

IDENTIFICAÇÃO DAS TIPOLOGIAS DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO E CONTRIBUIÇÃO PARA A SUA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

ARMANDO MOISÉS SALDANHA BORGES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e Irmão

“O destino desconhece a linha reta”

José Saramago

AGRADECIMENTOS

Tenho a agradecer a todos aqueles que, de uma maneira ou de outra, me ajudaram na elaboração desta dissertação. Deixo um reconhecimento especial àqueles com que tive a oportunidade de trabalhar diretamente:

Ao professor doutor António Arêde, orientador deste trabalho, por toda disponibilidade revelada no acompanhamento do trabalho, pelo conhecimento transmitido e pelas dicas que agora vejo terem sido fundamentais para que tudo fosse bem feito e não me dispersasse na realização das diversas tarefas da dissertação.

Ao André Furtado pelo constante incentivo, acompanhamento e apoio prestado em todas as tarefas realizadas ao longo da dissertação. Foi um autêntico “braço direito”.

Ao Senhor Valdemar Luís e ao Nuno Pinto pela ajuda prestada e que foi crucial para a realização de todos os ensaios feitos em laboratório. A boa disposição e experiência manifestadas são qualidades únicas e contribuíram para um bom andamento dos trabalhos.

Ao professor doutor Hugo Rodrigues, coorientador desta dissertação, pela disponibilidade demonstrada na procura de projetos passíveis de análise e pela revisão da dissertação.

Ao Engenheiro António Santos Silva pela excelente receptividade que manifestou nas idas à câmara municipal de Vila Real assim como a todas as funcionárias do arquivo municipal do concelho. Mostraram-se sempre disponíveis na procura, no processo de digitalização e envio de todos os projetos pretendidos do distrito.

Ao Arquiteto Bruno Marques e ao Engenheiro Carlos Teiga pelo acompanhamento prestado nas visitas aos edifícios das freguesias de Arcozelo e Argoncilhe, respetivamente, e liberdade que nos foi dada para que realizássemos todos os ensaios necessários.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia de Portugal que através do projeto PTDC/ECM/122347/2010 – “RetroInf – Developing Innovative Solutions for Seismic Retrofitting of Masonry Infill Walls” apoiou também os trabalhos desta dissertação.

E como este trabalho representa apenas a parte final do meu percurso nesta faculdade não poderia deixar de dizer um grande obrigado a todos os meus amigos que fizeram com que todas as minhas expectativas em relação à vida académica fossem infinitamente ultrapassadas. As experiências vividas são inesquecíveis e todas as peripécias que nos foram acontecendo dariam também uma extensa e incrível dissertação.

RESUMO

O trabalho desenvolvido nesta dissertação é focado na caracterização das propriedades geométricas das paredes de alvenaria de enchimento confinadas em pórticos de betão armado e, faz parte de uma investigação em curso.

Com o objetivo de identificar novas tipologias de paredes de alvenaria e aumentar a amostra de painéis analisados, foram recolhidas informações detalhadas sobre a sua geometria em projetos de 34 edifícios pertencentes ao parque habitacional português. A caracterização dos elementos estruturais (vigas e pilares) dos respetivos pórticos confinantes foi também considerada.

Todos estes valores foram inseridos numa base de dados já existente e os resultados, provenientes da análise estatística feita aos mesmos, foram comparados aos do estudo realizado anteriormente.

De seguida e no sentido de se conhecer as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria foram realizados em laboratório ensaios experimentais em provetes tipo “muretes” de alvenaria de tijolo cerâmico furado de modo a estimar a sua resistência à compressão simples, o seu módulo de elasticidade e a sua resistência à tração diagonal no plano em paredes desse tipo.

Foram ainda realizados ensaios de campo com o intuito de caracterizar o comportamento dinâmico de paredes de alvenaria de enchimento de dois edifícios. Com este ensaio foi possível identificar a sua frequência e modos de vibração da parede sob excitação ambiental e comparar com resultados obtidos em laboratório em idênticos painéis de enchimento de alvenaria.

As duas últimas campanhas estão enquadradas num estudo que está a decorrer no LESE sobre o comportamento no e fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento, contribuindo para o início de ensaios do género que ainda não faziam parte do leque de ensaios realizados no laboratório.

PALAVRAS-CHAVE: painéis de alvenaria de enchimento, edifícios de betão armado, base de dados de projetos, propriedades mecânicas da alvenaria, características dinâmicas de paredes de enchimento

ABSTRACT

This thesis focuses on the characterization of the geometric properties of the infill masonry walls confined in frames of reinforced concrete and it's part of an on going investigation.

With the purpose of identifying new masonry walls typologies and increasing the sample of analyzed panels, detailed information was collected about its geometry in design drawings of 34 buildings belonging to the Portuguese building stock. The characterization of structural elements such as beams and columns of the respective envelope frames was also considered.

All these values were then inserted in an existing database and the results from the statistical analysis were compared to a previous study.

In order to understand the mechanic properties of masonry walls, laboratory experiments were made in ceramic hollow brick wallets in order to estimate their uniaxial compressive strength, elastic modulus and diagonal tensile strength.

To enhance the knowledge of brick masonry, dynamic identification tests was also carried out in some walls of existing buildings. It was possible to estimate the walls' frequencies and vibration modes and make some comparisons with similar tests made in laboratory.

The last two campaigns are framed in a study that is taking place in LESE on behavior in and out of the infill masonry walls plan, contributing to early gender tests that were not part of the range of tests performed in the laboratory.

KEYWORDS: building structures of reinforced concrete, masonry infill panels, project database, mechanical properties of masonry walls, dynamic behavior of walls

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2

2. REVISÃO DOS CONCEITOS GERAIS SOBRE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. MATERIAIS E TÉCNICAS USADAS NA CONSTRUÇÃO	5
2.3. DIMENSIONAMENTO SISMO-RESISTENTE	9
2.3.1. PAREDES DE ALVENARIA	9
2.3.2. AÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL	12
2.4. A ALVENARIA EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	13
2.5. DANOS EM PAREDES DE FACHADA	14
2.6. CONCLUSÕES	17

3. CARACTERIZAÇÃO TIPOLÓGICA DAS PAREDES EM ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM PORTUGAL	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. PARQUE HABITACIONAL DE PORTUGAL	19
3.2.1. DENSIDADE POPULACIONAL E HABITACIONAL	20
3.2.2. ESTUDO PRÉVIO DOS EDIFÍCIOS EXISTENTES	21
3.3. BASE DE DADOS	21
3.4. MEMÓRIA DESCRITIVA DA BASE DE DADOS	22
3.4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS	22
3.4.2. CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	24
3.4.2.1. Vigas	24
3.4.2.2. Pilares	25

3.4.3. TIPOLOGIAS DE PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA.....	25
3.4.4. CASO “COOPERATIVA QUINTA DA LEVADA”	27
3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS	29
3.5.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS	29
3.5.2. CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	35
3.5.2.1. Vigas.....	36
3.5.2.2. Pilares.....	40
3.5.3. TIPOLOGIAS DE PAREDES.....	44
3.6. CONCLUSÕES.....	59

4. AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA DE TIJOLO FURADO.....61

4.1. INTRODUÇÃO.....	61
4.2. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À FLEXÃO E COMPRESSÃO	62
4.2.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E DE CÁLCULO	62
4.2.1.1. Resistência à tração	63
4.2.1.2. Resistência à compressão	64
4.2.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	64
4.2.2.1. Resistência à tração	64
4.2.2.2. Resistência à compressão	65
4.2.2.3. Comparação dos resultados.....	66
4.3. MURETES – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	66
4.3.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E DE CÁLCULO	66
4.3.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	69
4.4. MURETES – RESISTÊNCIA AO CORTE POR COMPRESSÃO DIAGONAL 73	
4.4.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E DE CÁLCULO	73
4.4.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	75
4.5. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES	81

5. CARATERIZAÇÃO DINÂMICA DE PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA.....83

5.1. INTRODUÇÃO.....	83
5.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL EXPERIMENTAL.....	83
5.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL	84
5.3.1. MORADIA DE ARCOZELO	84
5.3.1.1. Descrição geral e instrumentação	84

5.3.1.2. Resultados experimentais	90
5.3.2. EDIFÍCIO DE ARGONCILHE	90
5.3.2.1. Descrição geral e instrumentação	90
5.3.2.2. Resultados experimentais e conclusões	94

6. CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

	101
--	-----

6.1. CONCLUSÕES	101
-----------------------	-----

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	103
-------------------------------------	-----

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
----------------------------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Blocos mais utilizados na construção de alvenaria em Portugal.....	6
Fig. 2.2 – Evolução dos sistemas construtivos de paredes de alvenaria de enchimento de fachada durante o século XX	6
Fig. 2.3 – Evolução do volume de material utilizado na construção durante o século XX e XXI .	7
Fig. 2.4 – Exemplos de ligação entre parede de alvenaria e elemento de betão armado	7
Fig. 2.5 – Relação tensão versus extensão da alvenaria à compressão	9
Fig. 2.6 – Ilustração da destruição de parte da cidade de Lisboa após o terramoto de 1755....	12
Fig. 2.7 – Representação da falha tectónica entre as placas Euroasiática e Africana.....	12
Fig. 2.8 – Representação e comparação entre a localização das falhas tectónicas em Portugal continental e os sismos registados no ano de 2010	13
Fig. 2.9 – Representação do efeito escora num pórtico de betão armado preenchido com alvenaria	14
Fig. 2.10 – Funcionamento local de painéis de alvenaria com aberturas e posicionamento das bielas criadas na ocorrência de um sismo	14
Fig. 2.11 – Danos dos painéis de alvenaria	15
Fig. 2.12 – Danos em painéis de alvenaria	16
Fig. 2.13 – Restrição do deslocamento lateral e efeito <i>short-column</i>	17
Fig. 2.14 – Mecanismos de colapso devido à presença dos painéis de alvenaria	17
Fig. 3.1 – Representação da densidade populacional e alojamentos	20
Fig. 3.2 – Representação de paredes total e parcialmente envolvidas pertencentes ao projeto “Quinta do Seixo” em Vila Real	23
Fig. 3.3 – Primeira folha da base de dados referente às características gerais de um edifício .	24
Fig. 3.4 – Segunda folha da base de dados referente às características estruturais das vigas	25
Fig. 3.5 – Terceira folha da base de dados referente às características estruturais dos pilares	25
Fig. 3.6 – Parede de alvenaria de enchimento de pórticos de betão armado e parâmetros medidos para identificação de tipologias de parede.....	26
Fig. 3.7 – Quarta folha da base de dados referente às características geométricas das paredes de alvenaria de enchimento	27
Fig. 3.8 – Representação do projeto construtivo da Cooperativa “Quinta da Levada” em Vila Real	28
Fig. 3.9 – Representação do efeito escora numa parede de alvenaria corrida, sem pilares intermédios e apoiada no bordo na laje em consola (edifício da Cooperativa “Quinta da Levada”)	29
Fig. 3.10 – Número de edifícios analisados e a respetiva localização	30
Fig. 3.11 – Distribuição dos edifícios por ano da sua construção.....	31
Fig. 3.12 – Distribuição dos edifícios por área de implantação	32
Fig. 3.13 – Distribuição dos edifícios por número de pisos	33
Fig. 3.14 – Distribuição dos edifícios por altura do piso de rés-do-chão	34
Fig. 3.15 – Distribuição dos edifícios por altura dos pisos superiores	35

Fig. 3.16 – Distribuição dos edifícios por espessura da laje	36
Fig. 3.17 – Distribuição da altura das vigas	37
Fig. 3.18 – Distribuição da largura das vigas	38
Fig. 3.19 – Distribuição da percentagem de armadura na secção de meio vão das vigas	39
Fig. 3.20 – Distribuição da percentagem de armadura na secção dos apoios das vigas.....	39
Fig. 3.21 – Distribuição do diâmetro e espaçamento dos estribos das vigas	40
Fig. 3.22 – Distribuição da largura dos pilares.....	41
Fig. 3.23 – Distribuição da altura da secção dos pilares	42
Fig. 3.24 – Distribuição da percentagem de armadura dos pilares	43
Fig. 3.25 – Distribuição do diâmetro e espaçamento dos estribos dos pilares.....	44
Fig. 3.26 – Distribuição dos pórticos com enchimento parcial e total de alvenaria por comprimento do vão.....	45
Fig. 3.27 – Distribuição dos pórticos com enchimento total de alvenaria por comprimento do vão.....	45
Fig. 3.28 – Distribuição dos pórticos com enchimento total de alvenaria e com aberturas por comprimento do vão.....	46
Fig. 3.29 – Tipologias de paredes de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado .	47
Fig. 3.30 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2014.....	48
Fig. 3.31 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2015.....	48
Fig. 3.32 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2014 e 2015	49
Fig. 3.33 – Distribuição da altura das aberturas	50
Fig. 3.34 – Distribuição do rácio entre a altura das aberturas e do painel	51
Fig. 3.35 – Distribuição do comprimento das aberturas.....	52
Fig. 3.36 – Distribuição do rácio entre o comprimento das aberturas e do painel.....	53
Fig. 3.37 – Distribuição da distância entre o piso inferior e a abertura.....	54
Fig. 3.38 – Distribuição das aberturas pela distância entre a abertura e o piso superior	55
Fig. 3.39 – Distribuição da distância entre o pilar e a abertura dos painéis	56
Fig. 3.40 – Distribuição da distância entre as aberturas dos painéis.....	57
Fig. 3.41 – Relação entre a área das aberturas e a área do painel de enchimento.....	58
Fig. 3.42 – Relação entre o comprimento da diagonal e a área das aberturas.....	59
Fig. 4.1 – Argamassa utilizada nos muretes	63
Fig. 4.2 – Equipamento para a realização do ensaio à flexão	63
Fig. 4.3 – Equipamento para a realização do ensaio à compressão	64
Fig. 4.4 – Construção dos provetes tipo murete de alvenaria	67
Fig. 4.5 – Pórtico utilizado e o posicionamento de um provete de 600x600mm ²	68
Fig. 4.6 – Esquema geométrico dos provetes com o posicionamento dos 4 LVDT's nas faces anterior e posterior	68
Fig. 4.7 – Envolvente da tensão <i>versus</i> extensão dos provetes do tipo “CS11”	70
Fig. 4.8 – Envolvente da tensão <i>versus</i> extensão dos provetes do tipo “CS15”	71

Fig. 4.9 – Modo de rotura dos provetes de 110 mm	72
Fig. 4.10 – Modo de rotura dos provetes de 150 mm	73
Fig. 4.11 – Instrumentação, pórtico e murete utilizados no ensaio de compressão diagonal	74
Fig. 4.12 – Posição dos 4 LVDT's	74
Fig. 4.13 – Reutilização do provete A do tipo “CD11”	76
Fig. 4.14 – Esmagamento do tijolo no provete A do tipo “CD11”	76
Fig. 4.15 – Enchimento dos tijolos de extremidade com argamassa.....	77
Fig. 4.16 – Rotura por deslizamento/destacamento do provete A do tipo “CD11”	77
Fig. 4.17 – Envolvente da tensão <i>versus</i> extensão dos provetes do tipo “CD11”	78
Fig. 4.18 – Envolvente da tensão <i>versus</i> extensão dos provetes do tipo “CD15”	79
Fig. 4.19 – Esmagamento do tijolo e argamassa das extremidades dos muretes	80
Fig. 4.20 – Rotura dos muretes CD11 por deslizamento.....	80
Fig. 4.21 – Rotura dos muretes CD15 por deslizamento.....	81
Fig. 5.1 – Localização e vista aérea do edifício em estudo	85
Fig. 5.2 – Edifício ainda em fase de construção no qual foi realizado o ensaio	85
Fig. 5.3 – Peça desenhada do edifício com os 4 alçados da habitação	86
Fig. 5.4 – Peça desenhada do projeto com a planta arquitetónica e estrutural.....	86
Fig. 5.5 – Envolvente interior da parede onde foi realizado o teste dinâmico	87
Fig. 5.6 – Localização da parede na planta arquitetónica do primeiro piso.....	87
Fig. 5.7 – Confinamento parcial do pano interior de alvenaria	88
Fig. 5.8 – Esquema com a localização dos 7 acelerómetros.....	88
Fig. 5.9 – Ligação entre acelerómetros e os tijolos.....	89
Fig. 5.10 – Instrumentação completa utilizada no ensaio	89
Fig. 5.11 – 1º Modo de vibração da parede	90
Fig. 5.12 – Localização e vista aérea do edifício em estudo	91
Fig. 5.13 – Localização da parede na planta arquitetónica do primeiro piso e alçado esquerdo do edifício	91
Fig. 5.14 – Fotografia da parede ensaiada e da fachada frontal do edifício.....	92
Fig. 5.15 – Ligação entre os acelerómetros e a parede	92
Fig. 5.16 – Esquema com a localização dos 5 acelerómetros da parede 1	93
Fig. 5.17 – Esquema com a localização dos 4 acelerómetros da parede 2	93
Fig. 5.18 – Esquema com a localização dos 5 acelerómetros da parede 3	93
Fig. 5.19 – Instrumentação completa utilizada no ensaio.....	94
Fig. 5.20 – Diagrama de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 1.....	95
Fig. 5.21 – Diagrama de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 2.....	96
Fig. 5.22 – Diagrama de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 3.....	97

Fig. 5.23 – 1º Modo de vibração da parede 1	98
Fig. 5.24 – 1º Modo de vibração da parede 2	98
Fig. 5.25 – 1º Modo de vibração da parede 3	98

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Edifícios com pelo menos 3 pisos contruídos em Portugal por década de construção	21
Quadro 3.2 – Quadro resumo com a contabilização dos diversos tipos de pórtico e o respetivo vão médio e vão máximo	46
Quadro 4.1 – Determinação da resistência à tração: Provetes de argamassa – muretes CS ...	64
Quadro 4.2 – Determinação da resistência à tração: Provetes de argamassa – muretes CD ...	65
Quadro 4.3 – Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa – muretes CS	65
Quadro 4.4 – Determinação da resistência à compressão: Provetes de argamassa – muretes CD	65
Quadro 4.5 – Resistência à tração dos provetes de argamassa das campanhas 2015 e 2014	66
Quadro 4.6 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa das campanhas 2015 e 2014.....	65
Quadro 4.7 – Determinação da resistência à compressão: Provete “CS11”	70
Quadro 4.8 – Determinação da resistência à compressão: Provete “CS15”	70
Quadro 4.9 – Resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos provetes tipo “muretes” “CS11”	71
Quadro 4.10 – Resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos provetes tipo “muretes” “CS15”	72
Quadro 4.11 – Determinação da resistência à tração: Provete A “CD11”	75
Quadro 4.12 – Determinação da resistência à tração: Provete A (alterado) “CD11”	77
Quadro 4.13 – Determinação da resistência à tração: Provetes “CD11”	78
Quadro 4.14 – Determinação da resistência à tração: Provetes “CD15”	79
Quadro 5.1 – Frequências obtidas através do <i>software</i> ARTeMIS.....	99

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

O parque habitacional português construído durante a segunda metade do século XX é composto maioritariamente por edifícios com elementos estruturais de betão armado. A constituição das estruturas em betão armado trouxe benefícios para os construtores ao nível económico, rapidez de construção e um conhecimento mais aprimorado do material. São, aliás, estes os três principais fatores que levam ao desuso da alvenaria tradicional como principal método construtivo.

A alvenaria de tijolo começou a ser utilizada nos edifícios com vários fins nomeadamente: compartimentação, proteção para o exterior, conforto térmico e acústico. Um painel de alvenaria pode ter apenas uma destas funções ou combinar algumas delas. Nenhum outro sistema construtivo tinha ainda sido desenvolvido com as qualidades apresentadas pela alvenaria, como o razoável desempenho em termos de qualidade do ar no interior dos espaços, temperatura, ruído, fogo e durabilidade.

É irrefutável o peso que esta técnica construtiva representa nas construções atuais, contudo a sua consideração durante o processo de dimensionamento das estruturas é ainda de um modo geral bastante reduzida. Como tal observa-se que a construção em alvenaria é um dos subsistemas onde se encontram maiores deficiências de desempenho e anomalias. É necessário maior investimento na investigação da alvenaria e dar maior ênfase no ensino sobre esta temática [1].

Apesar de consideradas como elementos não estruturais, as paredes de enchimento em alvenaria podem ter um efeito positivo no comportamento global das estruturas quando sujeitas à ação sísmica, desde que a sua influência na resposta estrutural seja tida em conta. Nós últimos anos têm aumentado a preocupação relativamente à vulnerabilidade sísmica do parque habitacional em Portugal e de facto os mais recentes sismos ocorridos por toda a parte do globo têm exposto os erros cometidos no dimensionamento dos edifícios de médio porte através dos danos visíveis nas fachadas. Têm sido documentadas avultadas perdas económicas e de vidas humanas e elevada dificuldade na reparação dos estragos visto que a maior parte dos panos de alvenaria colapsa [3].

Esta situação encoraja a realização de mais investigação relacionada com as paredes de alvenaria de enchimento visando estudar com mais detalhe as propriedades dos materiais usados na alvenaria e as propriedades do conjunto, aprofundando assim o conhecimento do património edificado do território nacional.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Em função do cenário apresentado relativamente ao comportamento dos panos de alvenaria e aos danos que poderão ser causados em situações de ocorrência de um sismo é pertinente fazer um estudo pormenorizado de edifícios construídos em Portugal e assim contribuir para a expansão de uma base de dados já em desenvolvimento sobre as principais características da estrutura resistente em betão armado, as paredes de alvenaria de enchimento e dimensões e eventuais formas das aberturas existentes. Para acrescentar o conhecimento relativo à alvenaria de enchimento é também pretendido determinar algumas das suas propriedades mecânicas respeitantes ao estudo feito. Neste sentido, foram desenvolvidas as seguintes tarefas:

- Fundamentação teórica focada no comportamento de uma parede de alvenaria aquando da ocorrência de uma ação sísmica, procurando melhorar o sentido crítico e fazer uma seleção adequada das paredes relevantes para o estudo;
- Análise de projetos de estruturas de edifícios de diversos períodos e regiões do país, visando obter uma amostra diversificada, e recolha sistematizada de informações relativas às paredes de alvenaria de enchimento e às características dos elementos estruturais;
- Classificação, organização e inserção dos diversos elementos analisados numa base de dados já em desenvolvimento;
- Determinação das resistências à compressão e resistência à tração por compressão diagonal da alvenaria de tijolo com a realização de alguns ensaios experimentais;
- Caracterização do comportamento dinâmico de paredes de alvenaria através dos seus modos de vibração.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho é constituído por seis capítulos, cuja estruturação permite enquadrar o leitor com a algumas matérias associadas às alvenarias.

No presente capítulo apresentam-se os motivos pelos quais foi elaborada esta dissertação e as estratégias adotadas para alcançar os objetivos definidos.

No segundo capítulo são descritos os materiais e técnicas usadas na construção em alvenaria, apresentadas as normas regulamentares relativas ao seu uso, explicados os conceitos teóricos referentes à influência das paredes do tipo no comportamento global de uma estrutura sujeita à ação sísmica e os danos causados depois da sua ocorrência e são apresentados algumas informações relativas às falhas tectónicas existentes no território nacional.

No terceiro capítulo é desenvolvido todo o processo relativo à base de dados. Está presente uma caracterização geral do parque habitacional português, é feita uma descrição completa de todos os parâmetros recolhidos dos projetos e cálculos posteriormente realizados, apresentados os resultados finais e que depois são também alvo de comparação com os dados já existentes.

O quarto capítulo é dedicado exclusivamente à determinação de propriedades mecânicas das paredes de alvenaria, onde são descritos os ensaios realizados em laboratório que permitiram estimar a resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade e discutidos os resultados finais

No quinto capítulo apresenta-se a caracterização dinâmica de paredes de alvenaria de enchimento de dois edifícios, descrevendo-se os ensaios realizados em campo para determinar as frequências e os respetivos modos de vibração de cada parede.

No sexto e último capítulo são apresentadas as principais conclusões retiradas ao longo de todo o trabalho, assim como aspetos que não foram aprofundadamente analisados nesta dissertação que são relevantes o suficiente para serem investigados em trabalhos futuros.

2

REVISÃO DOS CONCEITOS GERAIS SOBRE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

2.1. INTRODUÇÃO

Entre os anos 9000 e 7000 a.C. a alvenaria começou a ser usada como sistema construtivo. Acompanhou o desenvolvimento de todas as civilizações e até ao século XX foi a técnica mais usada para edificação. Nessa altura surgiram as primeiras vigas de betão e armadas com aço, o que permitiu vencer maiores vãos, rapidez na execução das obras e mais segurança ao nível da capacidade resistente das estruturas. Deixavam de ser necessárias paredes de grande espessura nos primeiros pisos para suportar o peso dos andares superiores [1].

Apesar desta substituição pelo betão armado, sobretudo nos países mais desenvolvidos, a alvenaria não deixou de ser utilizada nas construções atuais. Tal continua a ser a sua importância, que os custos ainda representam em média 8,5 a 10% do valor global das obras, quer no material quer na própria mão-de-obra e transporte [14].

2.2. MATERIAIS E TÉCNICAS USADAS NA CONSTRUÇÃO

Qualidade e segurança são objetivos fundamentais na conceção de um edifício. À alvenaria exige-se conforto térmico e acústico, proteção, estabilidade e durabilidade. É por estes fatores que em larga escala e por todo o Mundo este material é usado para construir paredes divisórias interiores das habitações e elementos das fachadas de um edifício.

Para a execução de uma parede em alvenaria são precisos sempre dois elementos base: os blocos e o ligante. Relativamente ao volume ocupado, os dois apresentam valores bastante distintos e, apesar de o volume de ligante ser inferior ao volume dos blocos, este não deixa de ter um contributo importante para a resistência total da alvenaria sobretudo quando uma parede é sujeita a ações horizontais, como a ação sísmica. O cimento Portland é o principal ligante mais usado da argamassa de assentamento e, em relação aos blocos para a alvenaria, entre os mais comuns encontram-se os tijolos furados, os blocos cerâmicos e os blocos de betão. Matérias-primas como a argila, o betão ou material pétreo natural são a base de quase todo o tipo de blocos existentes no mercado. Na figura 2.1 estão representados os três blocos mais usados na construção de paredes em alvenaria em Portugal [29].

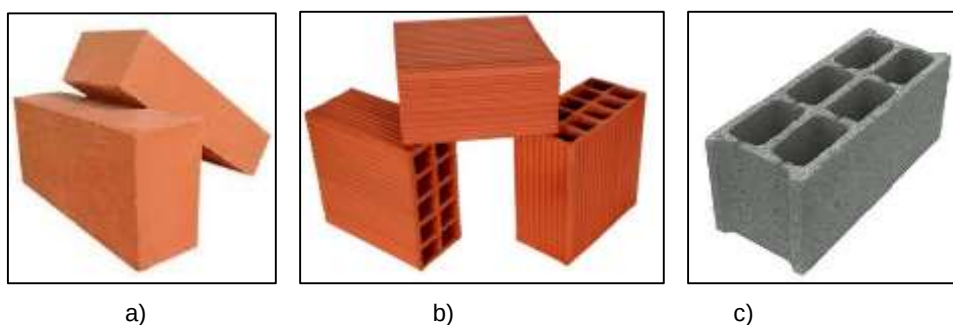


Figura 2.1 - Blocos mais utilizados na construção de alvenaria em Portugal [29];
a) Bloco cerâmico maciço; Tijolo cerâmico furado; c) Bloco de betão.

No panorama nacional o tijolo cerâmico com furação horizontal é de longe o mais utilizado, estando presente nos mais variados sistemas construtivos de paredes de alvenaria existentes [1]. Nos tempos que correm constata-se que existe já uma maior tendência para o uso de tijolo vertical, o chamado tijolo térmico.

Como se pode observar na figura 2.2 a evolução das paredes de enchimento da envolvente exterior das habitações é notória. Nos anos 40 as paredes eram constituídas por um único pano de alvenaria de pedra com uma grande espessura. Nos anos 50 começaram a ser construídas mais frequentemente paredes duplas de alvenaria, com ou sem caixa-de-ar. No pano exterior era usada alvenaria de pedra e no interior era já frequente o uso de alvenaria de tijolo com furo horizontal. Nos anos 60 o pano exterior de pedra foi substituído por um pano de tijolo espesso e nos anos 70 a espessura deste último pano diminuiu. Nos anos 80 foram concretizadas as primeiras paredes duplas de alvenaria de tijolo com isolamento térmico e caixa-de-ar. Desde os anos 90 que, com mais frequência, se constrói paredes com uma única camada de alvenaria interior e isolamento térmico na envolvente exterior pois com a constante evolução e melhoramento das qualidades dos materiais constituintes do isolamento deixa de ser necessária a alvenaria dupla com caixa-de-ar.

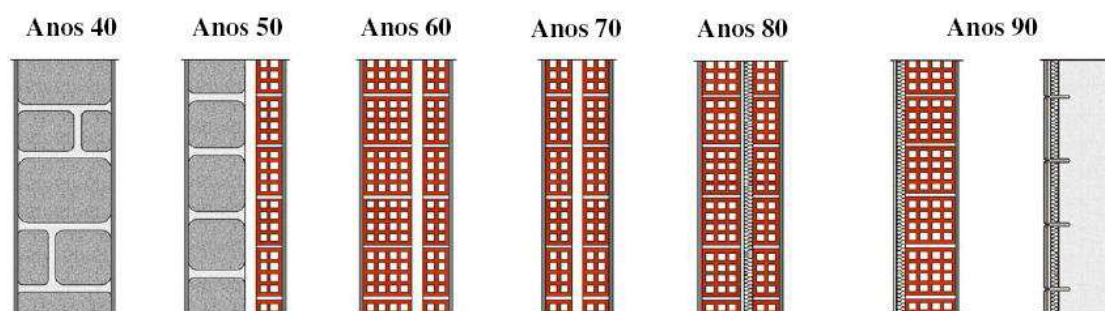


Figura 2.2 - Evolução dos sistemas construtivos de paredes de alvenaria de enchimento de fachada durante o século XX [14].

Contudo e apesar da constante evolução que os painéis de alvenaria têm sofrido, este material é cada vez menos usado na construção nacional. Através na figura 2.3 é possível verificar esta situação.

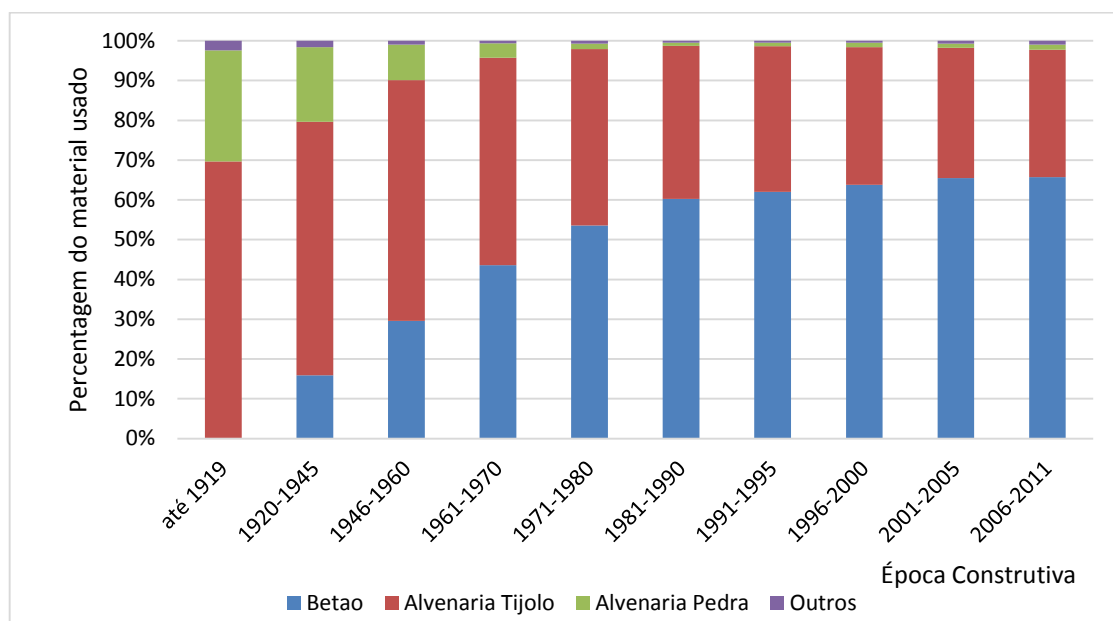


Figura 2.3 – Evolução do volume de material utilizado na construção durante o século XX e XXI [19].

Da análise da figura 2.3 é perceptível o aumento do volume de betão utilizado. Na primeira metade do século XX a percentagem de betão utilizado na construção rondava os 15%. Com o avançar do tempo o seu crescimento foi tal que, no século XXI, a percentagem de betão utilizado era já cerca de 65%. A alvenaria de tijolo maciço sofreu um desuso proporcional ao crescimento do betão, e percentagem do material na construção ronda os 30%. Este valor da alvenaria de tijolo não é residual como é o da alvenaria de pedra ou de outros materiais como os elementos metálicos.

Para um aumento da segurança das paredes envolvidas por pórticos de betão armado é importante considerar uma ligação direta entre os elementos de alvenaria e as vigas e pilares de betão. Com esse propósito existem já no mercado duas soluções viáveis e eficazes. Numa das soluções é pretendido que se façam pequenas perfurações do betão armado e que depois sejam colocados ligadores metálicos entre a alvenaria e o face do pilar. Numa outra solução é colocado uma tela soldada a uma cantoneira que por sua vez é aparafusada ao pilar. Na figura 2.4 estão ilustradas as duas soluções e o esquema normalmente usado para a sua colocação.

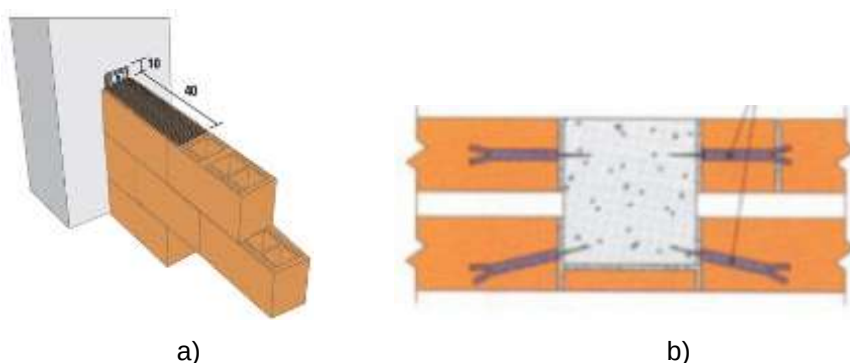


Figura 2.4 - Exemplos de ligação entre parede de alvenaria e elemento de betão armado.
a) Com recurso a tela soldada [35]; b) Com recurso a ligadores metálicos [14].

Quer sejam ou não adotadas as soluções apresentadas no parágrafo anterior, na idealização e dimensionamento de uma parede em alvenaria de enchimento é também imprescindível fazer uma avaliação da capacidade resistente da alvenaria enquanto material. Para tal já existem regulamentos onde estão explícitos os procedimentos e cálculos necessários para a determinação desses valores, como é o caso do Eurocódigo 6 (EC6) [21], baseados na resistência dos materiais constituintes da alvenaria. Nos parágrafos seguintes são resumidas as principais formas de estimar as características resistentes e de deformabilidade da alvenaria, com base no EC6.

Assumindo que o painel de alvenaria irá ser utilizado no preenchimento dos pórticos, facilmente se faz a correspondência com uma das matérias-primas listadas na secção 3.1 do EC6. De seguida é escolhido o grupo a que pertence a alvenaria de acordo com a orientação e volume dos seus furos.

É então necessária a informação de resultados dos ensaios de compressão do elemento de alvenaria ou consultar possíveis bases de dados já disponíveis com valores retirados de ensaios anteriores. É utilizada a equação 2.1 para determinar o valor da resistência à compressão uniaxial da alvenaria (f_k), a partir da resistência dos componentes (unidades ou blocos e argamassa). Caso a argamassa seja uma argamassa normal ou leve pode-se usar diretamente a equação 2.2.

$$f_k = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3} \quad (2.1)$$

em que:

f_k – Resistência característica à compressão da alvenaria, em N/mm²;

K – Constante, modificada, quando for caso, de acordo com os parágrafos 3.6.1.2(3) e/ou 3.6.1.2(6) do EC6;

f_b – Resistência à compressão das unidades para alvenaria, na direção da ação aplicada, em N/mm²;

f_m – Resistência à compressão da argamassa, em N/mm².

Para além da caracterização da resistência à compressão, é também importante estimar o módulo de elasticidade. Na figura 2.5 é apresentado o gráfico ilustrativo do EC6 evidenciando a relação entre a tensão e a extensão uniaxiais de um material usado como alvenaria quando este é submetido a uma carga gradualmente crescente e de compressão.

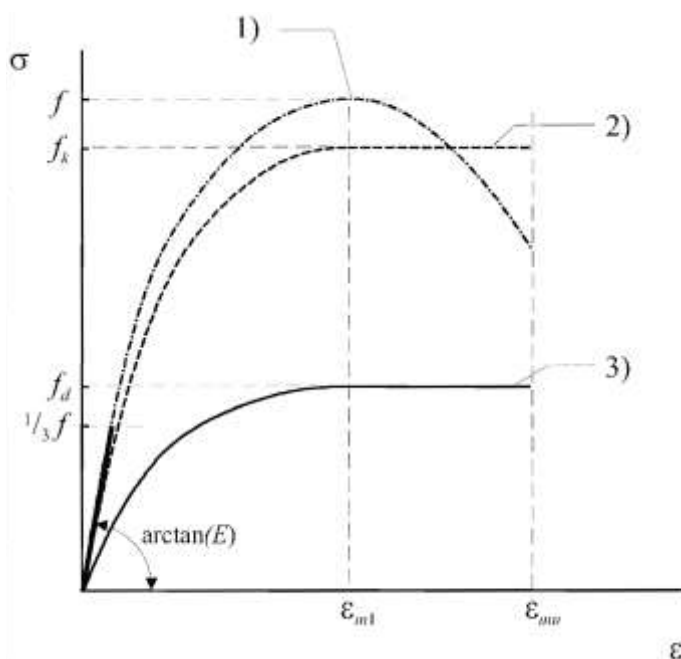


Figura 2.5 - Relações tensões versus extensões da alvenaria à compressão [20].
1) Diagrama tipo; 2) Diagrama idealizado (parábola-retângulo); 3) Diagrama de cálculo.

O valor do módulo de elasticidade, E , é variável e está também relacionado com a duração da aplicação da carga. Para as ações de curta duração o valor é obtido através de ensaios descritos na norma EN NP 1052-1 [23]. Caso seja impossível recorrer a este procedimento é possível estimar um valor para o módulo de elasticidade, E , recorrendo à equação 2.3 que está presente na mesma norma.

$$E = 1000 \times f_k \quad (2.2)$$

Para ações de longa duração, o valor do módulo de elasticidade, E , é calculado usando o valor determinado anteriormente. No entanto é necessário ter em conta a deformação do próprio material ao longo do tempo e incluir no cálculo um valor correspondente ao coeficiente de fluência a tempo infinito, ϕ_∞ . A expressão utilizada neste caso está presente na equação 2.4.

$$E_{long term} = \frac{E}{1 + \phi_\infty} \quad (2.3)$$

O módulo de distorção, G , tem um valor aproximado correspondente a 40% do módulo de elasticidade, E .

2.3. DIMENSIONAMENTO SISMO-RESISTENTE

2.3.1. PAREDES DE ALVENARIA

Comparativamente a outros elementos, a alvenaria de enchimento é raramente considerada no cálculo e dimensionamento de estruturas devido à escassez de regulamentos e normas. Até há relativamente pouco tempo o dimensionamento de uma construção em alvenaria era feito através de métodos meramente empíricos e intuitivos e apenas a experiência adquirida ao longo dos séculos era a sustentação de um projeto deste tipo. Com isto, eram construídas paredes robustas de forma a aumentar a segurança e que consequentemente aumentavam os custos da obra. O projetista era também obrigado a generalizar o cálculo de uma estrutura qualquer que fosse o tipo de alvenaria utilizada.

Atualmente, na maior parte dos países desenvolvidos ou em desenvolvimento, a situação está diferente e já existem em vigor normas que regulamentam o projeto e a execução de edifícios em alvenaria. As normas têm em atenção as características tecnológicas dos aparelhos utilizados durante a construção, as propriedades físico-mecânicas dos materiais de alvenaria e apresentam critérios para a estimação da influência da alvenaria e dos componentes construtivos na resposta da estrutura perante um sismo. É relevante fazer referência ao facto de que edifícios como os quartéis de bombeiros e hospitais têm regras específicas de construção para assegurar o seu funcionamento em caso de ocorrência de um sismo de grande magnitude [15].

Entre a bibliografia que tem em consideração a alvenaria como método construtivo existem algumas publicações que se destacam por serem as mais usadas, tais como:

- O Eurocódigo 6, que é uma das ferramentas mais modernas para projetos de construção em alvenaria simples, pré-esforçada e confinada, tanto para elementos estruturais como não estruturais.
- *ATC-40*, que apresenta uma ideia do esforço financeiro necessário para reforçar as paredes de alvenaria. Este reforço é concretizado durante a reabilitação dos edifícios;
- FEMA 310, onde se esclarece o processo de avaliação da vulnerabilidade dos edifícios e se considera que esta avaliação deve ser sustentada nas forças e *drifts* (deslocamentos relativos entre-pisos) dos elementos não estruturais;
- O Eurocódigo 8 [20], que faz referência aos elementos não estruturais como os painéis de alvenaria, e visa controlar o risco para a vida humana e para a edificação em situação de colapso dos painéis de alvenaria. Segundo o EC8, deve ser verificada a segurança dos painéis e das ligações e ancoragens destes aos elementos estruturais, tendo em conta a transmissão dos esforços e a influência que a sua presença provoca no comportamento global da estrutura. É ainda mencionado que mesmo nos casos em que não ocorra a transmissão de esforços por vias de elementos conectores é, ainda assim, importante ter em conta que a presença da alvenaria afeta a ductilidade do edifício;

No EC8 existe uma secção (4.3.6) que é inteiramente dedicada às estruturas de betão armado com enchimento de alvenaria e que afirma que estes painéis só deverão ser consideradas no dimensionamento estrutural se forem:

- Paredes de enchimento construídas apenas depois da descofragem dos pórticos de betão;
- Paredes de enchimento inteira e diretamente ligadas aos pórticos de betão, sem recorrer a juntas de separação especiais, conectores ou cintas, por exemplo;
- Elementos da alvenaria considerados, em princípio, como elementos não estruturais.

Sendo contrária esta última condição, ou seja, caso os elementos de alvenaria sejam considerados elementos estruturais devem seguir-se as recomendações presentes no capítulo 9 do EC8, nomeadamente:

- Ter em conta uma eventual irregularidade em planta e em altura devido às paredes de enchimento e as consequências que daí advêm;
- Não desprezar o incerto comportamento da alvenaria de enchimento, a inconstância das propriedades mecânicas e condições de ligação ao pórtico confinante pois existe alguma probabilidade de uma alteração intencional das paredes ao longo da vida útil do edifício havendo uma grande variabilidade dos danos sofridos durante uma ocorrência sísmica;

- Ter sempre em atenção todos os efeitos locais prejudiciais devidos à interação entre a estrutura e os painéis de enchimento como por exemplo a rotura dos pilares por esforço transversal devido ao efeito de biela diagonal dos enchimentos (originando o designado “pilar curto”).

Para resolver alguns destes possíveis problemas no mesmo capítulo estão também incluídas algumas soluções, seguidamente apontadas de forma sumária.

No que se refere às irregularidades, deverá ser necessário recorrer a modelos espaciais onde os painéis de alvenaria de enchimento sejam considerados, devendo ser também analisada a sensibilidade da posição e das propriedades dos enchimentos. Devem ser desprezados os painéis com mais de uma furação com uma área relevante, por exemplo um painel com uma porta e uma janela. No caso das irregularidades em planta não serem demasiado evidentes, este efeito pode ser considerado de forma simplificada multiplicando os efeitos da excentricidade accidental por 2.0, devido à incerteza da posição do centro de massa e rigidez. Numa situação em que as irregularidades ocorram em altura, como uma grande redução do volume de paredes em determinados pisos, poder-se-á aumentar os esforços sísmicos nos pilares de betão armado dos pisos em questão. Para tal o EC8 utiliza a equação 2.5 para calcular o fator de majoração para esses esforços.

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}} \right) \quad (2.5)$$

em que:

ΔV_{Rw} – é a redução total da resistência de corte das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;

$\sum V_{Ed}$ – é o somatório dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

Numa situação em que o fator de majoração seja inferior a 1,1 a modificação do valor dos esforços é facultativa. Em todo o caso, na análise de irregularidade dos painéis de enchimento em planta e em altura é necessário bom senso e experiência do projetista pois não existem regras práticas que definam o que é ou não regular.

Relativamente ao processo de dimensionamento sísmo-resistente de estruturas, em particular no que toca à ação sísmica, no país é usado atualmente o RSA [25] que entrou em vigor em 1985 e tem vindo a ser substituído pelo EC8 pois o seu principal propósito de homogeneizar a construção relativamente à ação sísmica em praticamente todo o território Europeu tem sido bem conseguido. No que se refere à alvenaria, em Portugal não existia normativa específica, lacuna que tem vindo a ser colmatada com o EC6 e EC8.

Para além de alterações importantes na definição da ação sísmica (referidas na secção seguinte), o EC8 implementou a obrigatoriedade de uma verificação de todos os elementos não estruturais que coloquem em risco as pessoas ou a estrutura principal em caso de colapso dos mesmos, de modo a que estes resistam à ação sísmica e sejam evitadas estas situações. A esta verificação acresce outra obrigatoriedade que impõe a consideração de todos estes elementos na modelação de uma estrutura quando a sua presença altera significativamente a rigidez lateral e a resistência total do edifício. Com os mesmos propósitos o EC8 estabelece outras verificações relativamente à ductilidade e dissipação de energia de uma estrutura para conferir o estado limite último e estado de limitação de danos.

2.3.2. AÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL

A história da ocorrência de sismos em Portugal conta já com alguns casos em que os danos nos edifícios foram colossais provocando enorme caos e causando inúmeros feridos e mortos, tal como o caso do terramoto de 1755 conhecido como o sismo de Lisboa. É estimado que cerca de 50% dos edifícios tenham sido completamente destruídos e que a magnitude do sismo tenha atingido valores entre 8.7 e 9 na escala de Richter.



Figura 2.6 - Ilustração da destruição de parte da cidade de Lisboa após o terramoto de 1755. [31]

O epicentro do sismo teve lugar na falha tectónica entre as placas Euroasiática e Africana, ilustrada na figura 2.7, que, como é visível, se encontra bastante próxima do território nacional.



Figura 2.7 – Representação da falha tectónica entre as placas Euroasiática e Africana [33].

Pode-se mesmo afirmar que as consequências não foram mais gravosas porque por exemplo na região do Algarve não existiam a quantidade de habitações que há hoje em dia e como tal apenas a região de Lisboa foi mais devastada pelo sismo.

A acrescentar à anterior existem outras falhas espalhadas em todo o território continental, que são as chamadas falhas intraplacas e estão representadas na figura 2.8 (a). Os sismos gerados nestas zonas tendem a ser de menor magnitude pois a energia acumulada é consideravelmente inferior à acumulada nas fronteiras entre placas continentais. Apesar disso não deixam de ter a sua importância pois a distância às zonas povoadas é menor bem como a energia dissipada desde o epicentro até à zona afetada. Na figura 2.8 (b) são ilustrados os sismos ocorridos em todo o território nacional continental no ano de 2010 e também no território espanhol que fizeram sentir os seus efeitos em Portugal.

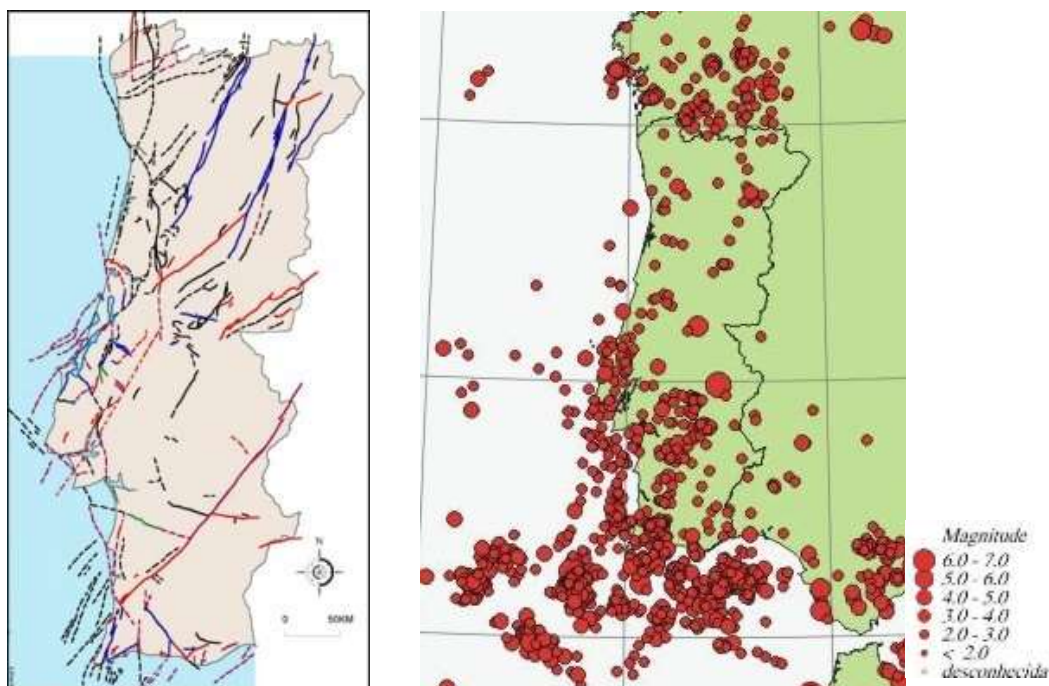


Figura 2.8 – Representação e comparação entre; a) Localização de falhas tectónicas em Portugal [43]; b) Epicentro de sismos registados em Portugal no ano de 2010 [32].

Como se comprova pela comparação entre as duas imagens da figura 2.8, existe uma relação bastante próxima entre a localização das falhas intraplacas localizadas no território nacional e a ocorrência dos sismos registados durante o ano de 2010, o que significa que qualquer zona do país se encontra vulnerável a sofrer danos devido à ação sísmica. Contudo, de uma forma geral a magnitude e frequência da atividade sísmica aumenta gradualmente de Norte para Sul e, não havendo maneira de atenuar esta mesma atividade, dever-se-á reduzir o risco e vulnerabilidade sísmica nas próprias construções.

No que se refere à quantificação regulamentar dos efeitos da ação dos sismos, o EC8 dedica uma grande secção exclusivamente à ação sísmica, comparativamente ao que vem prescrito no RSA. Mais detalhadamente o EC8 e o RSA distinguem-se desde logo pela diferença na consideração da ação sísmica: no RSA esta é dada como uma ação variável onde a probabilidade de ser excedida é de apenas 5% em 50 anos, sendo majorada como tal no caso de ser combinada com outras ações; por seu turno, no EC8 as probabilidades da ação sísmica ser excedida é de 10% em 50 anos. No EC8 a ação sísmica é determinada através do tipo de sismo e da zona em que este ocorre. Em primeiro é feita uma distinção entre os sismos interplacas (tipo 1) e intraplacas (tipo 2), sendo que conforme esta classificação é então de seguida identificada a zona do país e atribuída a respetiva aceleração máxima de projeto de referência. Neste regulamento os edifícios são também classificados com mais exatidão com o objetivo de esclarecer melhor a dissipação de energia pertencente às diferentes estruturas.

2.4. A ALVENARIA EM EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

As paredes de alvenaria de enchimento de fachada são sobretudo utilizadas como vedação entre a habitação e o ambiente exterior e, apesar de não serem consideradas elementos estruturais, a sua presença influencia o comportamento global de uma estrutura perante uma ação dinâmica aplicada horizontalmente, como é o caso de um sismo. Esta interação entre os elementos de

alvenaria e os elementos envolventes de betão armado é complexa e com alguma frequência a sua presença é descurada no dimensionamento de uma nova estrutura ou na avaliação da vulnerabilidade de um edifício já existente. Consequentemente, não sendo tida em conta a alteração de rigidez, resistência, massa e capacidade de dissipação de energia da estrutura, torna-se maior a probabilidade de serem obtidos modos de vibração errados o que tem direta influência na quantificação dos efeitos dinâmicos sobre a estrutura.

Tanto em teoria como na prática já é há muito tempo perceptível que a interação destes dois sistemas construtivos durante um sismo tende a ser benéfica para a estrutura, salvo algumas exceções que mais adiante se explica. Aquando da ocorrência de um sismo o pórtico de betão armado é travado pelo efeito de escora induzido na parede, como está representado na figura 2.9.

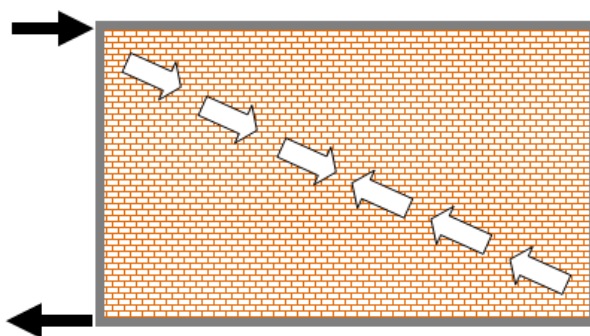


Figura 2.9 – Representação do efeito escora num pórtico de betão armado preenchido com alvenaria [28].

Este efeito de escora faz aumentar a rigidez global da estrutura e provoca um aumento da sua frequência e diminuição dos deslocamentos laterais em regime elástico.

Nas ilustrações da Figura 2.10 apresenta-se, com maior detalhe, o posicionamento das bielas que se tendem a formar em painéis de alvenaria de enchimento com aberturas perante a ocorrência de um sismo.

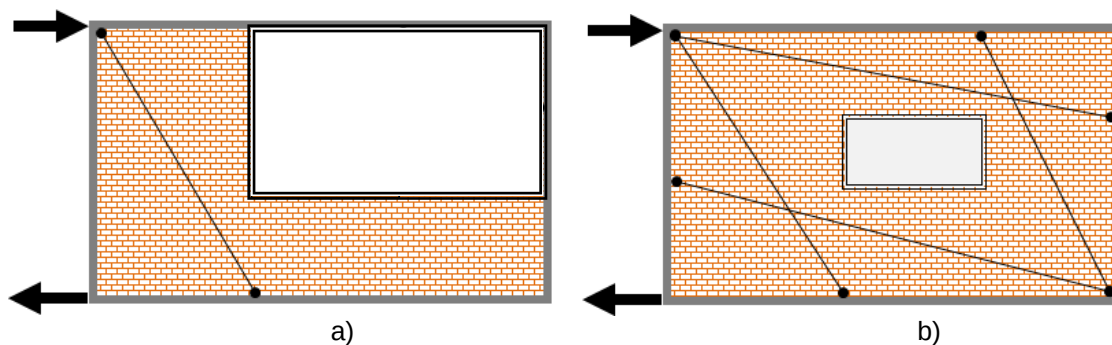


Figura 2.10 – Funcionamento local de painéis de alvenaria com aberturas e posicionamento das bielas criadas na ocorrência de um sismo [28].

2.5. DANOS EM PAREDES DE FACHADA

Face a inúmeras ocorrências de sismos e pelos danos visíveis constata-se que a vulnerabilidade sísmica de um edifício é determinada pelas suas características estruturais e tipologias construtivas. Entre as principais causas estão fatores como:

- Escolha dos elementos resistentes. Por exemplo, é expectável que os danos sofridos por um edifício com paredes de alvenaria resistente não confinada sejam superiores aos danos de uma habitação com elementos resistentes de betão e aço;
- Formato dos sistemas estruturais como as dimensões e forma em planta, número de pisos e a distribuição da massa;
- Qualidade da construção incluindo os materiais, métodos construtivos e tecnologia usada;
- Qualificação da mão-de-obra.

Todos estes fatores elevam a sua relevância quando se trata de construções mais antigas pois no dimensionamento das mesmas não terá sido considerada da forma correta a ação sísmica.

As paredes de alvenaria quando submetidas à ação sísmica sofrem danos, com consequências graves ou menos graves para a estrutura e para a vida humana. Simplificadamente existem dois tipos de danos pós-sismo: fissuração e esmagamento do tijolo no plano da parede ou colapso para fora do plano. No primeiro caso existe um decréscimo da resistência da própria alvenaria e custos importantes para a sua reparação; contudo são efeitos mais de caráter estético. Já no segundo caso, as consequências tendem a ser bem mais graves pois, com o colapso da parede, o custo de reabilitação do edifício é bem maior e o risco de perda de vidas humanas é bastante elevado.

Como é visível na figura 2.11 (a) ocorrem fissuras no plano do painel de alvenaria tratando-se de um dano não estrutural e acontece devido à esbelteza do pano de alvenaria e ao facto deste não estar envolvido por nenhum pórtico de betão armado. Já na figura 2.11 (b) torna-se evidente o perigo a que a vida humana está exposta devido ao colapso de uma parede de alvenaria para fora do seu plano.

Para além dos danos mencionados anteriormente pode ocorrer um desligamento total do pano de alvenaria relativamente à restante estrutura por falta de um correto sistema de grampeamento (figura 2.12 (a)), fissuração em toda a estrutura quando os panos são esbeltos e demasiado sensíveis a acelerações e deslocamentos (figura 2.12 (b)), colapso total do painel quando este é submetido a deslocamentos e acelerações superiores (figura 2.12 (c)) ou quando não se encontra confinado nem apresenta qualquer elemento de cintagem na zona de cunhais e mudanças de direção (figura 2.12 (d)).



a)



b)

Figura 2.11 - Danos dos painéis de alvenaria a) fissuração do painel de alvenaria [3];
b) Veículo afetado pelo colapso de uma parede de alvenaria [39].



Figura 2.12 - Danos em painéis de alvenaria a) desligamento à estrutura [3]; b) Fissuração generalizada no edifício [3]; c) colapso para fora do plano [30]; d) Colapso devido à falta de cintagem [3].

Parte dos danos mencionados são resultado da não inclusão das paredes não estruturais nos modelos de conceção do edifício, ocorrendo então mecanismos locais de colapso inesperados. Relacionados com as paredes em alvenaria existem os seguintes dois tipos de mecanismos possíveis:

- *short column*, ocorre em situações em que as paredes de alvenaria não preenchem a totalidade do pé-direito do pórtico, deixando uma parte do pilar livre. Este mecanismo provoca um aumento do esforço e rotura por corte nessa zona do pilar (Figura 2.12). Na secção 5.9 do EC8 encontram-se medidas que visam evitar a formação deste mecanismo mesmo que a tal parte do pilar não esteja confinada por parede;
- *soft storey*, sucede quando num determinado piso predomina a ausência de painéis preenchidos com alvenaria. Esta situação acontece com frequência nos pisos térreos, por serem pisos ideais para garagens ou comércio. Esta ausência de painéis aumenta a variação de rigidez em altura, ficando os pisos mais amplos e menos rígidos bastante mais frágeis sendo nesses que ocorre este fenómeno (Figura 2.13).

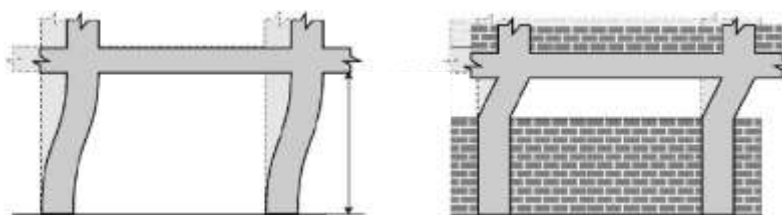


Figura 2.13 - Restrição do deslocamento lateral e o efeito *short column* [32].

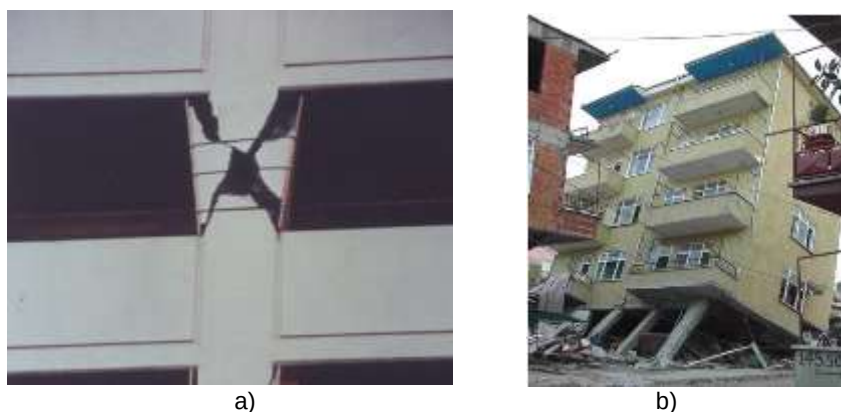


Figura 2.14 - Mecanismos de colapso devido à presença das paredes de alvenaria;
a) Efeito *short column*, Northridge earthquake, California, 1994 [36];
b) Efeito *soft-storey*, Great Erzincan earthquake, Turkey, 1999 [38].

2.6. CONCLUSÕES

Com as pesquisas efetuadas conclui-se que a utilização da alvenaria na construção do edificado novo em Portugal tem diminuído ao longo do último século relativamente à utilização do betão armado. Apesar deste facto, uma grande parte dos edifícios existentes tem na sua constituição uma percentagem significativa do material.

Com o avanço tecnológico no sector da construção civil torna-se evidente a obrigatoriedade de aprofundamento no estudo das propriedades da alvenaria de tijolo, pois é essa a matéria-prima mais utilizada na sua constituição. Mais frequentemente têm sido publicados artigos científicos sobre o assunto e colocadas em prática normas que regulam o uso e reabilitação da alvenaria. Este tipo de ações são extremamente importantes pois revelam a importância da sua consideração no dimensionamento de um edifício, visto que a sua influência é significativa para o comportamento global das estruturas perante a ação sísmica.

Devido à localização geográfica de Portugal, as probabilidades de ocorrência de um sismo de grande magnitude não são baixas e a história e acontecimentos recentes já demonstraram que, com o atual panorama no parque habitacional português, o país encontra-se bastante vulnerável relativamente à sua capacidade de resistência perante a ação sísmica.

3

CARACTERIZAÇÃO TIPOLÓGICA DAS PAREDES EM ALVENARIA DE ENCHIMENTO EM PORTUGAL

3.1. INTRODUÇÃO

A vulnerabilidade sísmica é a propensão que um elemento tem de sofrer danos causados por um sismo. Relacionado com essa maior ou menor probabilidade da ocorrência de estragos está a magnitude da atividade sísmica e as características dos próprios edifícios, características essas que têm evoluído ao longo do tempo, sobretudo durante o século XX. Apesar de parecer irrelevante pois as paredes em alvenaria não fazem parte do cálculo estrutural, ao fazer esta análise cuidada consegue-se de algum modo prevenir muitos dos eventuais estragos causados por um sismo no futuro. Estes dados poderão ser transmitidos às entidades responsáveis como as câmaras municipais e juntamente com especialistas criar medidas preventivas e diminuir o risco sísmico no território nacional. Adaptação dos planos de evacuação, realização de campanhas de reforço dos edifícios, criação de fundos monetários de reabilitação e modificação dos planos territoriais são algumas das medidas a tomar consoante os resultados obtidos no estudo.

Grande parte deste capítulo será ocupada com os resultados provenientes da análise feita às propriedades geométricas dos painéis em alvenaria e ao sistema estrutural dos edifícios, procedendo-se ainda a uma pequena comparação com os valores de um estudo semelhante e anterior a este. Serão objecto de detalhada descrição todas as fases e procedimentos que constituem o trabalho desenvolvido na dissertação e conduziram aos resultados finais, porém precedidos da apresentação de dados relacionados com o assunto e retirados do mais recente recenseamento da população e da habitação.

3.2. PARQUE HABITACIONAL DE PORTUGAL

Para que a amostra de projetos recolhidos fosse seguir a atual distribuição dos edifícios pelo território nacional foi necessário realizar uma pesquisa prévia para se conhecer a situação corrente. A fonte mais credível e atualizada seria o Instituto Nacional de Estatística e foi no mais recente relatório elaborado pela instituição, CENSOS 2011, que foram recolhidos todos os dados sobre a distribuição do edificado Português em relação ao número de edifícios existentes, a sua dimensão em altura e à época de construção.

3.2.1. DENSIDADE POPULACIONAL E HABITACIONAL

Densidade populacional e de alojamento foram os dois primeiros parâmetros retirados do relatório elaborado pelo Instituto Nacional de Estatística sobre os CENSOS 2011 para se conseguir ter uma noção geral das zonas que estariam mais vulneráveis a perdas de vida humana e a estragos materiais na ocorrência de um sismo. Na figura 3.1 (a) está representado a densidade populacional por km^2 e na figura 3.1 (b) é apresentado o número de alojamentos existentes no território continental Português. Embora na quantificação dos alojamentos estejam também contabilizados moradias e prédios de pequeno porte, com três ou menos pisos, esta estimativa é já bastante aceitável se a densidade populacional for semelhante à densidade habitacional, pois significa que uma larga percentagem destes alojamentos estão dispostos em altura.

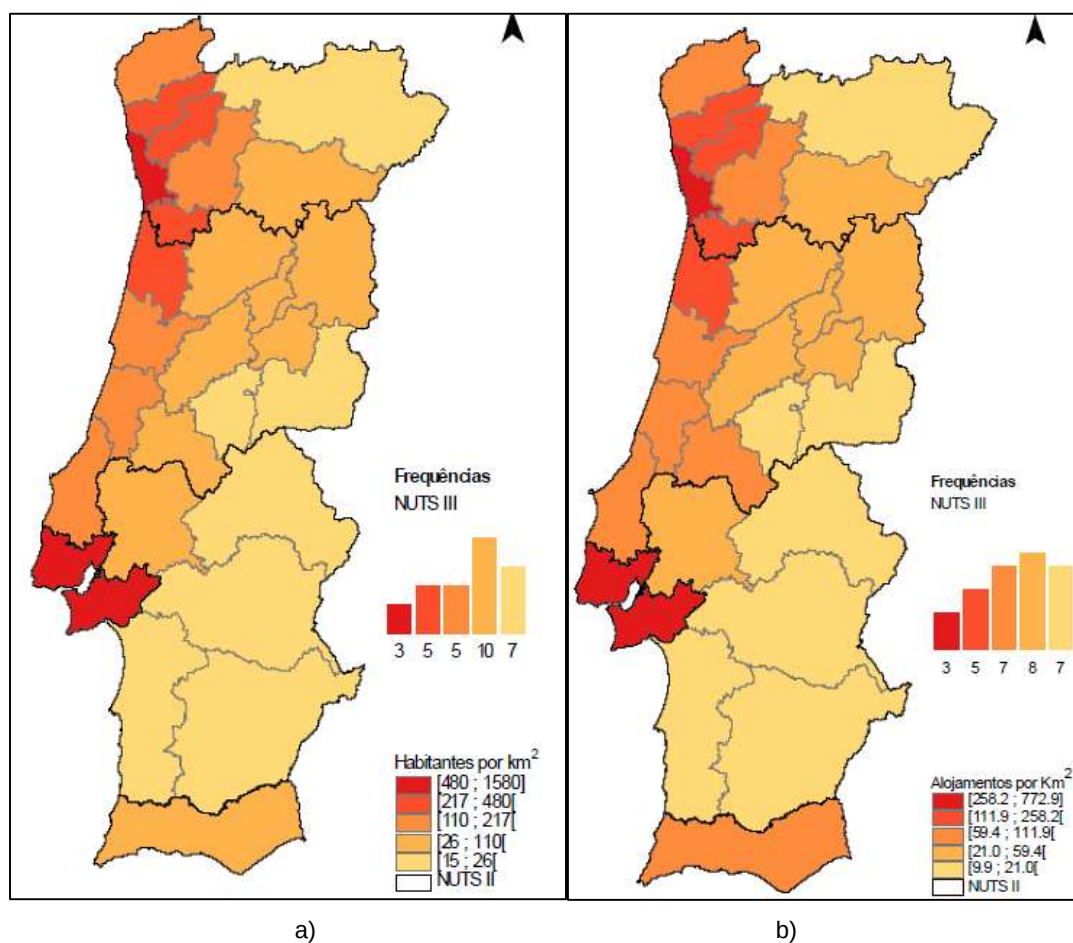


Figura 3.1 – Representação da densidade; a) populacional; b) alojamentos [19].

E de facto é possível verificar a relação direta entre as densidades habitacional e populacional, podendo ser feita a seleção das zonas mais expostas no território nacional através dos dados presentes no recenseamento de 2011. Veio a confirmar-se que a região de Lisboa é mesmo a mais exposta pois tem a maior densidade de habitantes e alojamentos por km^2 . De seguida estão as zonas do Porto, Braga, Aveiro e Setúbal. A região do Algarve apesar de ter uma densidade populacional relativamente baixa tem um número de edifícios elevado devido à grande procura de alojamento por parte dos turistas. Nas chamadas épocas “altas” de turismo praticamente todos

eles estão ocupados e consequentemente há nessas alturas também uma elevada exposição humana. As zonas interiores do país têm uma densidade populacional muito mais reduzida.

3.2.2. ESTUDO PRÉVIO DOS EDIFÍCIOS EXISTENTES

Com o objetivo de encontrar as épocas mais representativas em termos de número de obras concluídas nesse período recorreu-se a dados relativos ao número de edifícios construídos distribuídos por número de pisos e por épocas construtivas. Apesar de apenas estarem contabilizadas as edificações até ao ano de 2011, o seu número não sofreu grande variação devido à estagnação do setor da construção civil o que levará a um valor de alojamentos semelhante ao que existe na atualidade.

Segundo o relatório proveniente dos CENSOS de 2011 existiam em Portugal continental 3 353 610 edifícios, dos quais 2 837 161 tinham apenas 1 ou 2 pisos. Como para esta investigação estes edifícios não são relevantes, é apresentado no quadro 3.1 uma distribuição de todos os edifícios com pelo menos 3 pisos (R/C incluído) por épocas de construção.

Quadro 3.1 - Edifícios com pelo menos 3 pisos construídos em Portugal por década de construção [19].

Época de Construção	Edifícios Construídos	Percentagem Edifícios (%)
Até 1919	17 224	3.34
1920-1945	20 879	4.05
1946-1960	32 249	6.25
1961-1970	43 385	8.44
1971-1980	74 793	14.7
1981-1990	93 367	18.2
1991-2000	116 865	22.7
2001-2011	117 687	22.8
Total	516 449	100

Entre os 516 449 edifícios com pelo menos 3 pisos, 234 552 foram construídos a partir da década de 90, i.e. a época com mais edificado novo, mas foi no decorrer na década de 70 que se deu o primeiro grande crescimento na construção em altura, pois houve um aumento de cerca de 50% no número de prédios construídos relativamente aos números da década anterior (a de 60). Salienta-se que, durante a década com maior volume de construção foram introduzidas as normas presentes no RSA em que o cálculo e dimensionamento sísmico estrutural passaram a ser obrigatórios no projeto de estabilidade de qualquer estrutura.

3.3. BASE DE DADOS

Para prosseguir o estudo já antes realizado por Furtado [2] e por Silva [16] foi expandida uma base de dados com as informações construtivas de edifícios de diferentes épocas e zonas de Portugal. Os parâmetros da base de dados considerados neste trabalho são os mesmos da base de dados existente pois os objetivos essenciais são os mesmos: identificação de tipologias de paredes de alvenaria de enchimento e caracterização do sistema estrutural de betão armado.

Foram então analisados os desenhos arquitetónicos de planta e de alçados, as plantas estruturais, os projetos de estabilidade e as memórias descritivas.

A principal dificuldade na realização deste estudo foi sentida durante a pesquisa e obtenção de projetos. Apesar de em todo o território haver uma vasta amostra de prédios com mais de 3 andares, 195 879, nem sempre foi fácil e rápido o contacto com as diversas entidades, i.e. empresas de construção e/ou de projeto, câmaras municipais ou arquitetos e engenheiros que possuíssem ou autorizassem a análise dos projetos pretendidos. Um dos principais entraves para tal ter acontecido foram as questões burocráticas relacionadas com direitos de autor, pontos esses que nem sempre podem ser ultrapassados em tempo útil. Contudo, obtiveram-se respostas positivas por parte de algumas entidades que se disponibilizaram a fornecer projetos que iam ao encontro dos critérios detalhados no subcapítulo 3.2. Em todos esses casos foi facilitada toda a informação disponível das obras em formato digital.

É importante também referir que em alguns projetos não foi possível a recolha de todos os dados pretendidos devido à inexistência de alguns dos elementos descritivos de obra. O facto de alguns dos edifícios serem das décadas de 60 ou 70 fez com que esta situação não fosse invulgar pois na época não havia nem as obrigatoriedades legais de arquivo nem as tecnologias de armazenamento digital que existem hoje em dia.

3.4. MEMÓRIA DESCRITIVA DA BASE DE DADOS

Este subcapítulo descreve os procedimentos, medições e cálculos de todos os parâmetros necessários para o estudo da caracterização dos edifícios.

Os parâmetros analisados são relativos a um piso “tipo” devido à pequena variabilidade das características geométricas que se verificou entre os diversos pisos de um mesmo edifício. Este piso é então escolhido seguindo o critério de repetição, ou seja, é aquele que mais vezes está presente na estrutura. Relativamente aos elementos estruturais, o piso de rés-do-chão e último andar não foram opção para serem considerados como piso tipo devido às suas características próprias. Na primeira situação as vigas e pilares têm sempre dimensões superiores à média e na segunda acontece exatamente o contrário. No entanto caso se identificasse uma característica importante de salientar como por exemplo, uma nova tipologia de parede de alvenaria de enchimento, esta seria inserida na base de dados. De referir, que esta constatação não foi muito recorrente porque na maior parte dos prédios estudados os pisos eram iguais entre si, não havendo então grande discrepância entre a situação real e os resultados médios apresentados mais à frente.

3.4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os primeiros passos para o preenchimento da base de dados estão relacionados com a identificação dos próprios edifícios. O número do projeto é único no distrito a que este pertence e apenas está inserido na base de dados nos casos em que o projeto da obra se encontrava em arquivos municipais. Com importância para o estudo estatístico da amostra estão os valores relativos ao ano de conclusão do projeto e o número de pisos, em que o piso de rés-do-chão é sempre incluído e as caves e garagens subterrâneas ignoradas.

As características estruturais do edifício a ser analisadas são a classe do betão, do aço usado na armadura, o tipo de laje e a sua espessura. Estas quatro informações constam na maior parte dos casos nas memórias descritivas e projetos de estabilidade. Por vezes apenas foi possível determinar a espessura das lajes através dos desenhos dos alçados por não existirem os restantes elementos descritivos de obra. Nos alçados foi também possível medir o pé direito do rés-do-chão e de qualquer um dos outros pisos superiores.

A primeira folha da base de dados inclui, além dos parâmetros anteriores, as características da envolvente exterior do edifício. Nesta situação em particular optou-se por dividir o edifício nas suas quatro fachadas e tomou-se a sua orientação geográfica como critério divisório.

Importa referir que, relativamente aos vãos entre elementos verticais, foram contabilizados todos os que pertenciam às fachadas e empenas dos edifícios, independentemente do seu total ou parcial preenchimento por alvenaria de tijolo. Este aspeto foi adicionado ao estudo e à base de dados existente por se considerar pertinente fazer uma comparação entre a percentagem de paredes de alvenaria preenchendo total e parcialmente os pórticos, porque têm comportamentos distintos. Na figura 3.2 está representado um caso de um edifício estudado que inclui os dois tipos de vãos referidos, i.e. um vão de um pórtico de fachada em que a parede preenche o pórtico na sua totalidade (contorno a azul) e outro em que apenas parte está preenchida com alvenaria (contorno a vermelho), conforme evidenciado nas plantas arquitetónica, estrutural e alçado arquitetónico ilustrados nas figuras 3.2 (a), 3.2 (b) e 3.2 (c), respetivamente.

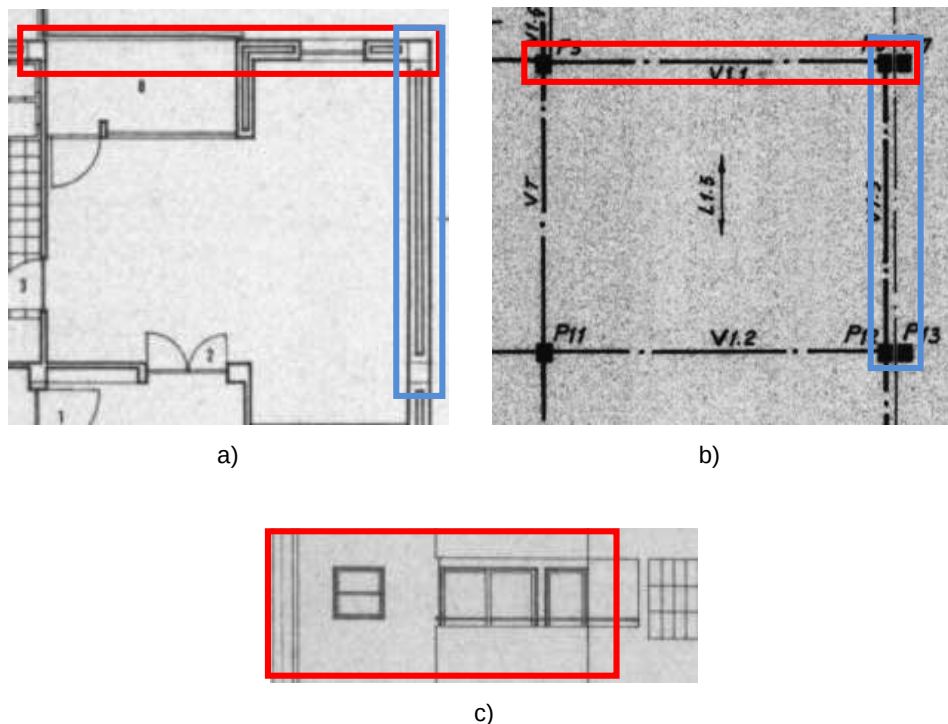


Figura 3.2 – Representação de paredes totalmente e parcialmente envolvidas pertencente ao projeto “Quinta do Seixo em Vila Real; a) Planta estrutural; b) Planta arquitetónica; c) Alçado sul da fachada.

A figura 3.3 apresenta a primeira folha da base de dados com a exemplificação da inserção dos parâmetros relativos às características gerais de um projeto.

	A	B	C	D	E	BB	BC	BD	BE
1	Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS							
2		Nome/nº do Projeto							
3		Localidade				Vila Real			
4		Ano				1972			
5		Nº de pisos (incluindo R/C)				9			
6		CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS							
7		Classe do Betão				B 180 (não controlado)			
8		Tipo de Armadura				A 24			
9		Tipo de laje				Alajeirada, Pré Esforçada			
10		Altura das lajes (cm)				20			
11		Altura do piso Rés-do-chão (m)				3,5			
12		Altura do piso "tipo" (m)				2,8			
13	Alçado Tipo	CARACTERÍSTICAS DA ENVOLVENTE				N	S	E	O
14		Área da fachada				59,36	59,36	41,16	41,16
15		Comprimento da Fachada				21,2	21,2	14,7	14,7
16		Área Piso Tipo				311,64			
17		Nº de vãos				6	6	2	2
18		Vão médio da fachada				3,5	3,5	7,4	7,4
19		Vão máximo da fachada				3,5	3,5	7,4	7,4

Figura 3.3 – Primeira folha da base de dados referente às características gerais de um edifício.

3.4.2. CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A segunda e terceira folhas da base de dados referem-se aos elementos estruturais que compõem os pórticos de betão armado das fachadas, respetivamente, as vigas e os pilares. Foram analisadas as plantas estruturais para determinar quais os elementos pretendidos e entre eles foram selecionados os dez mais utilizados na construção do edifício. Mais uma vez foi usado o piso “tipo” como referência e, através dos projetos de estabilidade, foi possível detalhar as dimensões dos elementos e a quantidade de armadura usada. ²

3.4.2.1. Vigas

Relativamente às vigas foram então recolhidas as suas dimensões, base e altura e a quantidade de armadura presente nas secções de meio vão e de apoio junto aos pilares. Foram inseridos o número de varões e o seu diâmetro, para automaticamente registar a área total e percentagem de armadura para qualquer secção.

Para a análise ficar completa foi também preenchida a tabela com o diâmetro e espaçamento dos estribos utilizados em toda a extensão das vigas, ilustrando-se na figura 3.4 um exemplo da segunda folha da base de dados preenchida com os dados das vigas pertencentes também a um edifício estudado.

	A	B	C	D	E	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y
1	Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS													
2		Nome/nº do Projeto													
3		Ano													
4		2011													
5	Vigas Tipo	Nº de pisos (incluindo R/C)													
6		4													
7		Secção das Vigas													
8		Base das vigas (cm)													
9		Altura das vigas (cm)													
10		Armadura superior vigas a meio vão													
11		nº de varões													
12		φ (mm)													
13		Armadura superior vigas no apoio													
14		nº de varões													
15	Pilares Tipo	φ (mm)													
16		Armadura inferior das vigas a meio vão													
17		nº de varões													
18		φ (mm)													
19		Área das armaduras das vigas (cm²)													
20	%														
21	Estribos Vigas														

Figura 3.4 – Segunda folha da base de dados referentes às características estruturais das vigas.

3.4.2.2. Pilares

No que se refere aos pilares dos pórticos de fachada os parâmetros importantes recolhidos dos projetos de estabilidade são as dimensões da secção transversal (base e altura), a quantidade total de armadura nela presente, o diâmetro e o espaçamento dos estribos. Na figura 3.5 apresenta-se assim a terceira folha da base de dados onde estão inseridos estas informações para dez elementos estruturais verticais de um pórtico de um edifício em estudo.

	A	B	C	D	E	GO	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM
1	Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS													
2		Nome/nº do Projeto													
3		Ano													
4		1991													
5	Pilares Tipo	Nº de pisos (incluindo R/C)													
6		8													
7		Secção dos pilares													
8		base (cm)													
9		altura (cm)													
10		Armadura dos pilares													
11		nº de varões													
12		φ (mm)													
13		Área das armaduras dos pilares (cm²)													
14		%													
15	Estribos Pilares	φ6//.15													
16		φ6//.15													

Figura 3.5 – Terceira folha da base de dados referentes às características estruturais dos pilares.

3.4.3. TIPOLOGIAS DE PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

A quarta e última folha da base de dados contém todas as informações relativas às paredes de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado e presentes na envolvente exterior dos edifícios. Os dados recolhidos estão relacionados com as propriedades geométricas das paredes e todos eles foram retirados dos alçados e cortes dos projetos. As plantas estruturais também foram um apoio importante para identificar os pórticos, sem as quais se teria a possibilidade de obter a área de aberturas.

Nesta parte do estudo foi também utilizado o piso “tipo” e a divisão das suas quatro fachadas baseada na orientação geográfica.

Os primeiros parâmetros a serem determinados foram o número total de aberturas e comprimento e altura de todas elas, quer pertencessem a paredes de enchimento ou não. Estes dados foram retirados das plantas arquitetónicas ou dos desenhos de alçado e serviram para calcular a relação entre a área total de aberturas e a área da fachada.

Após esta primeira abordagem aos projetos segue-se a identificação das diversas tipologias de paredes de alvenaria de enchimento. Para tal foi indispensável o estudo simultâneo de todos os alçados dos edifícios e as suas plantas estruturais. A identificação da tipologia da parede foi baseada nas aberturas existentes, quer fossem portas, aberturas pequenas ou janelas com área considerável. Estes elementos eram avaliados em termos das suas quantidades, dimensões e distâncias entre eles e os elementos de betão armado envolventes. Na figura 3.6 é ilustrado um pórtico base com duas aberturas e os parâmetros que foram medidos para determinação dos elementos anteriores.

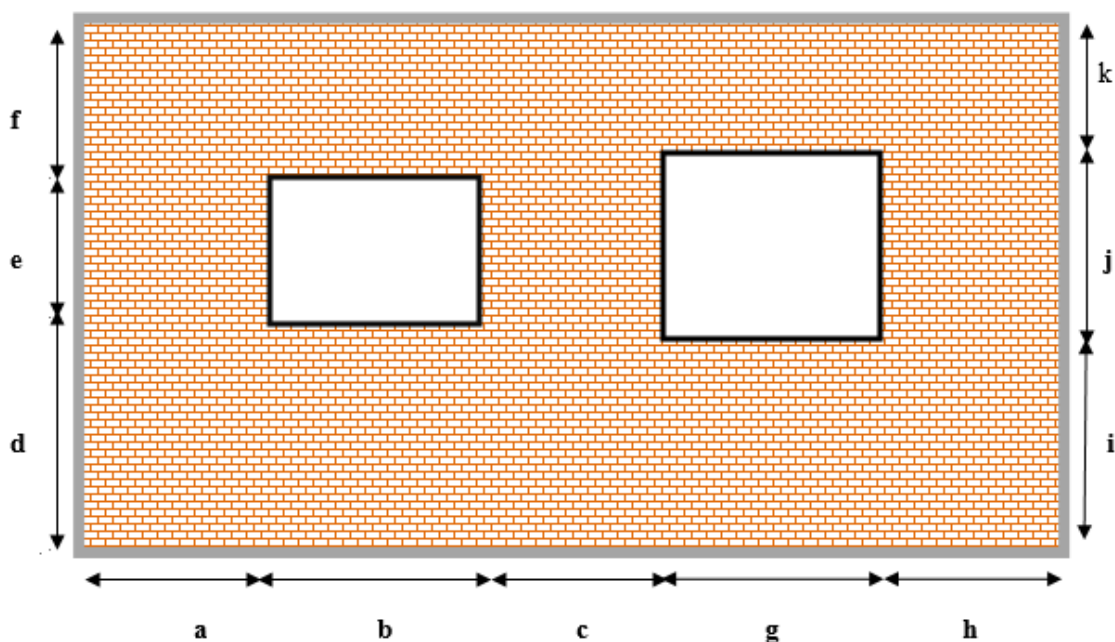


Figura 3.6 – Parede de alvenaria de enchimento de pórtico de betão armado e parâmetros medidos para identificação de tipologias de parede.

Para uma melhor compreensão da figura 3.6 importa explicar que os parâmetros a , d , f , h , i e k caracterizam as distâncias entre as aberturas e os elementos de betão armado, o parâmetro c traduz o intervalo entre duas aberturas e os parâmetros b , e , g e j referem-se às dimensões em largura e em altura das aberturas.

Depois de identificados as diversas paredes de alvenaria de enchimento e a respetivas tipologia, foi então inserido na base de dados o número da tipologia de parede, o número de painéis presentes nessa mesma fachada e o comprimento do respetivo vão.

Com todos os valores relativos às propriedades geométricas dos pórticos, foram calculadas para cada uma das paredes as três relações principais para a caracterização das paredes de alvenaria existentes no parque habitacional português.

Na figura 3.7 representa-se a quarta folha da base de dados, preenchida com os parâmetros das paredes de alvenaria de enchimento, a respetiva tipologia e algumas relações importantes para o estudo.

	A	B	C	D	E	J	K	L	M
1	Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS							
2		Nome/nº do Projeto							
3		Ano				2011			
4		altura piso				3,4	3,4	3,4	3,4
5		Nº de pisos (incluindo R/C)				4	4	4	4
6		CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES				N	S	E	O
7		Dimensão total das aberturas (em planta)				16	20,8	3	2
8		nº total de aberturas				10	11	1	2
9		Tipologia da parede				11	2	14	0
10		Nº Pórticos do tipo				1	1	1	1
11		Vão do pórtico				4,7	4,85	3,65	1,5
12		Dimensões							
13		a				0,3	1,2	0	
14		b				2	1,6	2,95	
15		c				0,5	2,05	0,7	
16		d				0	1,2	1,5	
17		e				2	0,8	0,5	
18		f				0,9	0,9	0,9	
19		g				1,6			
20		h				0,3			
21		i				1,2			
22		j				0,8			
23		k				0,9			
24		% de largura				0,77	0,33	0,81	
25		% de altura				0,53	0,47	0,87	
26		% de abertura				0,33	0,08	0,12	
65		Área Fachada do piso tipo				122,4	122,4	46,1	46,1
66		Área aberturas no piso				27,42	35,04	1,48	3,00
67		% de abertura na fachada				0,22	0,29	0,03	0,07

Figura 3.7 – Quarta folha da base de dados referente às características geométricas das paredes de alvenaria de enchimento e pórtico envolvente.

3.4.4. CASO “COOPERATIVA QUINTA DA LEVADA”

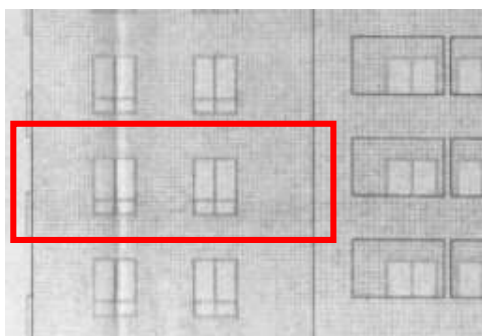
No decorrer da análise aos projetos dos edifícios recolhidos, e aquando da identificação das tipologias de paredes presentes, surgiu nos prédios da Cooperativa “Quinta da Levada” em Vila Real, todos construídos no ano de 2004, uma particularidade que aqui se realça por se considerar importante e ocorre em muitas construções.

No caso referido, toda a fachada é constituída por paredes de alvenaria, como é visível na figura 3.8.a), porém nenhuma delas se encontra ladeada por pilares de betão armado, como se evidencia na figura 3.8.b). Nesta mesma figura estão ilustrados os pilares e as paredes de modo a ser mais perceptível as suas localizações em planta. As paredes estão representadas a cor laranja e os pilares em cinzento. Para clarificar a situação foi então confirmada na planta estrutural do piso “tipo”, representada na figura 3.8.c), a continuidade das lajes até ao limite exterior onde se apoiam as paredes.

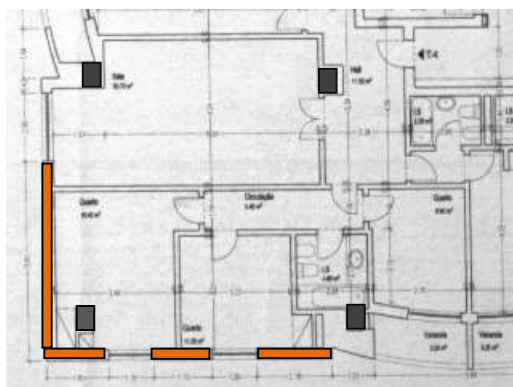
Neste edifício as paredes de alvenaria da fachada não preenchem nenhum pórtico de betão armado, estando apenas separadas pelas lajes maciças presentes entre a fachada e os elementos de betão armado. Esta configuração traduz uma singularidade que faz com estes edifícios mereçam aqui uma breve referência. Por estas paredes apresentarem um grande comprimento (aproximadamente 30 metros), ocuparem a fachada de cada piso de forma ininterrupta mas apenas

“encaixadas” entre as extremidades das lajes dos pisos inferior e superior (eventualmente dotado de alguma armadura de bordo, é razoável admitir que possa surgir o efeito de escora já exemplificado no capítulo 2. No entanto, compreende-se que este efeito seja bastante mais limitado nestas condições pois apenas resulta da mobilização de forças de atrito horizontal entre as “extremidades da escora” e as zonas de contacto das lajes sub e sobrejacentes, que é fortemente dependente do contato efetivo entre as paredes e os bordos das lajes (Figura 3.9).

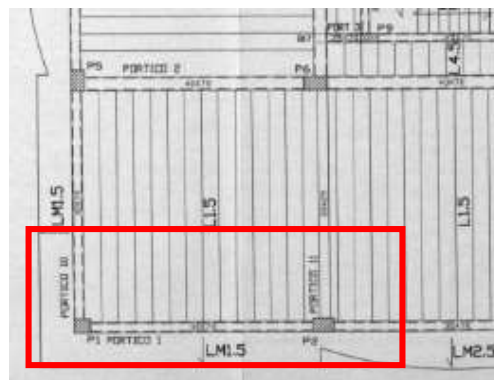
Nenhum dado relativo a estes quatro edifícios da cooperativa foi inserido na base de dados pois as paredes não preenchem nenhum pórtico de betão armado. No entanto devido à particularidade explicada no parágrafo anterior achou-se pertinente destacar este caso para que, numa próxima investigação, se possa estudar em detalhe este exemplo ou outros do mesmo género e analisar até que ponto é que este efeito num edifício semelhante altera o comportamento global da estrutura.



a)



b)



c)

Figura 3.8 - Representação do projeto construtivo da Cooperativa “Quinta da Levada” em Vila Real; a) Alçado poente da fachada; b) Planta arquitetónica; c) Planta estrutural.

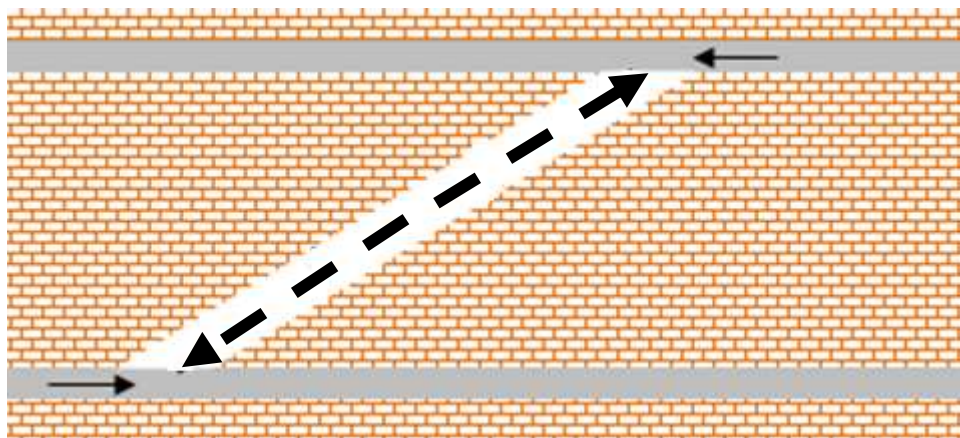


Figura 3.9 – Representação do efeito escora numa parede de alvenaria corrida, sem pilares intermédios e apoiada no bordo da laje em consola (edifício da “Cooperativa Quinta da Levada”).

3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Foram estudados 34 edifícios, de distritos e épocas distintas, de forma a conseguir obter uma amostra diversificada. Depois de terem sido inseridas na base de dados as informações descritas no subcapítulo 3.4 foi realizado o tratamento dos valores que consistiu numa análise através de um programa de organização e processamento de dados, nomeadamente avaliação estatística, *Origin Pro* [26]. Simultaneamente foram sendo comparados os resultados obtidos na atual investigação com os da investigação anterior realizada por Furtado [2]. Para além dos valores resultados desta investigação, todas as análises estatísticas apresentam os valores médios e o seu coeficiente de variação que permite ter uma noção da dispersão dos resultados.

3.5.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para início deste estudo importou ter uma ideia sobre a amostra analisada, pelo que neste caso foi relevante conhecer a quantidade de edifícios estudados e a sua distribuição pelo território nacional, encontrando-se essa informação representada na figura 3.10.

Legenda: ● 1 a 4 edifícios ● 5 a 9 edifícios ● 10 a 19 edifícios ● 20 a 40 edifícios

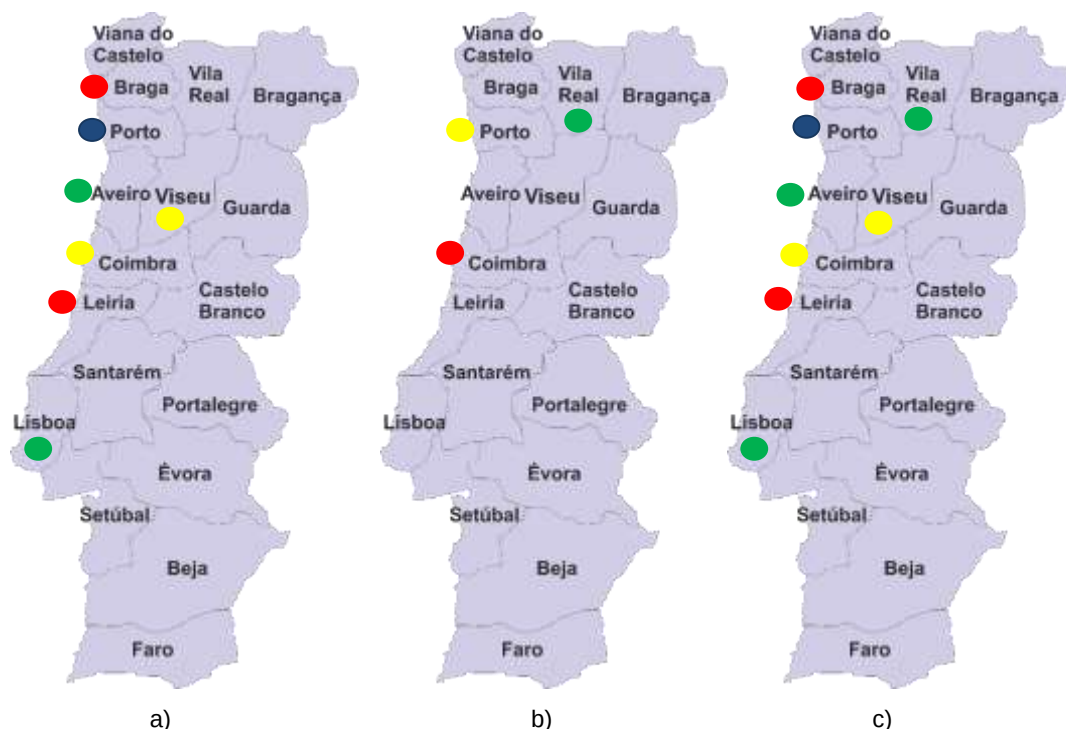


Figura 3.10 – Número de edifícios analisados e a respetiva localização; a) Estudo anterior, 81 edifícios – 2014 [2]; b) Presente estudo, 34 edifícios – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Com o intuito de expandir a base de dados existente procurou-se sobretudo aumentar tanto o número de edifícios analisados nas zonas ainda com uma quantidade de habitações pouco expressiva como acrescentar regiões do país que não tinham nenhum caso estudado. Nesse sentido as atenções foram focadas para os distritos de Vila Real, Porto e Coimbra. Apesar de se terem tido outras zonas em mente nem sempre foi viável a obtenção de projetos das mesmas, como referido em tópicos anteriores. Foi então possível acrescentar informações sobre sete edifícios ao distrito do Porto, foi pela primeira vez estudado projetos pertencentes à zona de Vila Real e adicionados mais dois à região de Coimbra. Com a junção do número de edifícios das duas investigações é possível observar que os distritos de Braga, Leiria, Setúbal e Faro estão ainda em falta tendo em conta a sua elevada taxa de densidade habitacional. Foi pela primeira vez analisado um edifício no distrito do Funchal e que está incluído na base de dados. Deste modo é iniciado o alargamento do estudo às ilhas da Madeira e dos Açores.

Conforme já descrito, a evolução das técnicas construtivas envolvendo alvenaria de tijolo como elemento de enchimento, foi notória durante a segunda metade do século XX. A juntar a este facto, no início dos anos 80 foi introduzida uma importante alteração normativa relacionada com o dimensionamento sísmico em Portugal, traduzida pela implementação do RSA. Devido a estes dois fatores considerou-se pertinente estudar a distribuição das obras por década de construção, conforme representado na figura 3.11 em termos comparativos do estudo anterior, do presente estudo e do resultado acumulado.

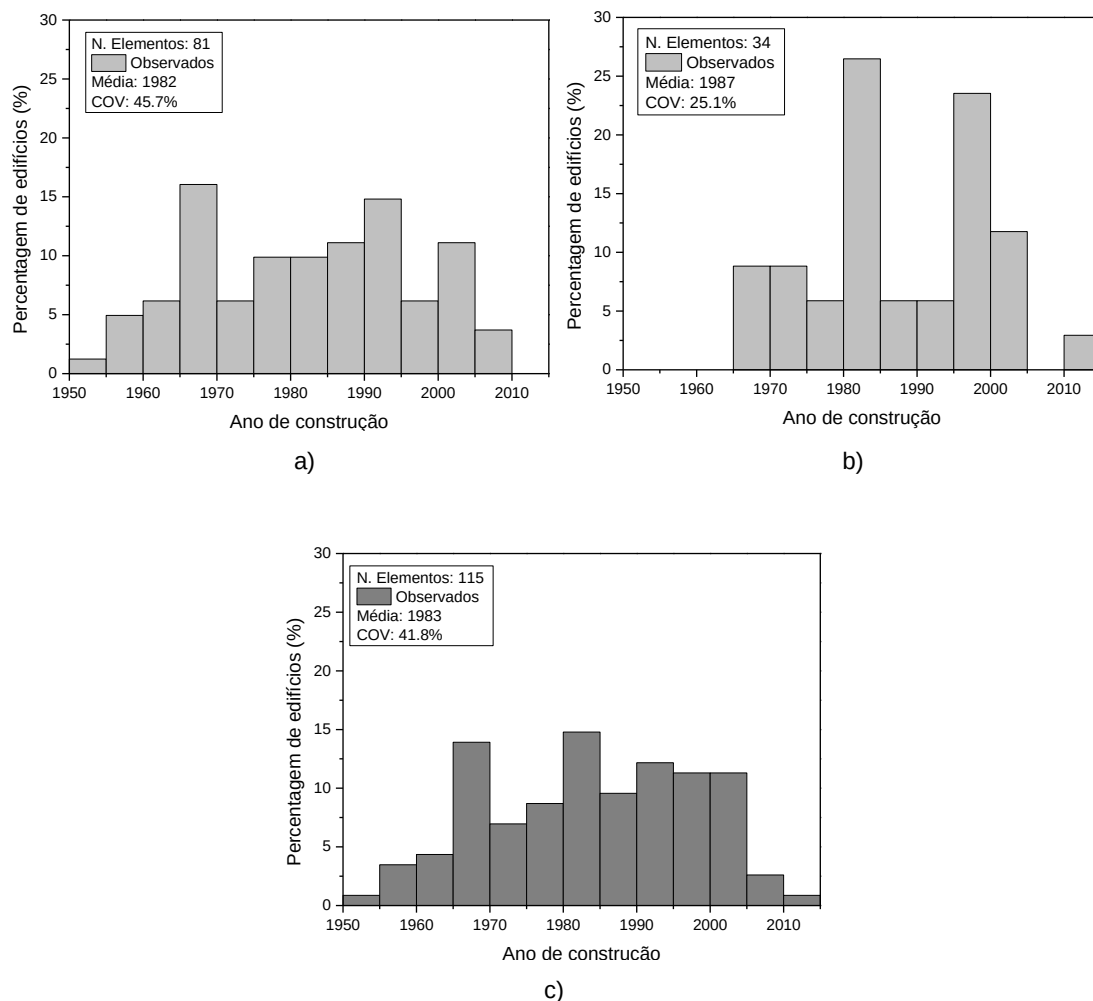


Figura 3.11 – Distribuição dos edifícios por ano da sua construção; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Todos os elementos agora estudados (2015) estão incluídos nesta distribuição e observa-se que a maior percentagem dos edifícios encontra-se entre o ano de 1980 e 2000, sendo este facto verificado através da média resultante, 1983. Comparativamente à investigação anterior houve um ligeiro aumento relativamente à média do ano dos edifícios pesquisados, fruto deste estudo focar casos mais recentes do que o estudo anterior (2014) que é mais “rico” em obras anteriores à década de 70. Esta diferença não é de nenhum modo negativa pois alarga a variedade da amostra relativamente à investigação anterior.

A figura 3.12.b) apresenta a distribuição dos 34 edifícios aqui estudados (2015) por área de implantação. Verifica-se que cerca de metade do edificado tem uma área de implantação que varia entre os 300 e 400 m², intervalo onde se encontra a média calculada, 341.2 m². Ao comparar com a investigação anterior assinala-se um aumento na média da área de implantação e na área máxima registada, sendo que no atual estudo foram encontrados dois edifícios com uma área superior a 700 m². Esta diferenciação é explicada pelo aumento do ano médio de construção, pois tal como referido no capítulo anterior, os avanços tecnológicos neste na construção civil permitem um crescente aumento na dimensão das estruturas.

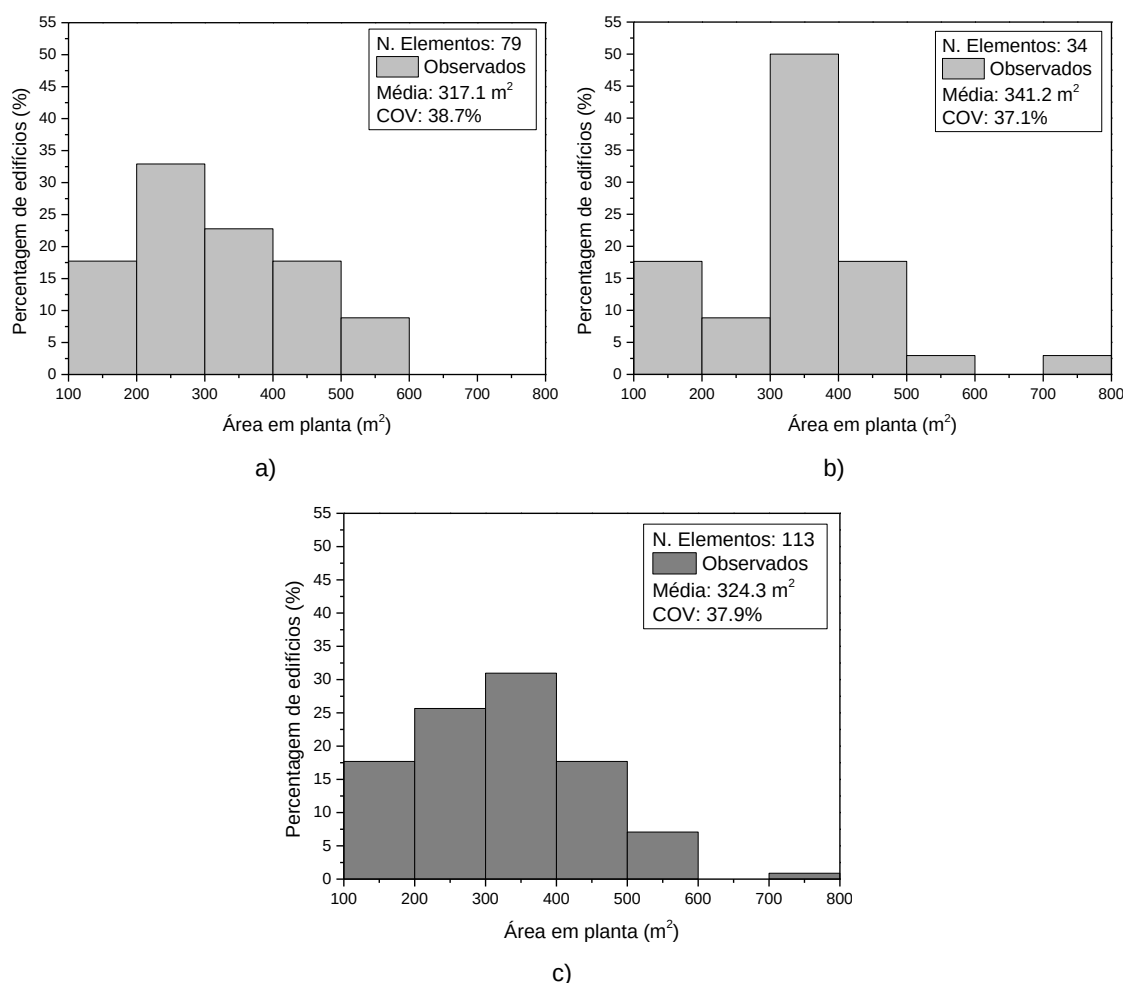


Figura 3.12 – Distribuição dos edifícios por área de implantação; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Sobrepondo os dois estudos determina-se que a área de implantação média dos 113 edifícios estudados ronda os 324m² com um coeficiente de variação na ordem dos 38%.

De igual forma entendeu-se interessante analisar a distribuição das estruturas de acordo com o seu número de pisos, como se ilustra na figura 3.13. Era previsível um aumento na dimensão em altura das estruturas devido aos mesmos fatores que levaram a um crescimento na área de implantação; no entanto esta diferença foi mais significativa do que o esperado, o que se ficou a dever ao facto de ter sido incluído um edifício de 19 andares e, como o valor do coeficiente de variação indica, há realmente maior dispersão dos resultados. Ainda assim, a elevada percentagem de edifícios com 9 andares confirma o esperado aumento no número de andares das construções na nova amostra conjunta que passou a incluir edifícios mais recentes.

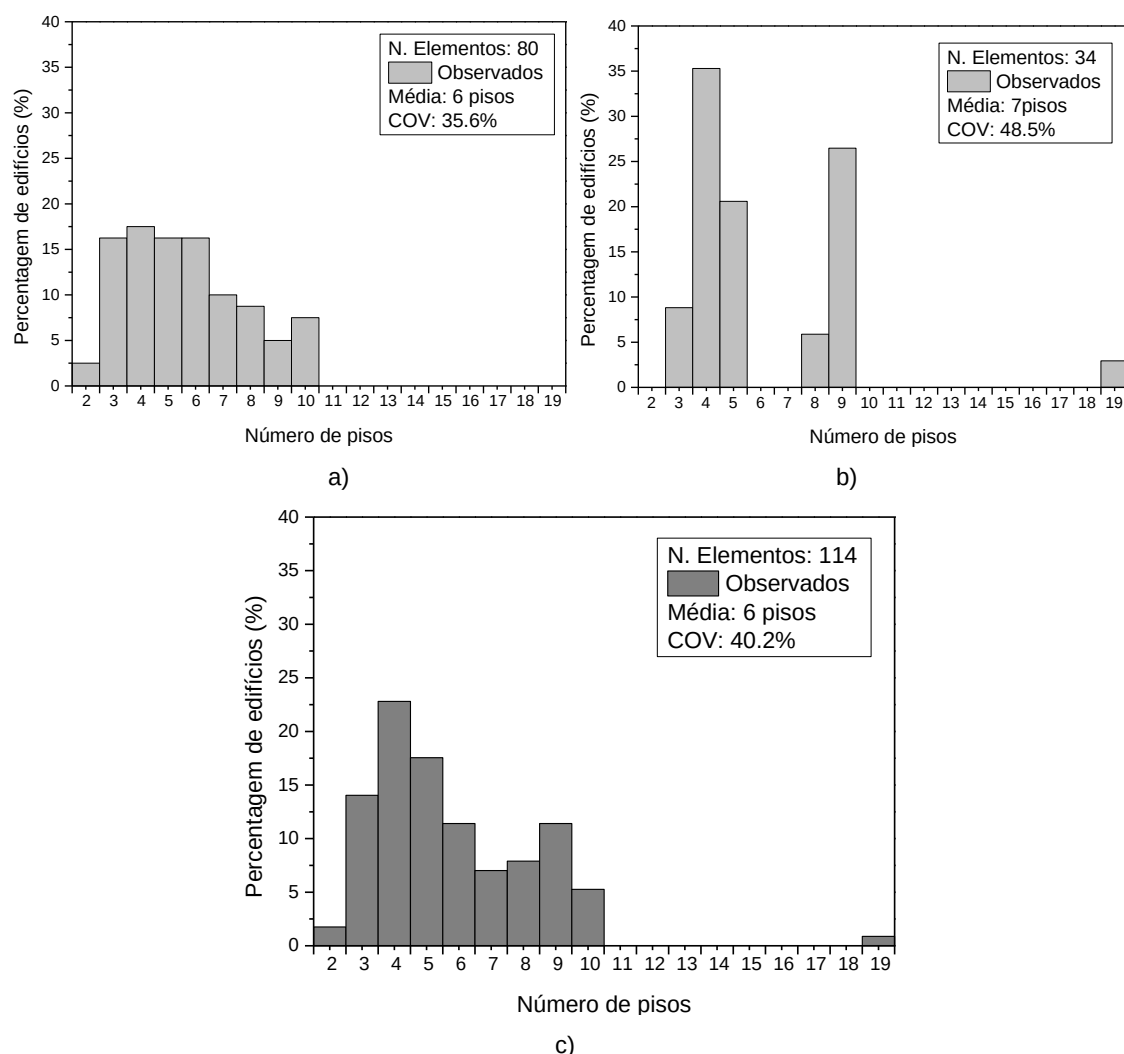


Figura 3.13 – Distribuição dos edifícios por número de pisos; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Na figura 3.14 e 3.15 são apresentadas as distribuições por valores das alturas do piso de rés-do-chão e dos pisos superiores, respetivamente. Os valores são comparados simultaneamente para perceber se, com as estruturas agora estudadas, aumenta a propensão para formação do mecanismo de rotura *soft-storey*, fundamentado no subcapítulo 2.6.

Comparando a diferença entre os valores médios da altura do piso do rés-do-chão e da altura dos pisos superiores é possível concluir que de facto poderá existir uma maior tendência para a ocorrência do mecanismo de rotura *soft-storey*, no entanto, seria necessário um estudo mais profundo das características dos pórticos do piso de rés-do-chão e da existência ou não de paredes de alvenaria de enchimento desses mesmos pórticos para se tirar ilações mais corretas.

Contudo este valor médio é ligeiramente superior no estudo em que a média do ano de construção dos edifícios era mais baixo, investigação 2014, tal como acontece com a altura do piso-de-rés do chão. Esta propensão é explicada pela tendência arquitetónica dominante até à década de 90, iniciada por Le Corbusier [39]. Este arquiteto afirmava que os edifícios deveriam de ser desenhados de tal maneira que o piso do rés-do-chão estivesse em coerência com o ambiente

exterior, conferindo-lhe maiores pés direito. Esta ideologia arquitetónica está presente no edificado do país sendo comprovado pela distinção nos resultados.

É de referir que apenas foi possível determinar as alturas dos pisos de 28 dos 34 edifícios devido à inexistência de alçados ou memória descritiva dos restantes 6 edifícios.

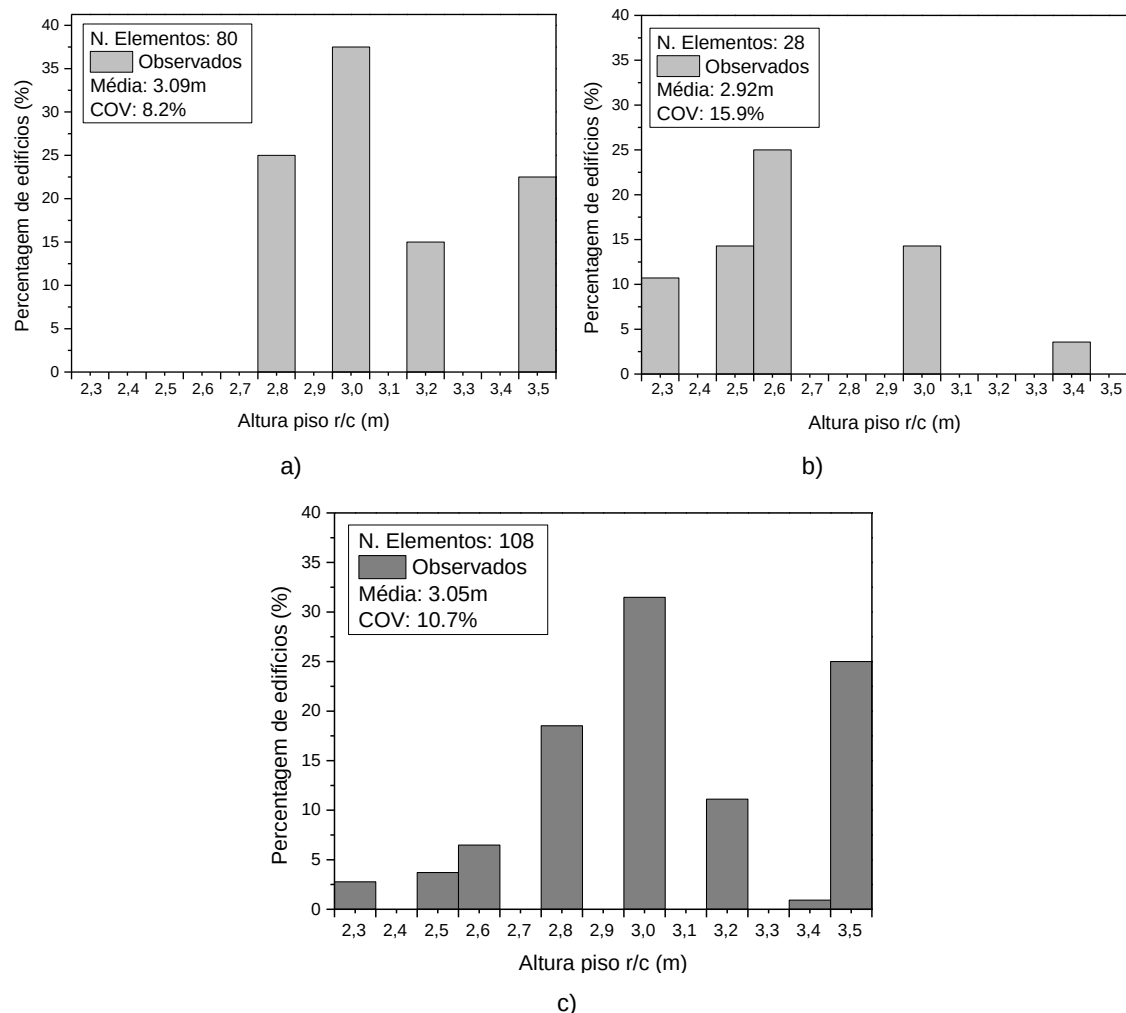


Figura 3.14 – Distribuição dos edifícios por altura do piso de rés-do-chão; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

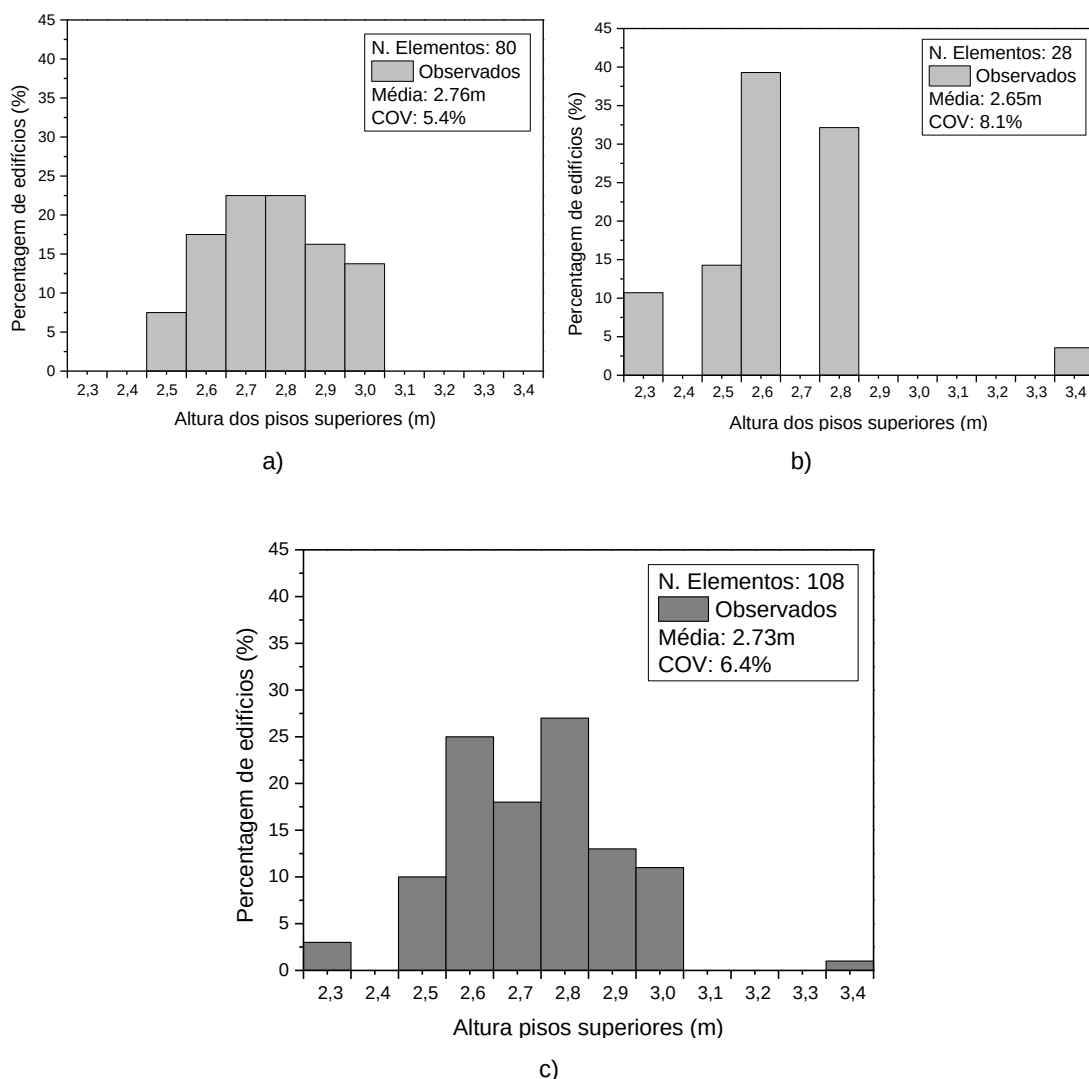


Figura 3.15 – Distribuição dos edifícios por altura dos pisos superiores; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Com o acumulado dos dois estudos calculou-se que a altura média do piso de rés-do-chão é de 3.05m e dos pisos superiores é de 2.73m. Em ambos os casos a dispersão de resultados não é significativa.

3.5.2. CARACTERÍSTICAS DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Com a caracterização estrutural dos edifícios é pretendido fazer uma estimativa das dimensões e dos elementos de betão, assim como o tipo do mesmo e da quantidade e classe de armadura para, em investigações posteriores serem considerados pórticos com padrões encontrados na realidade.

Relativamente às classes de betão e armadura não foram encontradas distinções relevantes. Em termos de betão utilizado, oito edifícios tinham sido construídos com betão da classe C20/25 e seis com betão B180. Os elementos estruturais de oito edifícios eram constituídos por armadura de classe A400 e outros oito por armadura de classe A240. Em dezasseis dos edifícios as lajes eram do tipo alajeiradas. Não foi possível conhecer estas informações de todos os edifícios devido à inexistência da respetiva memória descritiva ou outro documento.

A espessura das lajes está representada na figura 3.17. Observa-se um aumento na espessura das lajes encontradas neste estudo (valor médio de 0.29m) comparativamente com o valor obtido no estudo de 2014. Com a junção das duas investigações o valor médio da espessura das lajes é de 0.25m.

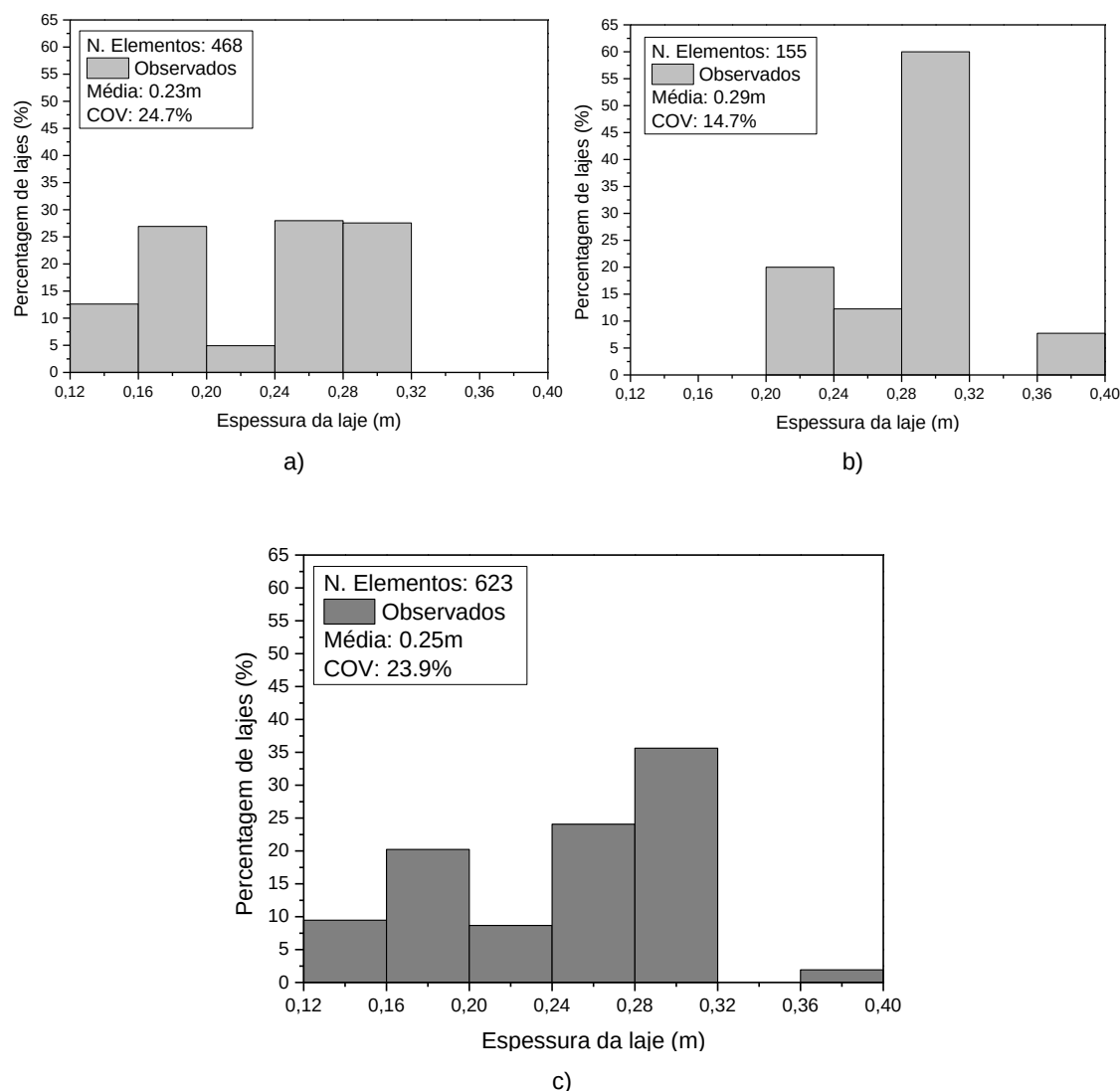


Figura 3.16 – Distribuição dos edifícios por espessura da laje; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

3.5.2.1. Vigas

Para a caracterização das vigas começou-se por fazer um levantamento das dimensões das suas secções transversais em pórticos com alvenaria de enchimento. A distribuição estatística relativa à altura das vigas está representada na figura 3.17, observando-se que a altura média é de 0.43 m, semelhante ao obtido na investigação anterior. É de salientar uma dispersão de resultados maior no estudo de 2015, pois os elementos analisados eram muitas vezes pertencentes ao mesmo projeto, mesmo sendo de edifícios distintos. Como seria de esperar o valor médio do estudo acumulado da altura das vigas mantém-se nos 0.43m.

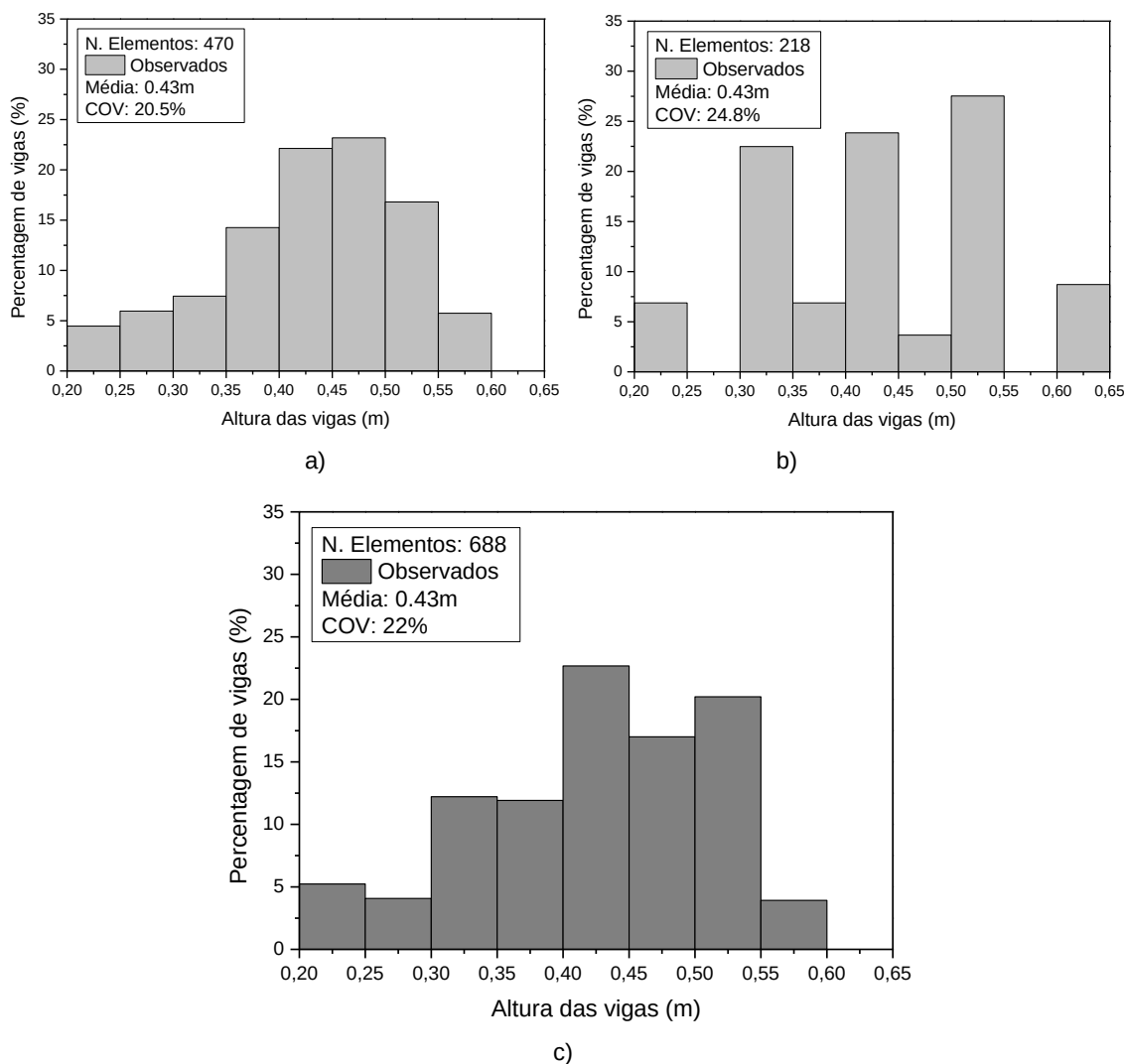


Figura 3.17 – Distribuição das altura das vigas; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Na figura 3.18 estão representadas as distribuições referentes à largura das vigas, constatando-se que os valores médios continuam bastante coerentes entre os dois estudos (0.30m). No estudo aqui realizado, observa-se a existência de largura de vigas com valores mais extremos, tanto o mínimo como o máximo, o que se deve também a questões arquitetónicas pois com mais frequência é possível verificar a variedade entre edifícios sobretudo nos elementos estruturais de fachada.

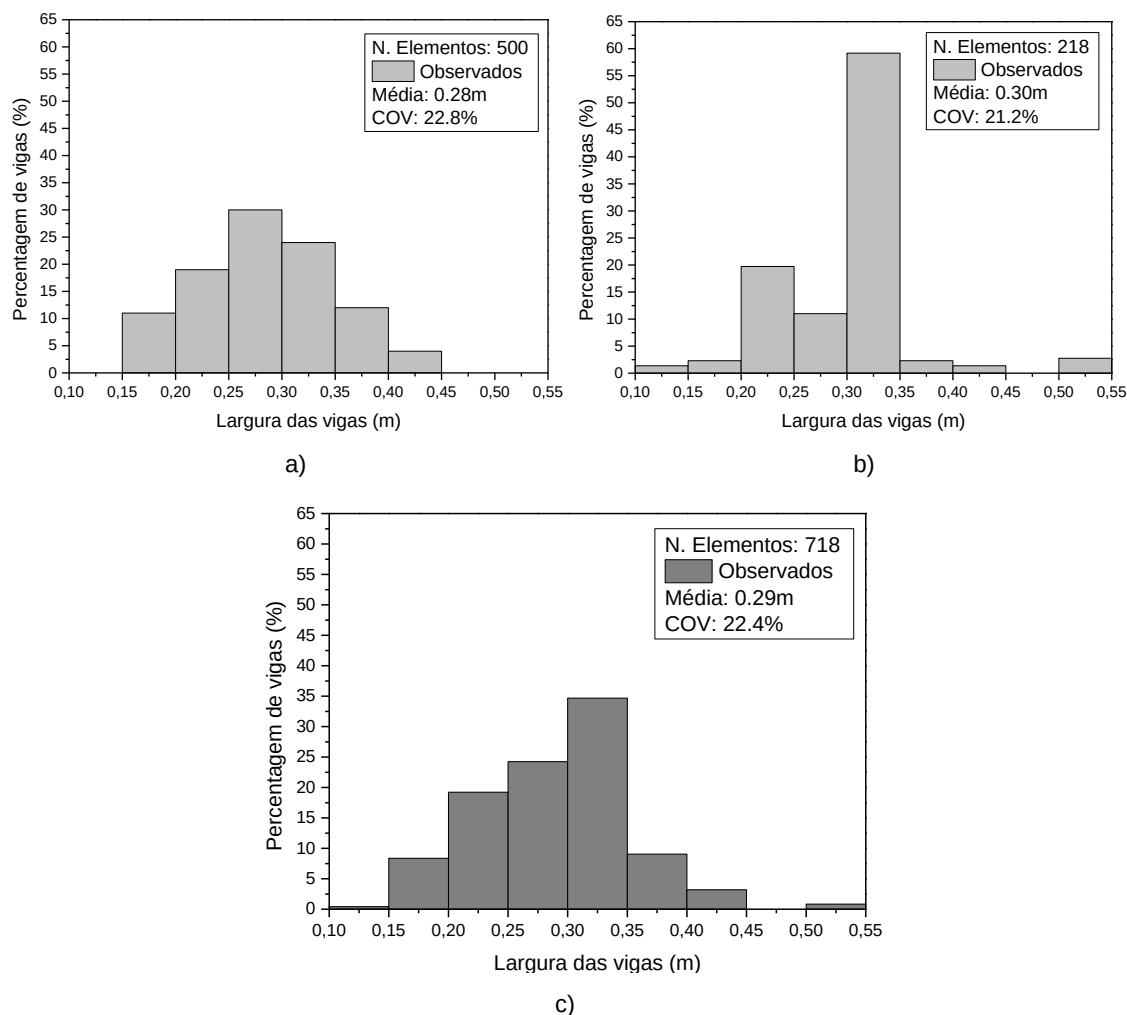


Figura 3.18 – Distribuição da largura das vigas por; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Tal como as dimensões das vigas, também foi analisada a quantidade de armadura nelas existente, apresentando-se na figura 3.19 os resultados referentes à percentagem de armadura na secção de meio vão e na figura 3.20 na secção dos apoios. No primeiro caso o valor dos dois estudos é similar, sendo que no conjunto o valor médio da percentagem de armadura é de 0.64% e no caso da armadura presente na secção junto aos apoios a percentagem de armadura ronda os 0.97%. Para esta última situação não foi possível fazer o acumulado dos dois estudos devido à inexistência de dados da investigação de 2014.

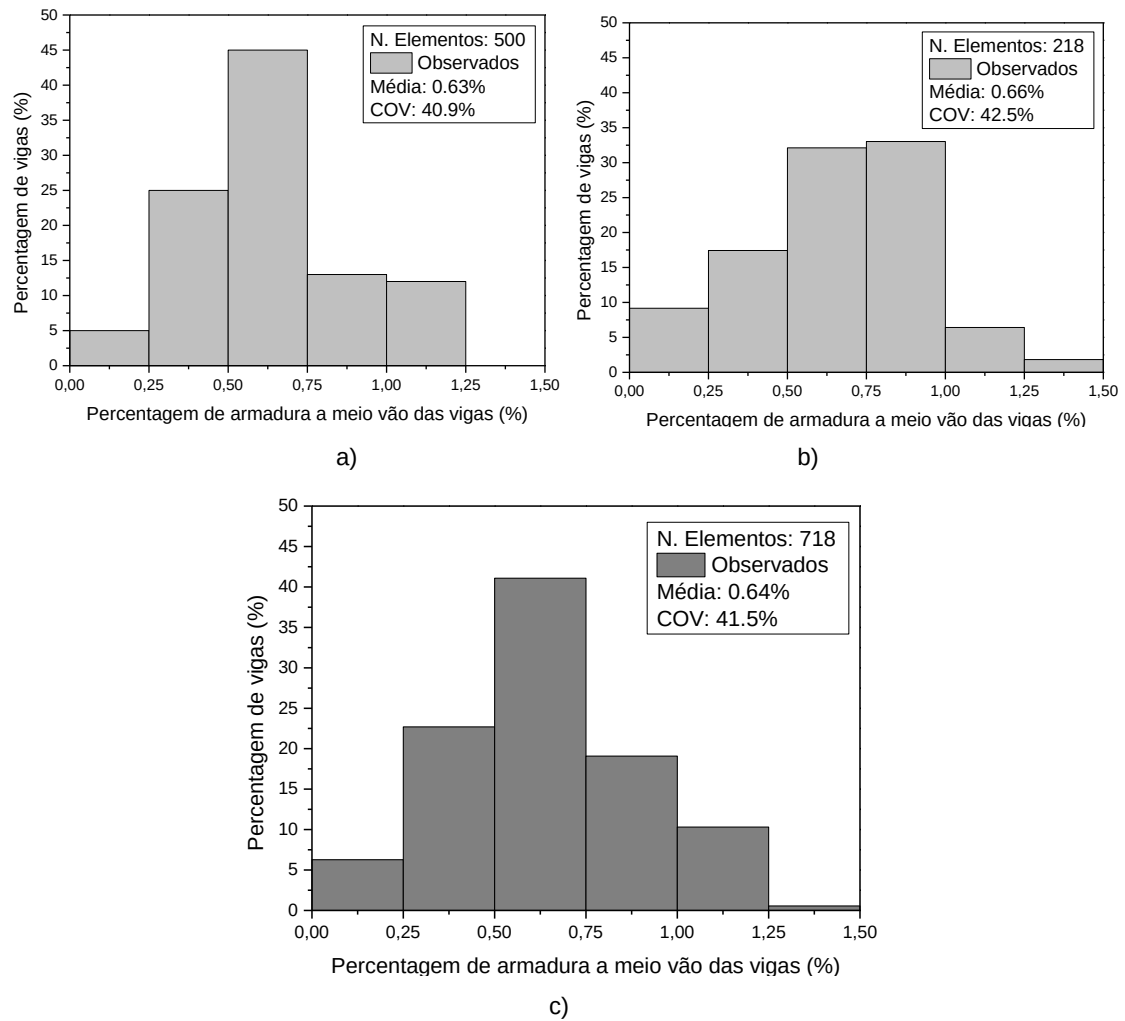


Figura 3.19 – Distribuição da percentagem de armadura na secção de meio vão das vigas; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015.

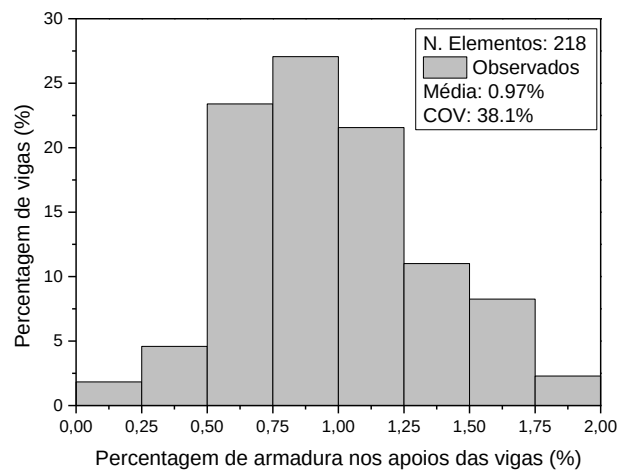


Figura 3.20 – Distribuição da percentagem de armadura na secção junto aos apoios das vigas, Presente estudo – 2015.

O estribos têm também um papel importante na resistência das vigas e como tal foi realizada uma análise ao diâmetro dos varões e ao respetivo espaçamento normalmente são utilizados nos elementos horizontais dos pórticos. Na figura 3.21 apresenta-se um gráfico circular com a distribuição dos estribos, observando-se que o diâmetro mais usual dos varões é de 6 mm, com espaçamento entre estribos de 0.15 ou 0.20 m. Com este parâmetro não foi possível fazer comparação com a investigação de 2014 por inexistência de dados.

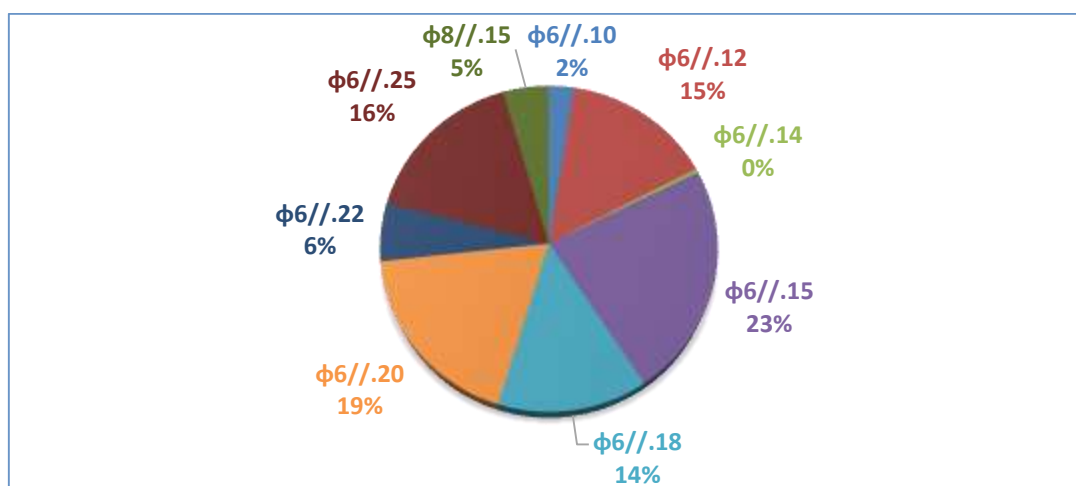


Figura 3.21 – Distribuição do diâmetro e espaçamento dos estribos das vigas, Presente estudo – 2015.

3.5.2.2. Pilares

Os parâmetros analisados para a realização da análise estatística da caracterização dos pilares dos pórticos preenchidos com alvenaria são os mesmos da caracterização das vigas.

Na figura 3.22 apresenta-se os resultados da análise da largura da secção transversal dos pilares, para os quais se observa que a largura média é de 0.31 m, valor acima do obtido na investigação anterior. É de salientar a existência de pilares com largura acima dos 0.40 m, situação que não ocorreu no estudo de 2014. Com a junção dos dados dos dois estudos determina-se que o valor médio da largura dos pilares é de 0.28m.

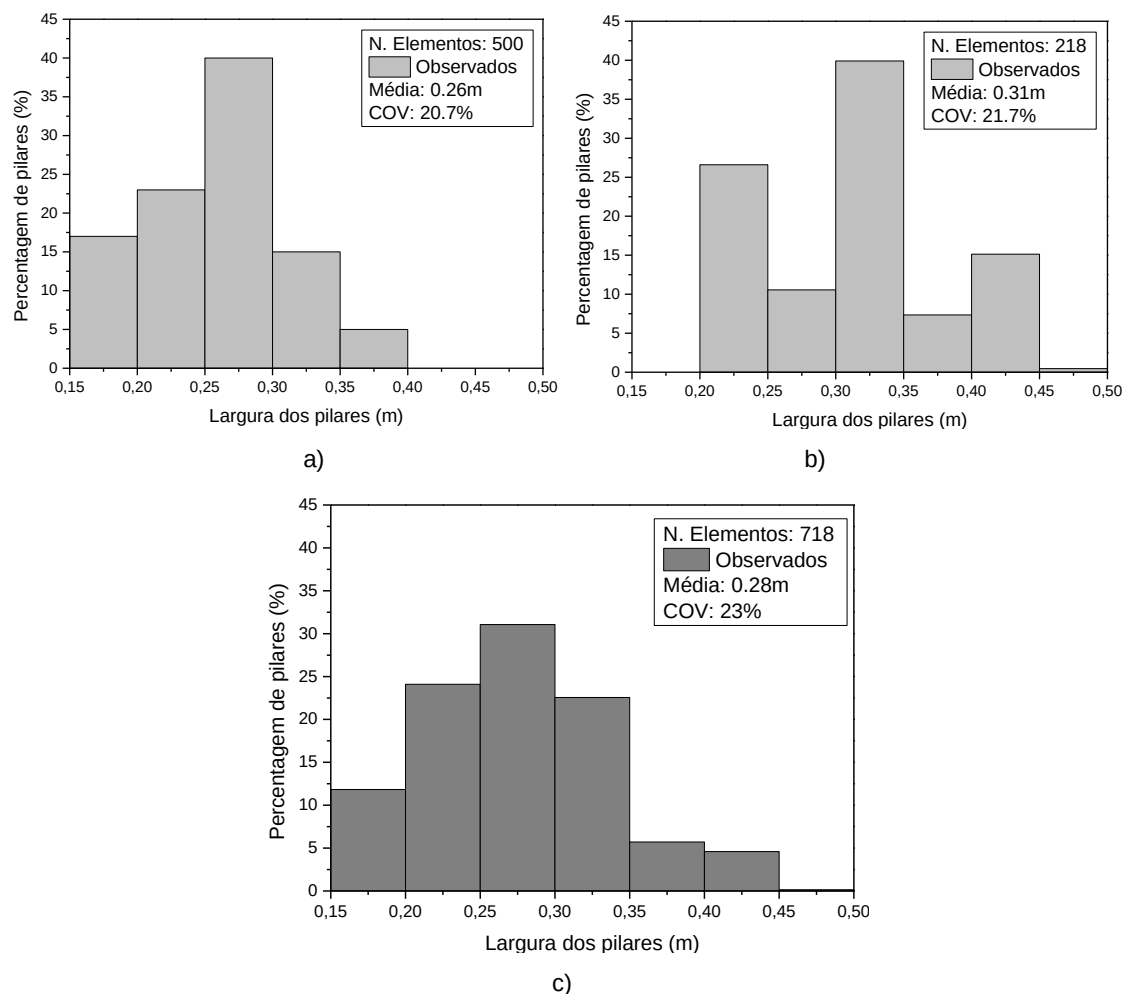


Figura 3.22 – Distribuição da largura dos pilares; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015.

Na figura 3.23 encontram-se os resultados obtidos da análise à altura da secção transversal dos pilares, cujo valor médio é da ordem dos 0.39 m nas duas investigações. Tal como para a largura dos pilares, também foram encontrados elementos com altura da secção transversal superior às da investigação anterior, chegando neste estudo a atingir valores superiores a 0.55 m

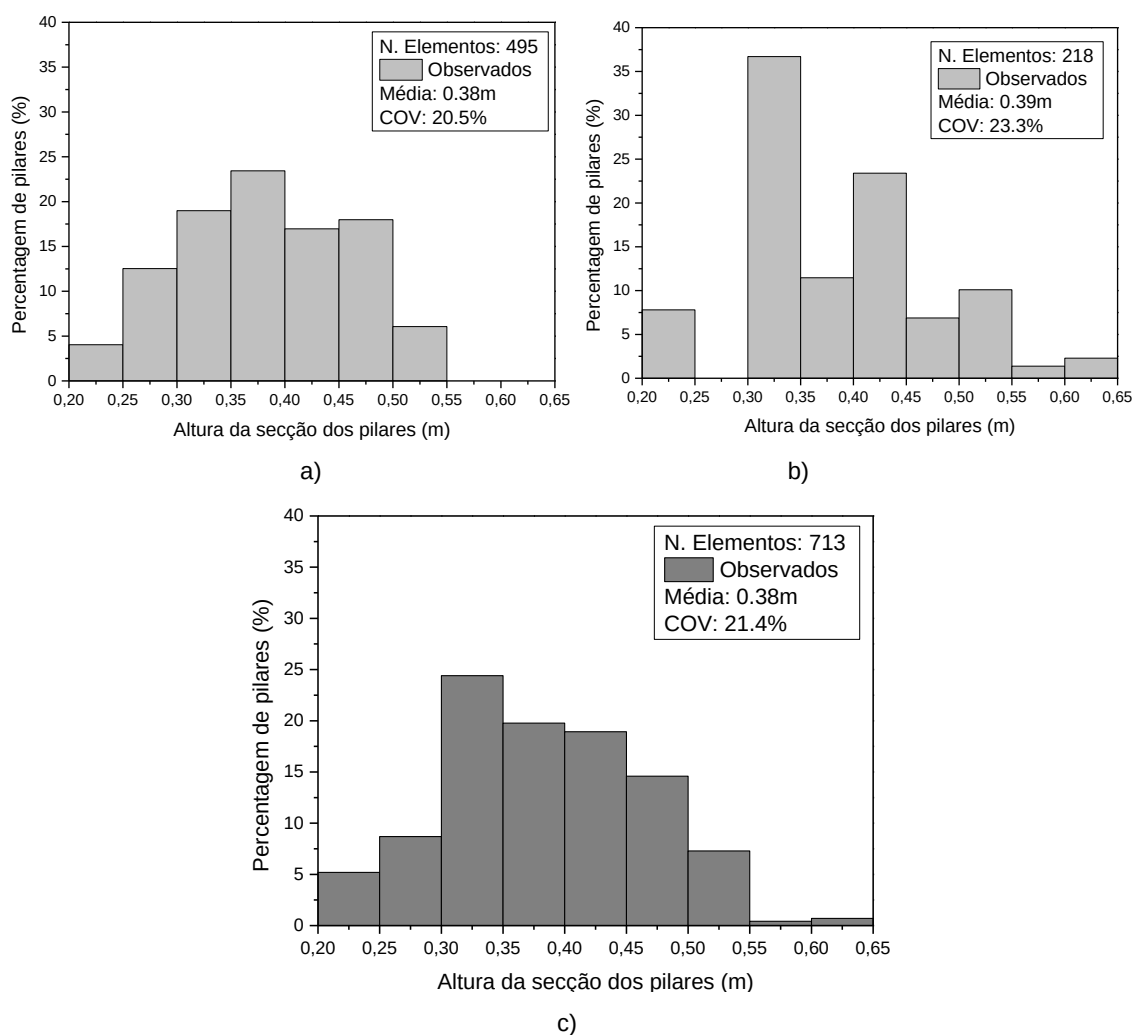


Figura 3.23 – Distribuição da altura da secção dos pilares; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Na figura 3.24 apresenta-se a distribuição dos pilares por percentagem de armadura. Através da análise aos gráficos é notória um aumento da quantidade de armadura dos pilares relativamente à análise de 2014, apesar de as dimensões da secção terem valores médios semelhantes conforme visto nos dois tópicos anteriores. Este crescimento provem do facto de os edifícios estudados serem maiores em planta e em número de pisos, originando maiores comprimentos de fachada e da altura total da estrutura. Consequentemente os edifícios terão sido dimensionados de forma a suportar uma maior carga horizontal devido à ação do vento e, os mais recentes, terão mesmo tido em conta a ação sísmica pois foram construídos já com o RSA em vigor. O valor médio da percentagem de armadura presente nos pilares das duas investigações é de 0.68%.

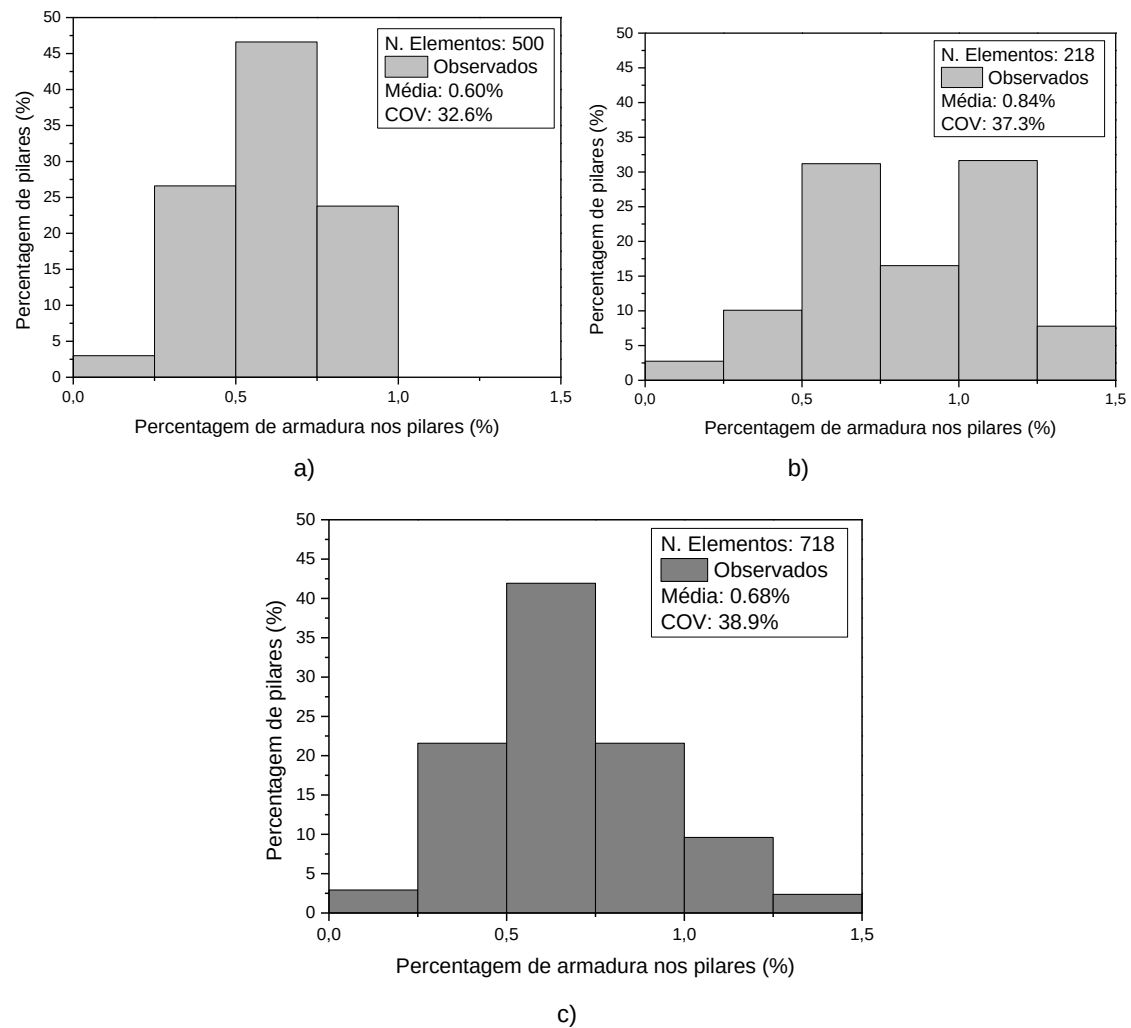


Figura 3.24 – Distribuição da percentagem de armadura dos pilares; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Foi também realizada uma análise ao diâmetro dos varões e espaçamento dos estribos dos pilares, ilustrando-se na figura 3.25 um gráfico circular com a respetiva distribuição. Mais uma vez os estribos com diâmetro de 6 mm e com espaçamento de 0.15m são os mais representativos nos dois estudos.

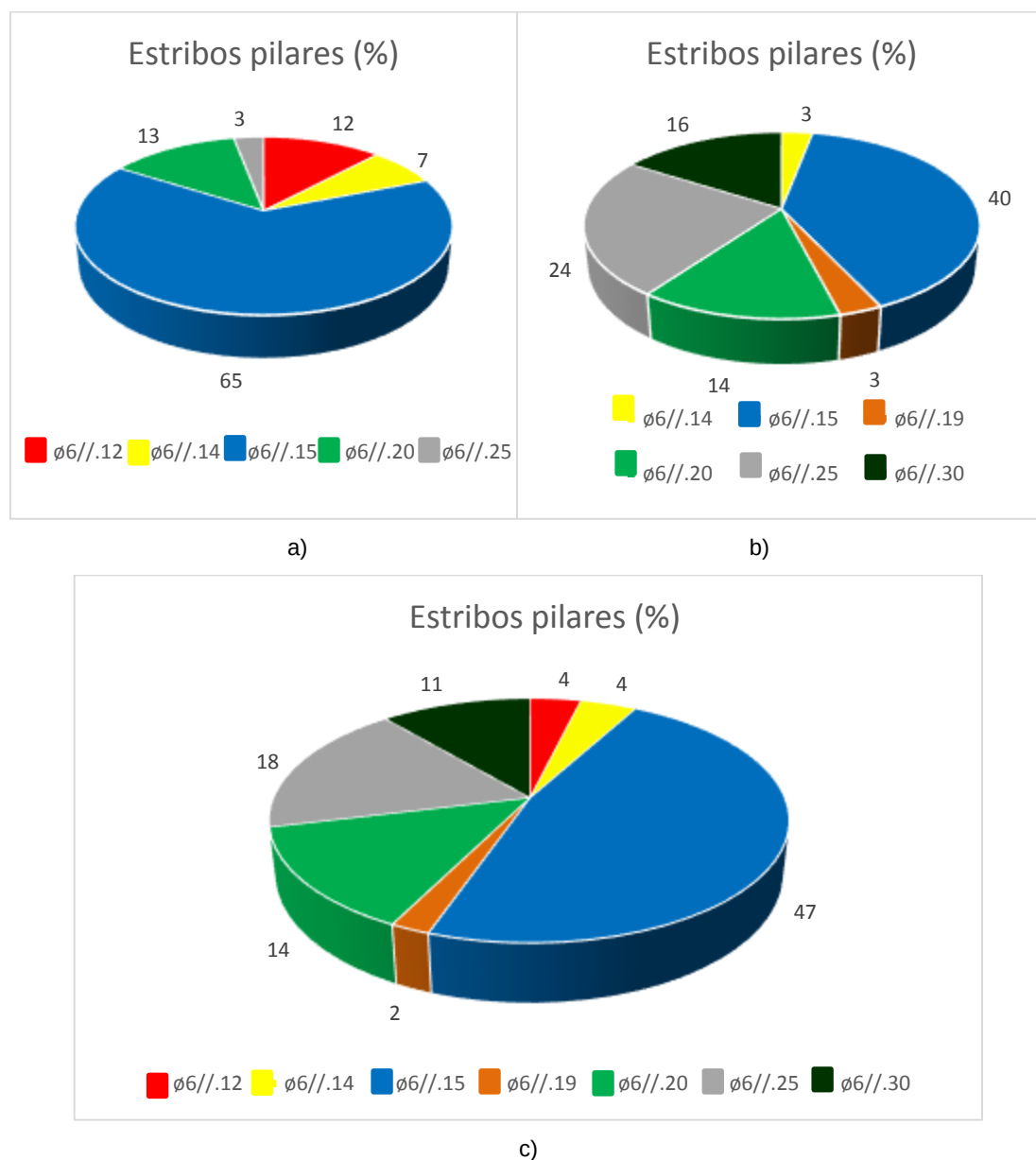


Figura 3.25 – Distribuição do diâmetro e espaçamento dos estribos dos pilares; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

3.5.3. TIPOLOGIAS DE PAREDES

Nesta secção realiza-se uma análise minuciosa a todos os parâmetros provenientes da quarta folha da base de dados e de alguns pertencentes à primeira.

Iniciou-se a análise com a quantificação e distribuição dos pórticos de fachada, tendo por base o comprimento do vão e sendo divididos por três tipos distintos retratados nos gráficos seguintes.

Na figura 3.26 são considerados todos os pórticos de fachada com preenchimento parcial ou total da envolvente com alvenaria (com ou sem aberturas). Já na figura 3.27 apenas são tidos em conta os pórticos de fachada com preenchimento total da envolvente com alvenaria (com ou sem aberturas) e por último na figura 3.28 são somente contabilizados os pórticos com preenchimento total da envolvente com alvenaria e com aberturas.

Através da análise dos três gráficos e do resumo incluído no quadro 3.2, verifica-se que:

- Existe uma larga percentagem de pórticos com alvenaria cujo enchimento não é total, cerca de 45%;
- O comprimento médio do vão vai-se alterando conforme o tipo de enchimento que é realizado nos pórticos;
- O comprimento médio do vão é também diferente consoante os painéis tenham ou não aberturas;

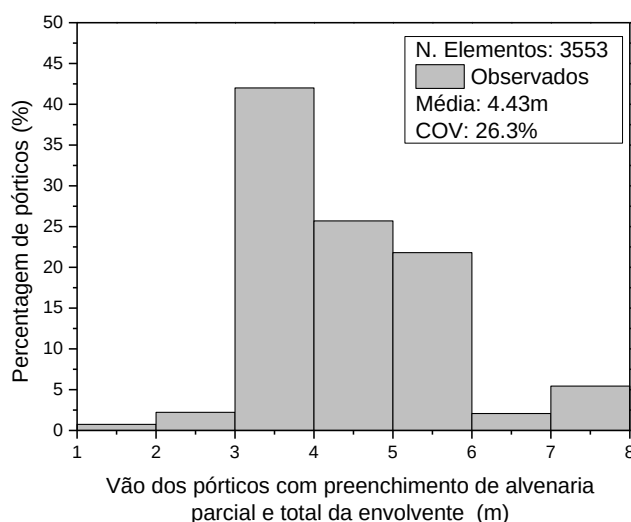


Figura 3.26 – Distribuição dos pórticos com enchimento parcial e total de alvenaria (com e sem aberturas) por comprimento do vão, Presente estudo – 2015.

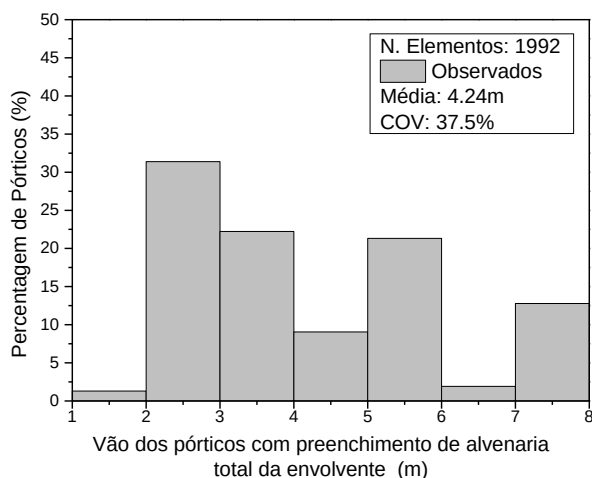


Figura 3.27 – Distribuição dos pórticos com enchimento total de alvenaria (com e sem aberturas) por comprimento do vão, Presente estudo – 2015.

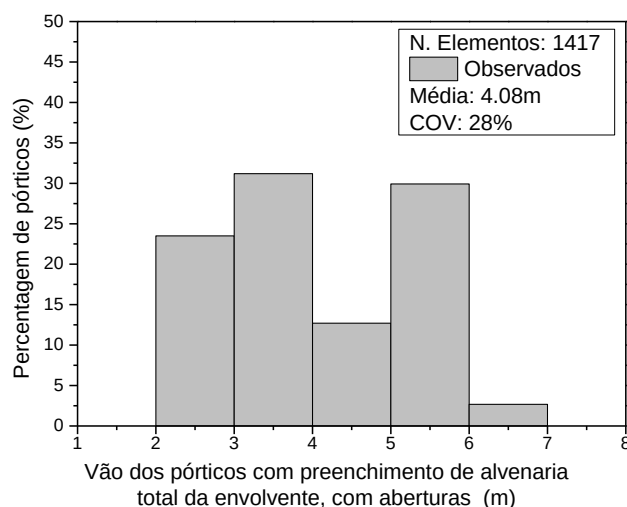


Figura 3.28 – Distribuição dos pórticos com enchimento total de alvenaria e com aberturas por comprimento do vão, Presente estudo – 2015.

Quadro 3.2 – Quadro resumo com a contabilização dos diversos tipos de pórticos e o respetivo vão médio e vão máximo

Tipo de pórticos com alvenaria de enchimento da envolvente	Pórticos	Percentagem (%)	Vão médio (m)	Vão máximo (m)
Parcial ou total (com ou sem aberturas)	3 553	100	4.43	7.57
Total (com ou sem aberturas)	1 992	56	4.24	7.4
Total (com aberturas)	1 417	39	4.08	6.75

Destas três verificações é possível tirar algumas ilações sobre a amostra de edifícios estudada. O facto de cerca de 45% dos painéis não ser totalmente preenchido aumenta o seu risco de colapso. É evidente a diminuição do comprimento médio dos vãos dos painéis com aberturas em relação aos painéis com enchimento total.

Para finalizar esta avaliação sobre os vãos de fachada é importante referir os vãos máximos encontrados nos projetos segundo os três tipos de pórtico segue a mesma tendência dos vãos médios.

De seguida, na figura 3.29 são apresentadas as tipologias de paredes de alvenaria de enchimento até agora identificadas e que são resultado das duas investigações realizadas. As tipologias 0 a 12 já tinham sido identificadas na investigação anterior levada a cabo por Furtado [2]. No presente estudo foram identificados mais oito tipologias cujos critérios de identificação se baseiam no número, forma e localização das aberturas presentes nos painéis.

Nos gráficos das figuras 3.30 e 3.31 inclui-se a distribuição dos diversos painéis de alvenaria, das duas investigações, conforme a respetiva tipologia e na figura 3.32 é apresentado o resultado final da junção dos dois estudos.



Figura 3.29 – Tipologias de paredes de alvenaria de enchimento em pórticos de betão armado.

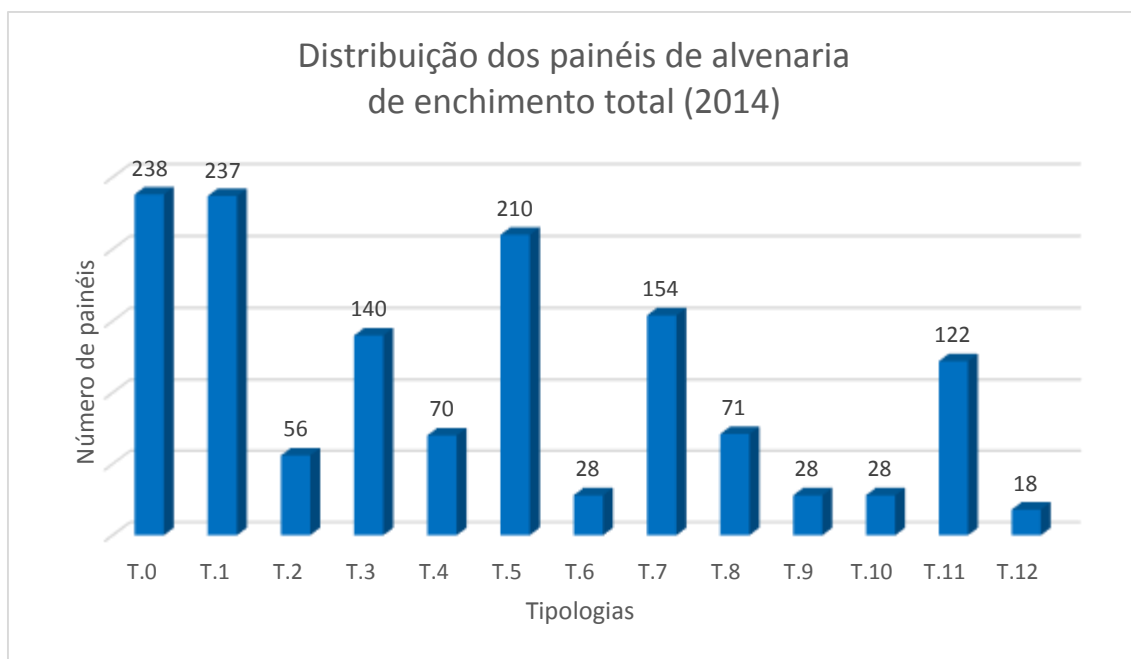


Figura 3.30 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2014 [2].

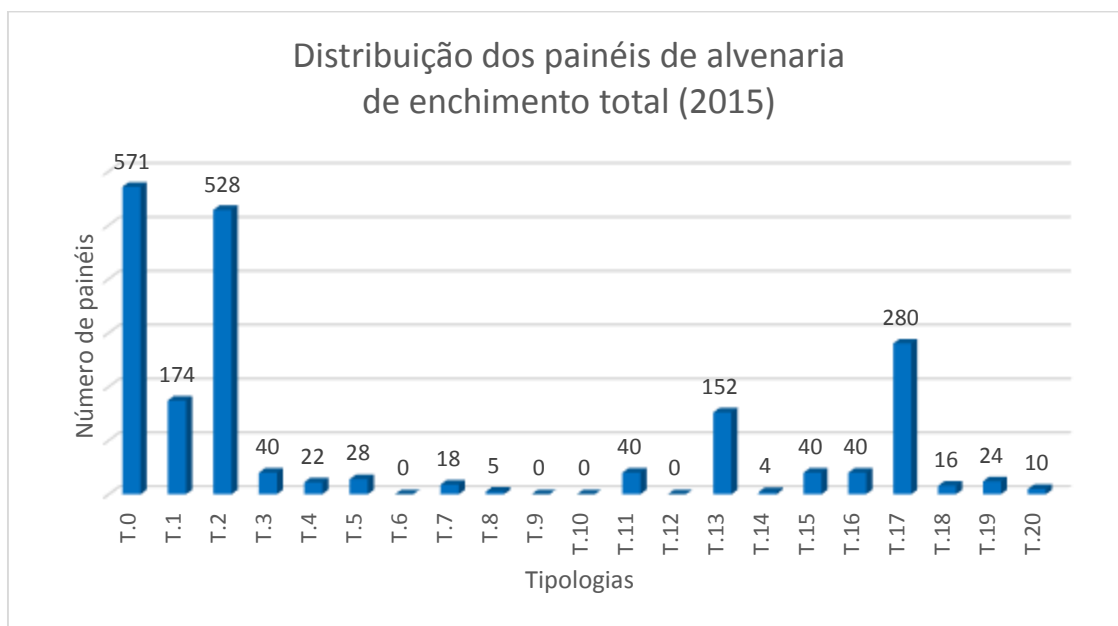


Figura 3.31 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2015.

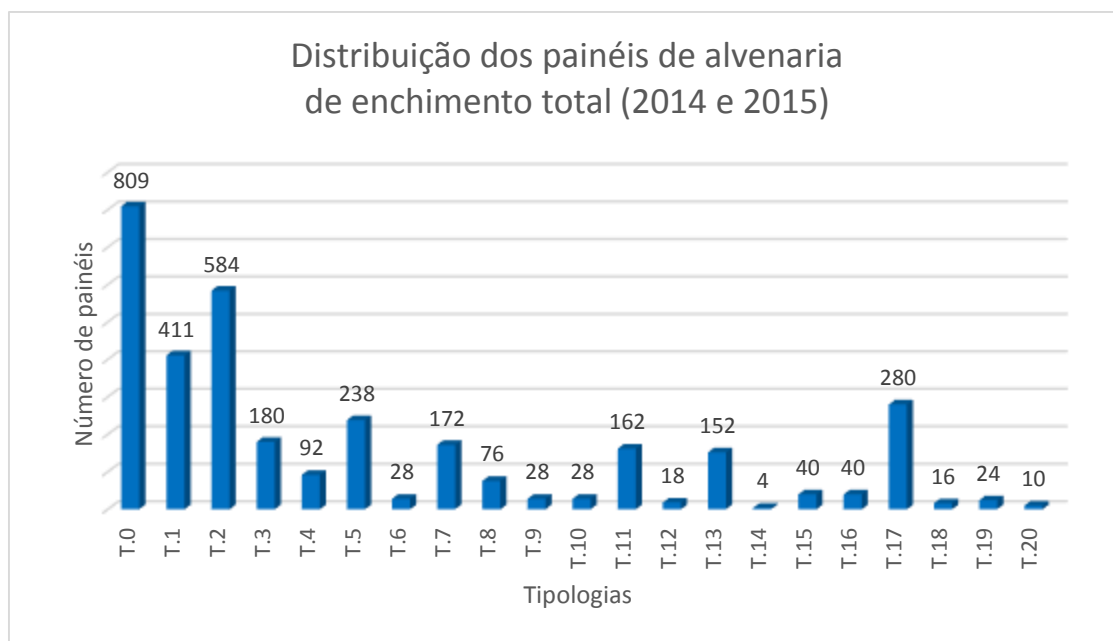


Figura 3.32 – Distribuição dos painéis de alvenaria por tipologias, Investigação 2014 e 2015.

Verifica-se que uma grande parte dos painéis pertence à tipologia 0. Este número poderia ser considerado bastante elevado à primeira vista por se tratarem de painéis de fachada, no entanto grande parte deles pertencia às empenas dos edifícios. Houve algumas tipologias já identificadas na investigação anterior que não foram encontradas nesta, como a tipologia 6, 9, 10 e 12. Pelo contrário as tipologias 1 e 2 apresentam um elevado número de elementos.

Através dos gráficos das figuras 3.30 e 3.31 é perceptível uma diferença entre as duas investigações. Na investigação mais recente o número de painéis encontra-se bastante concentrado em algumas tipologias, o que é devido à pouca diversidade de projetos e gabinetes que foi possível encontrar levando a que o tipo de painéis existentes sejam muito semelhantes.

No conjunto das duas investigações, de entre os painéis com aberturas, as tipologias 1, 2, 5, 7, 11, 13 e 17 são as mais encontradas.

Após a classificação genérica dos painéis, procede-se de seguida à caracterização e análise das propriedades geométricas das aberturas, começando com a distribuição destas de acordo com as suas dimensões e respetiva relação com as dimensões dos painéis. Assim, a partir deste ponto e para o estudo presente (2015) apenas são considerados os painéis com aberturas; dos 1988 painéis identificados, 571 não têm qualquer abertura, pertencendo portanto à tipologia 0. São então analisados 1417 painéis que, na sua totalidade, têm 1722 aberturas. Supõem-se que no estudo de 2014 tenha sido feita o mesmo género de contabilização.

Na figura 3.33 está representada a distribuição das aberturas em função da sua dimensão vertical, verificando-se que uma larga percentagem das aberturas tem a sua altura entre 2.00m e 2.50m, no entanto o valor média encontra-se nos 1.75m.

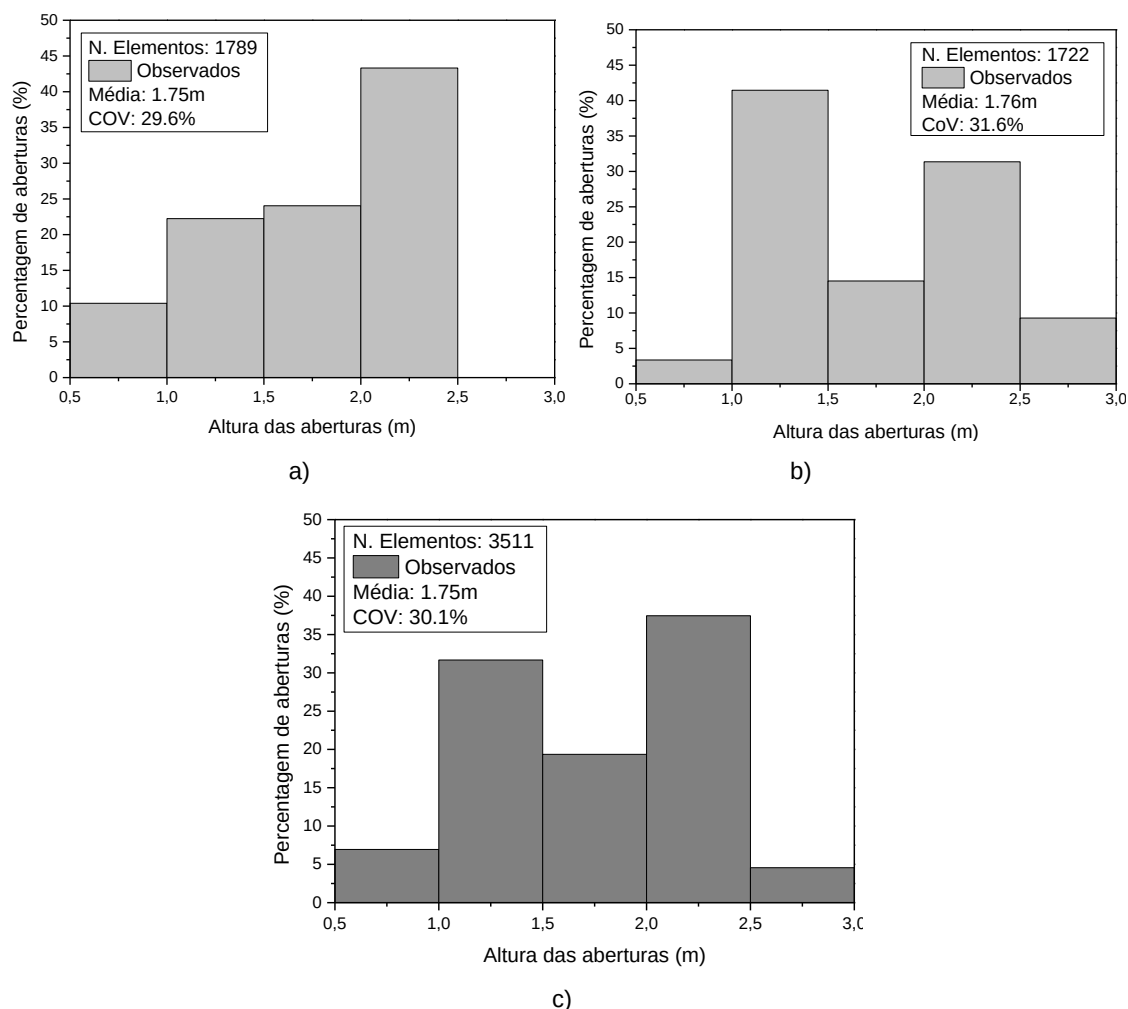


Figura 3.33 – Distribuição da altura das aberturas; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Na figura 3.34 analisa-se o rácio entre a altura das aberturas e do painel. Este rácio foi avaliado segundo cada painel e não por abertura. No caso de haverem duas ou mais aberturas no mesmo painel foi calculada a média das suas alturas. Esta metodologia não alterará os resultados reais pois o que é pretendido são resultados médios e com este processo é possível ter uma ideia desta relação por painel. Mais uma vez há uma diferença significativa no valor médio que era já expectável após ter sido feita a análise anterior. O valor mais elevado na investigação de 2015 (0.70) deve-se à presença dos painéis de tipologia 13 (em que o rácio é 1) e de tipologia 17 (com um rácio de 0.86). No conjunto das duas investigações o valor médio ronda os 0.56.

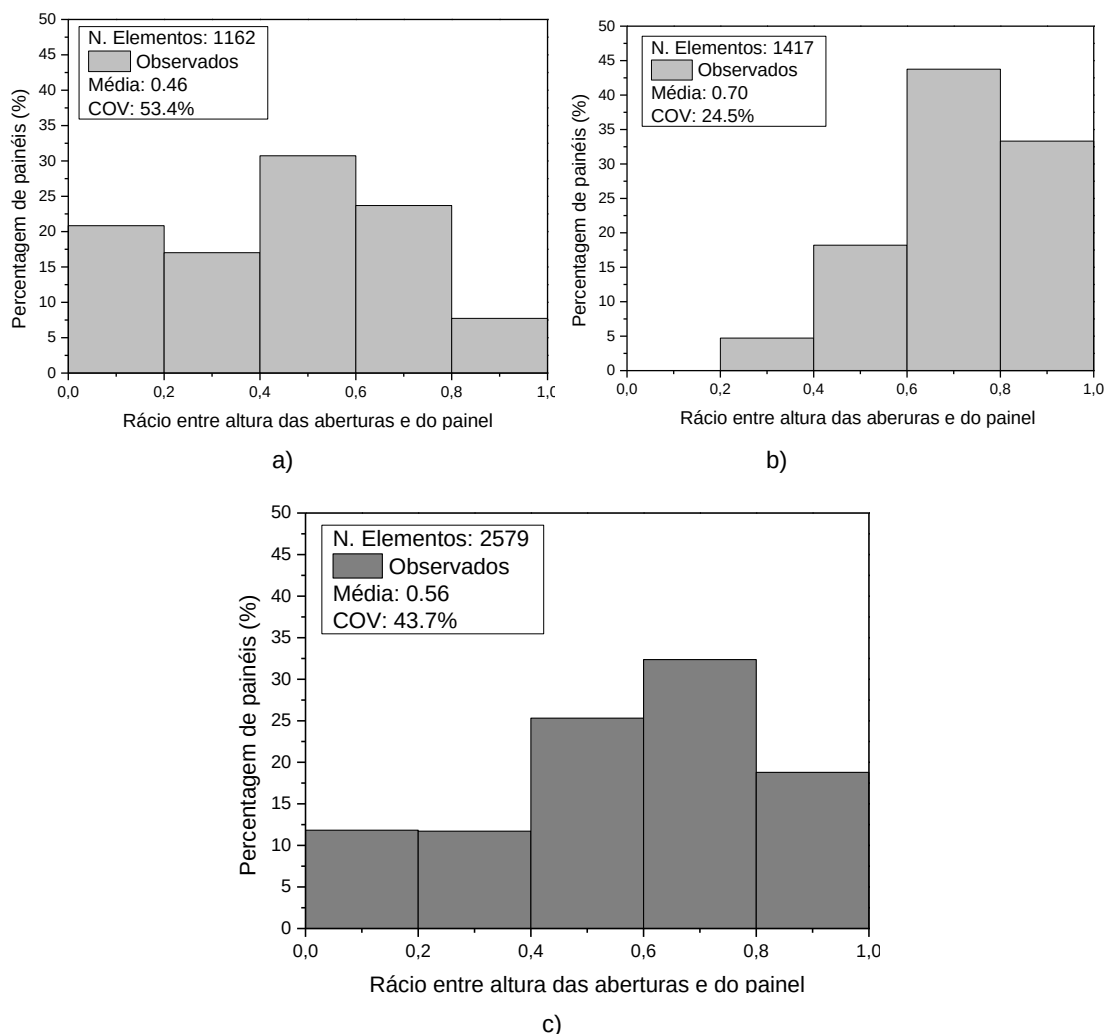


Figura 3.34 – Distribuição do rácio entre a altura das aberturas e do painel; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Tal como foi feito para a altura das aberturas é agora realizada a mesma análise para os comprimentos das mesmas. Na figura 3.34 está ilustrada a distribuição de todas as aberturas de acordo com o seu comprimento. Ao contrário do que se verifica com as alturas dos painéis, a média do comprimento das aberturas diminuiu em relação ao estudo de 2014 por causa da presença dos pórticos com a tipologia 15, 16 e 20 onde o comprimento das aberturas é inferior a 0.5m. No conjunto dos dois estudos o valor médio do comprimento de uma abertura ronda os 1.65m.

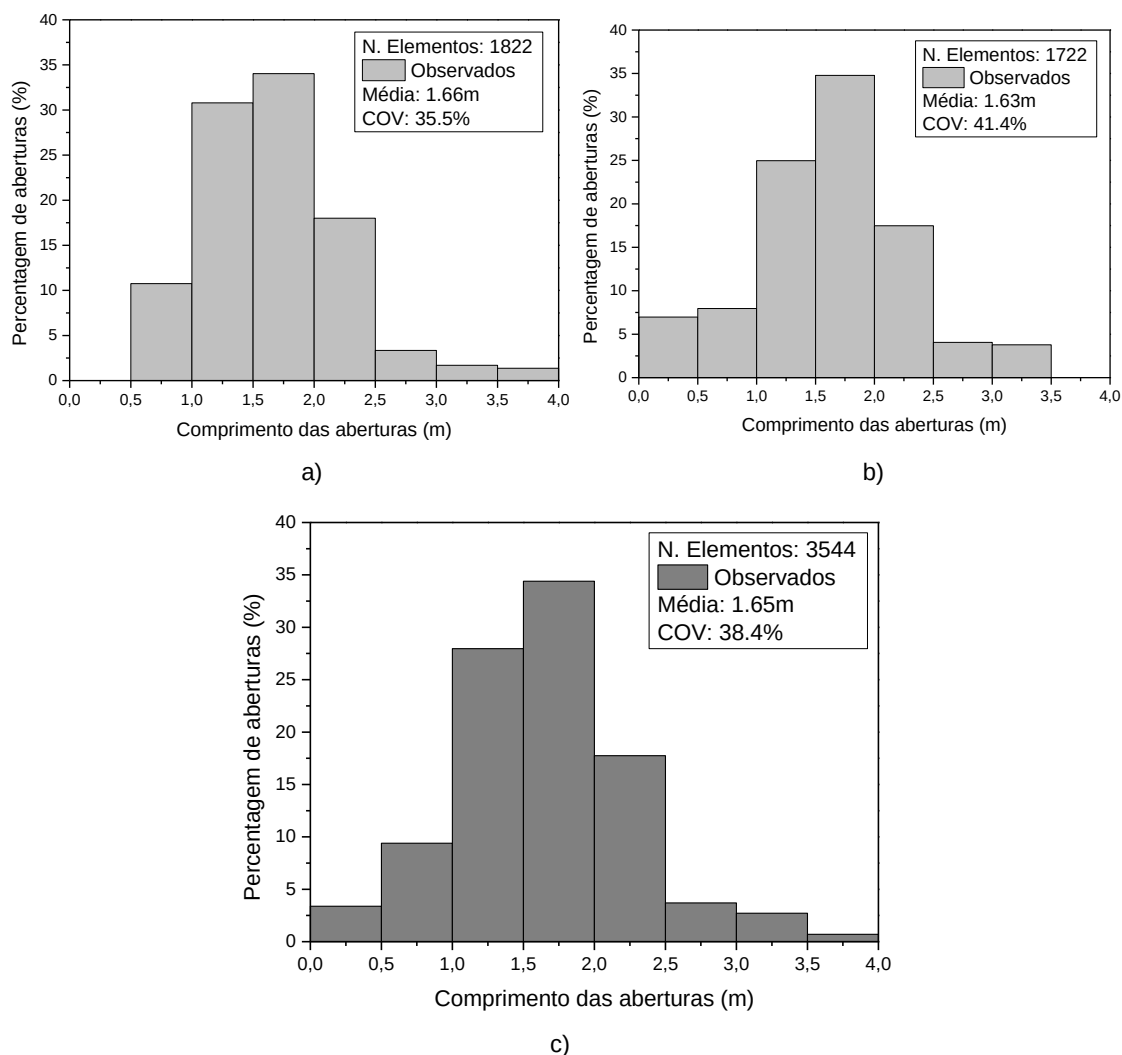


Figura 3.35 – Distribuição do comprimento das aberturas; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Na figura 3.36 está também representada a distribuição dos painéis por rácio entre os comprimentos das aberturas do painel. Esta análise é análoga à dos rácios de alturas.

O facto mais relevante de ser mencionado relaciona-se com a existência de rácios superiores a 0.9, o que confirma a presença das chamadas paredes “rasgadas” pertencentes à tipologia 14 (estudo 2015). No conjunto das duas investigações o rácio médio é de cerca 0.45.

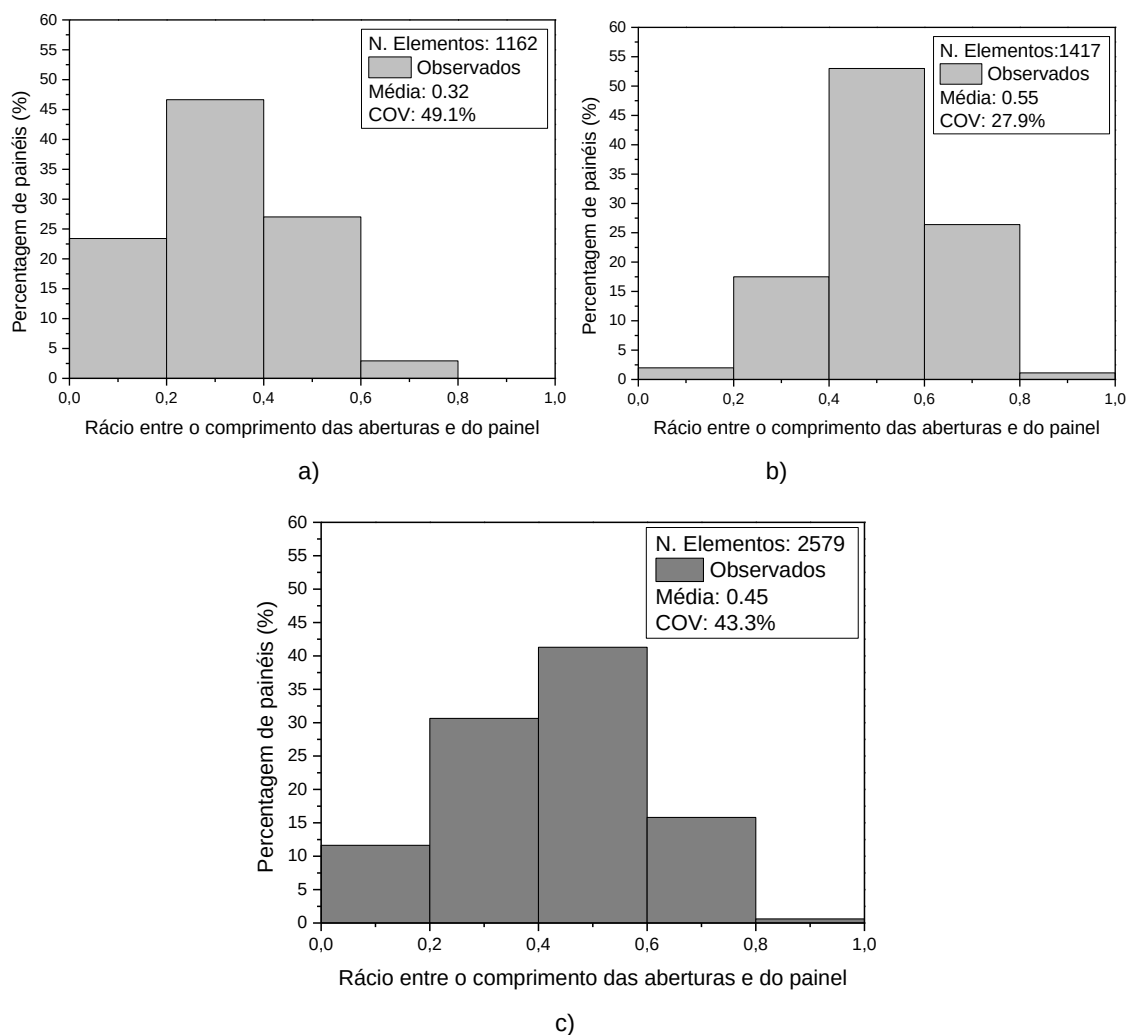


Figura 3.36 – Distribuição do rácio entre o comprimento das aberturas e do painel dos painéis; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

A partir deste ponto são analisados todos os dados referentes à posição geométrica das aberturas relativamente às extremidades dos painéis.

Na figura 3.36 é apresentada a distribuição das aberturas pela distância entre a laje do piso inferior e a abertura. Estão excluídos deste estudo todas as aberturas cujo valor seja nulo, como por exemplo as aberturas da tipologia 3 ou tipologia 17 (estudo 2015). No conjunto das duas investigações a distância entre a abertura e a laje inferior é de 0.98m.

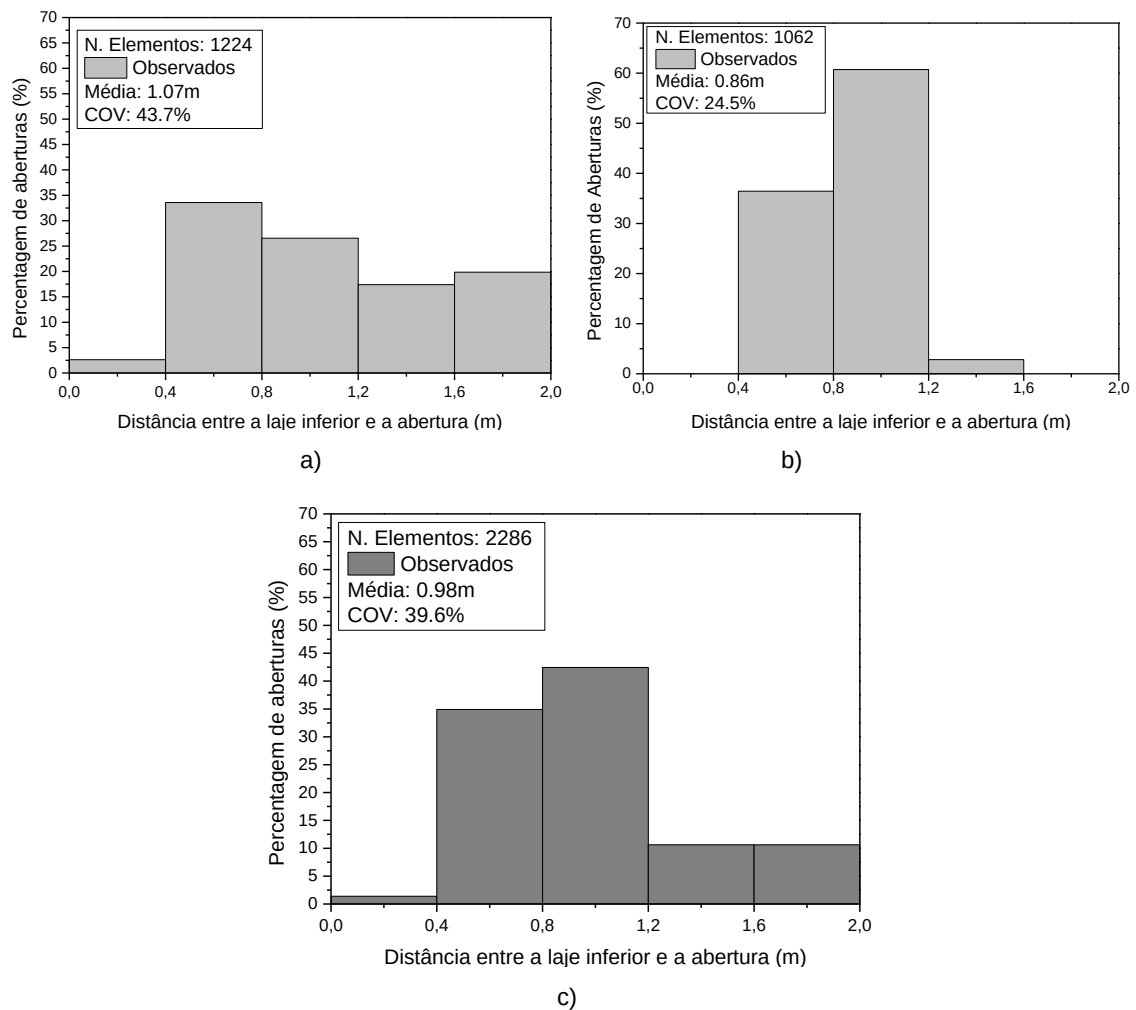


Figura 3.37 – Distribuição da distância entre o piso inferior e a abertura dos painéis; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Segue-se o mesmo tipo de análise, agora para a distância à laje piso superior, adotando-se o mesmo critério de exclusão das aberturas localizadas junto à extremidade em questão. Neste caso foram excluídas, por exemplo, as aberturas da tipologia 13, 18 e 19 (estudo 2015), e as distribuições obtidas são apresentadas na figura 3.37. Para esta situação os valores médios da sobreposição dos dois estudos ronda os 0.66m.

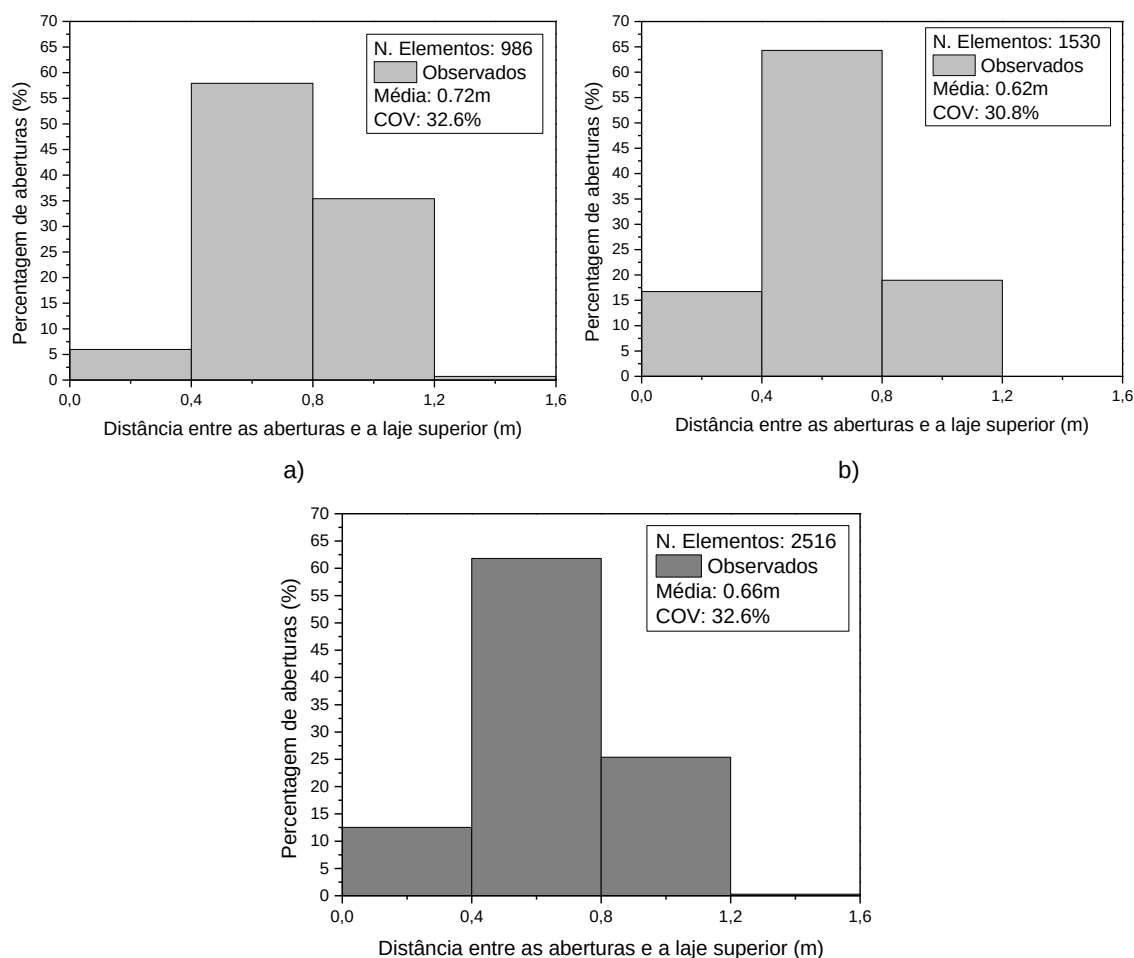


Figura 3.38 – Distribuição da distância entre a abertura e o piso superior dos painéis; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Continuando com a análise das propriedades geométricas, apresenta-se na figura 3.38 as distribuições relativas à distância entre as extremidades laterais confinantes e as aberturas. Logo à partida foram excluídas todas as aberturas junto aos pilares como por exemplo as pertencentes às tipologias 2, 4, 13 ou 13. Depois, e de forma a que a cada abertura correspondesse um único valor, foi calculada a média das duas distâncias às extremidades laterais nos casos com apenas uma abertura no pórtico. Nos pórticos com duas ou mais aberturas foram apenas contabilizadas as duas aberturas mais próximas dos pilares, sendo essas mesmas duas distâncias as introduzidas na base de dados. Assim, apenas foram consideradas 879 aberturas nesta análise (estudo 2015).

O valor médio obtido na investigação de 2015 é mais baixo (0.55m) do que o da investigação 2014 (1.01m) e tal deve-se à influência dos painéis 5, 7, 14, 16 e 17 que têm distâncias aos pilares sempre inferiores a 0.5m. No conjunto o valor médio é de 0.80m

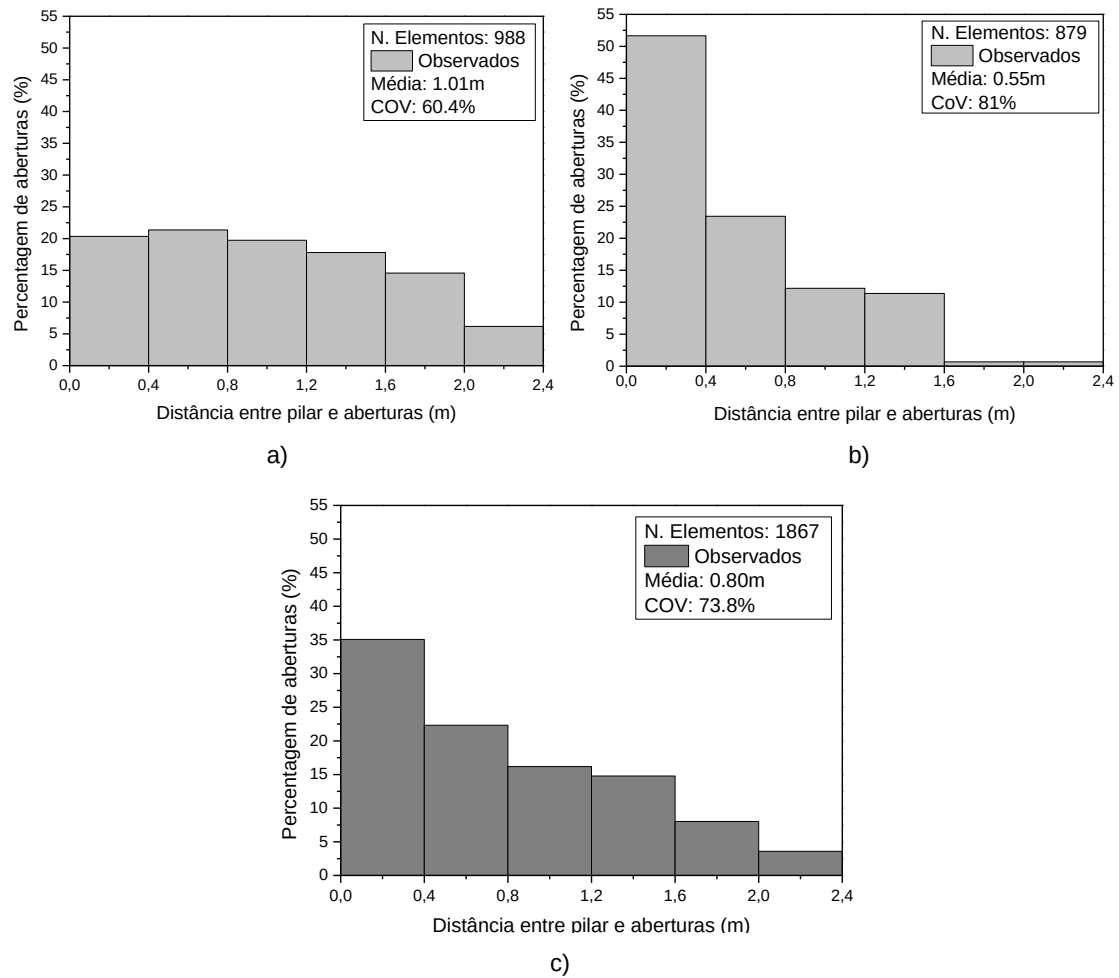


Figura 3.39 – Distribuição da distância entre o pilar e a abertura dos painéis; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015.

Para terminar esta fase focada na localização das aberturas realiza-se um estudo relativo à distância entre as diversas aberturas (figura 3.39); no caso de haver mais que duas aberturas é calculada a média de todas as distâncias.

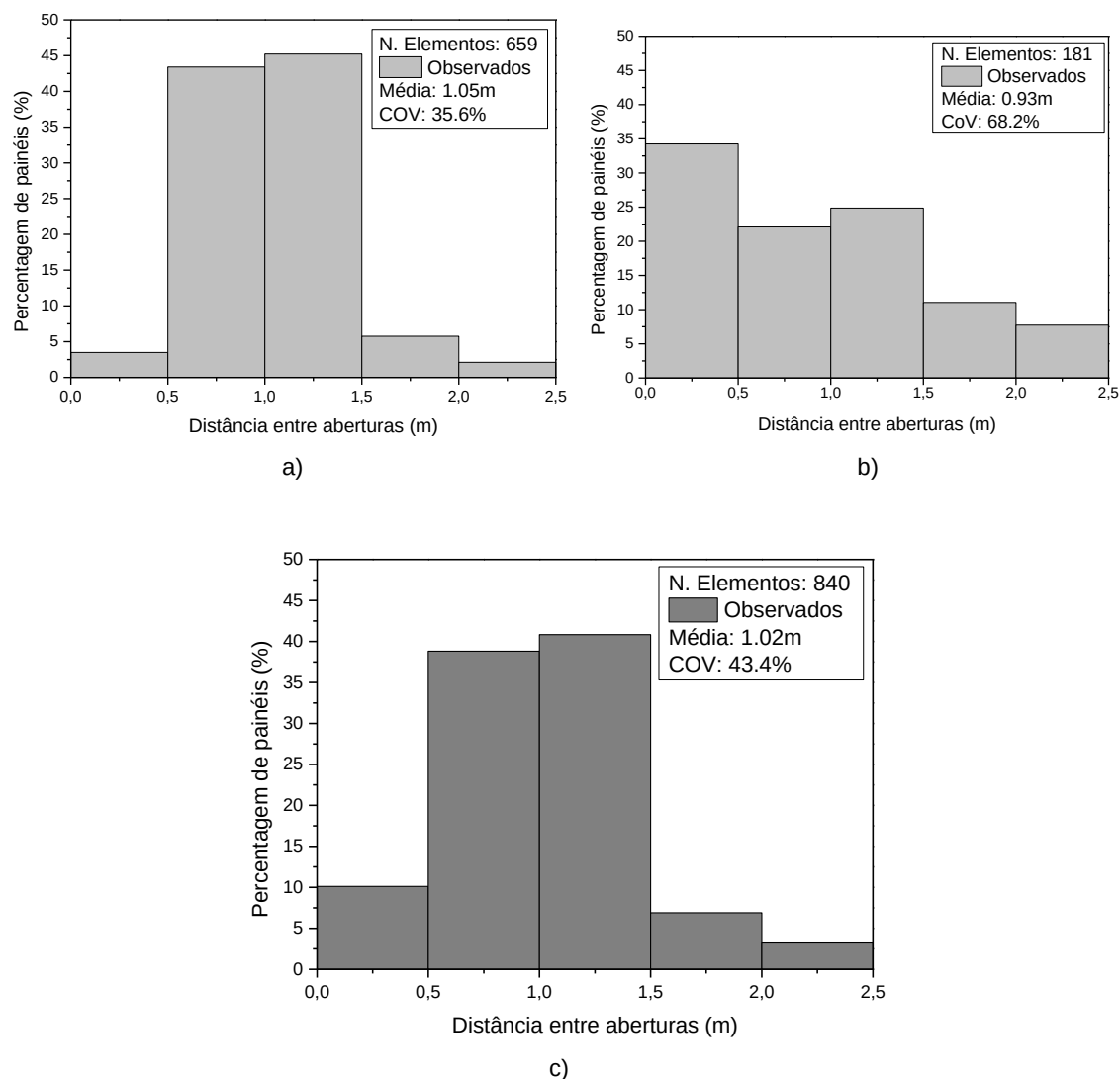


Figura 3.40 – Distribuição da distância entre as aberturas dos painéis; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

O valor médio da distância entre aberturas é de 1.02m (estudos 2014 e 2015), inferior ao 1.05m resultante da investigação 2014. Ocorrência que é explicada pelo facto de pela primeira vez estarem incluídos painéis com mais de duas aberturas e o que faz reduzir desde logo o valor médio. Os pórticos com as tipologias 15 e 16 são exemplificativos desta situação

A juntar a toda a análise estatística foi também estudada a área das aberturas *versus* área do painel de enchimento respetivo de modo a perceber se existe ou não alguma relação entre os dois parâmetros; os correspondentes gráficos estão representados na figura 3.41.

Como se observa na figura existe uma grande dispersão de pontos, não se afigurando haver alguma relação entre os dois parâmetros, tal como se confirma pelos valores do coeficiente de regressão linear R^2 .

Por ultimo é importante explicar a diferença entre o número de pontos das duas investigações, que se relaciona com o facto de a amostra de edificios recolhida na investigação 2015 ser mais uniforme por pertencerem aos mesmos projetos e gabinetes.

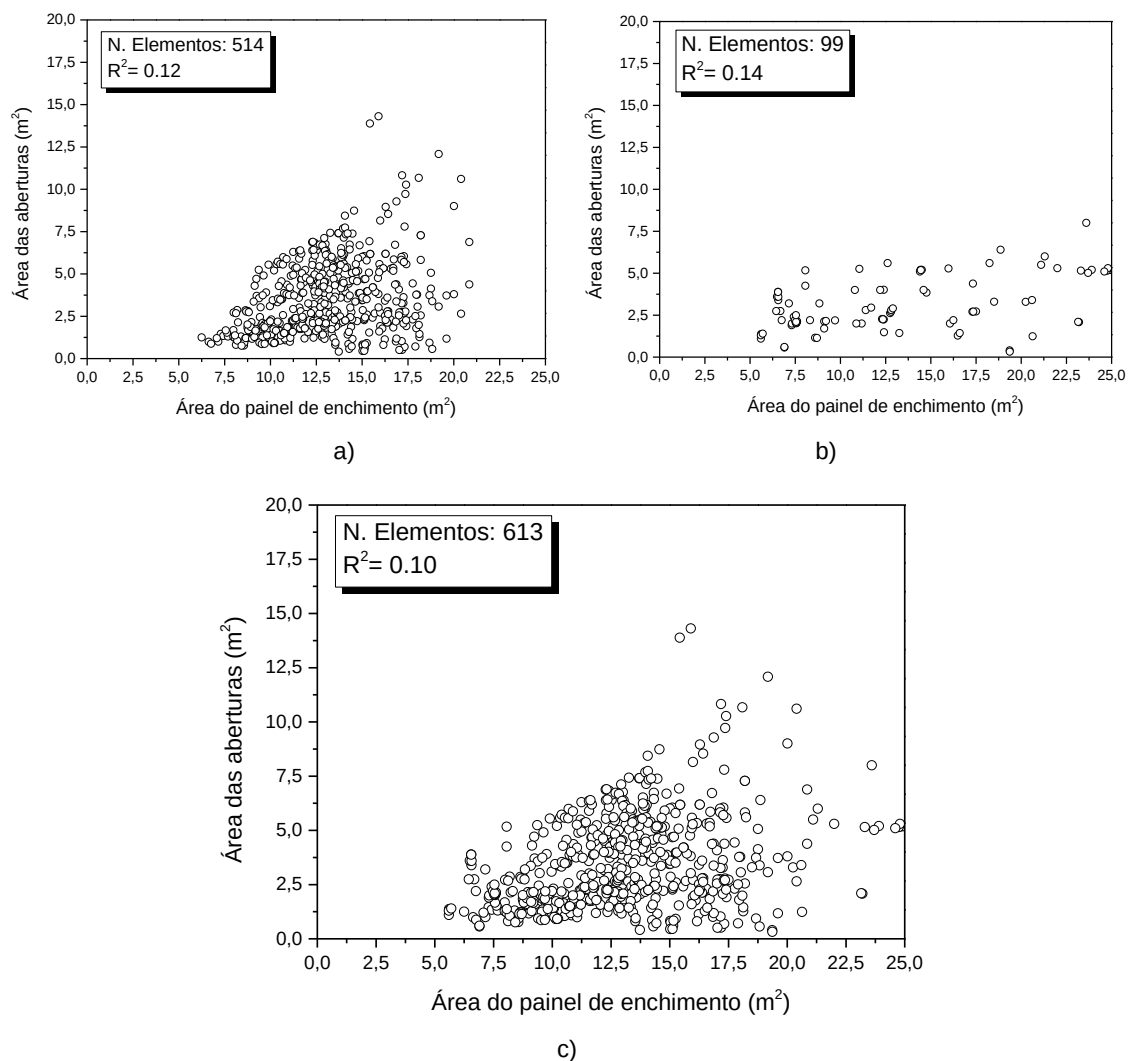


Figura 3.41 – Relação entre a área das aberturas e a área do painel de enchimento; a) Estudo anterior – 2014; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Para finalizar apresenta-se o estudo do comprimento da diagonal das aberturas *versus* a respetiva área, a fim de perceber se há alguma relação que permita definir a geometria das aberturas. É sabido que para uma abertura ser quadrada a sua diagonal é igual a $\sqrt{2} \times \sqrt{\text{Área}}$ (curva representada a azul na figura 3.42). Todos os pontos fora desta curva correspondem a aberturas com uma forma retangular.

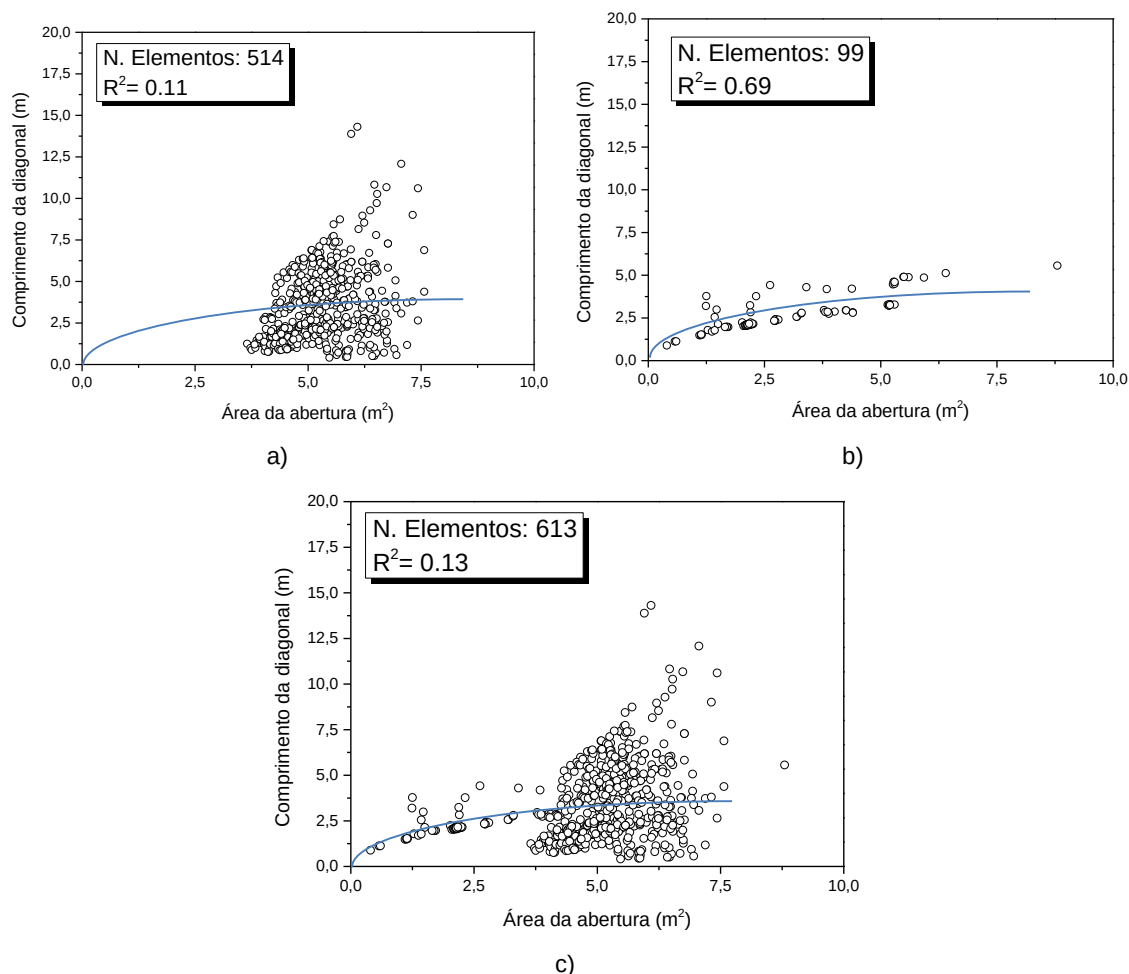


Figura 3.42 – Relação entre o comprimento da diagonal e a área das aberturas; a) Estudo anterior – 2014 [2]; b) Presente estudo – 2015; c) Estudos 2014 e 2015

Como é visível a maior parte das aberturas apresenta uma forma retangular e devido à elevada dispersão dos pontos não é possível definir uma geometria recorrente das aberturas.

3.6 CONCLUSÕES

Com este capítulo foi possível identificar algumas características tipo dos edifícios, elementos estruturais, painéis de alvenaria e das aberturas presentes nos dois estudos já realizados.

Relativamente aos edifícios é de notar uma predominância de construções das décadas de 80 e 90 com uma altura do piso tipo de 2.80m.

Quanto aos elementos estruturais de betão armado conclui-se que a viga tipo tem uma secção transversal de 0.30 x 0.45 m², com uma percentagem de armadura de 0.64% a meio vão e de 0.97% nos apoios. O pilar mais usual tem uma secção transversal de 0.30 x 0.40 m² e tem uma percentagem de armadura de 0.68%. Em ambos os elementos os estribos utilizados têm um diâmetro de 6 mm e têm um espaçamento de 0.15.

A abertura tipo tem uma altura de 1.75m e uma largura de 1.65m, não existindo uma relação direta entre a sua área e a área do painel de alvenaria.

4

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ALVENARIA DE TIJOLO FURADO

4.1. INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das técnicas e materiais no setor da construção civil, os desafios para os projetistas vão sendo também mais complexos. Fatores como o avanço da tecnologia na construção das estruturas de betão armado, aumento do comprimento médio dos vãos entre pilares e da altura dos edifícios e a rapidez com que hoje em dia as obras são realizadas fazem aumentar a influência do próprio painel de alvenaria de enchimento na resposta estrutural do edifício, daí a importância de estudos mais aprofundados do comportamento destes elementos considerados não estruturais. Para que o sistema de pórticos de betão armado preenchido com paredes de alvenaria de enchimento tenham um comportamento satisfatório é importante garantir que são satisfeitos o seu estado limite de utilização ao nível das deformações e estado limite último.

Como referido no capítulo 2 tem-se observado que as paredes de alvenaria de enchimento ao serem sujeitas à ação sísmica colapsam e fissuram. Além disso a sua presença altera a frequência natural da estrutura e provoca um aumento das forças sísmicas atuantes. É então justificada a necessidade de estudos detalhados sobre o comportamento deste elemento não estrutural.

No ano de 2014 iniciou-se uma campanha de ensaios de paredes de alvenaria de enchimento à escala real sujeitos, no plano e fora do seu plano, a ações cíclicas quase-estáticas, no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [11, 12, 13]. Este estudo revela-se fundamental para calibração e desenvolvimento de modelos numéricos que representem estes elementos não estruturais de forma eficiente e real na resposta estrutural de edifícios de betão armado quando sujeitos à ação sísmica. Estes tipos de modelos numéricos requerem informações relativas à caracterização material e mecânica da alvenaria de enchimento enquanto componente assumido como não estrutural, mas que acaba por influir no comportamento estrutural do conjunto pórtico e alvenaria.

Neste sentido foram realizados dois tipos de ensaios de caracterização material de provetes de argamassa (flexão e compressão) e dois tipos de ensaios de caracterização mecânica de provetes tipo “muretes” de alvenaria de enchimento de tijolo furado. Em todos estes ensaios foram utilizados os mesmos materiais da campanha de 2014 [13].

Para a determinação da capacidade resistente da argamassa foram utilizados seis provetes prismáticos com dimensões 160x40x40mm³.

Para os ensaios sobre muretes, foram construídos os seguintes quatro tipos de painéis de alvenaria simples, sem qualquer tipo de reboco:

- “CS11”, com dimensões 600x600mm², unidades de tijolo furado de 300x200x110mm³ e as juntas de assentamento em argamassa pré-doseada de cimento e areia;
- “CS15”, idêntico ao anterior mas com unidades de tijolo furado de 300x200x150mm³;
- “CD11”, idêntico ao tipo CS11 mas com dimensões 1200x1200mm²;
- “CD15”, idêntico ao tipo CS15 mas com dimensões 1200x1200mm².

Apesar de não terem sido realizados ensaios de caracterização material do próprio tijolo utilizado neste estudo, o valor da resistência à compressão dos mesmos foi fornecido pelo fabricante e conforme este, é garantido um valor de resistência mínimo de 1.5 MPa para ambos os tipos de tijolo.

Na realização de todos os ensaios foram seguidos os procedimentos presentes na normalização europeia, no entanto nalguns casos que não se enquadravam totalmente com as normas optou-se por fazer uma adaptação das mesmas tendo em conta as especificações e objetivos dos testes de resistência.

4.2. ARGAMASSA – RESISTÊNCIA À FLEXÃO E COMPRESSÃO

A argamassa utilizada neste estudo é uma argamassa industrial pré-doseada do tipo CIARGA de classe M5 fabricada pela CIMPOR, que procura ser representativa do tipo de argamassa utilizada no assentamento de paredes de alvenaria de enchimento do parque habitacional de Portugal [13, 16].

A amassadura foi feita utilizando aproximadamente 3.5 a 4 litros de água por cada saco de 25 kg e até à realização dos ensaios de resistência à compressão os provetes foram deixados sob as condições ambientais do laboratório.

4.2.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E CÁLCULO

A determinação da resistência à tração por flexão e à compressão dos provetes, com o mesmo tipo de argamassa (figura 4.1) usada nos muretes, consiste na aplicação de uma carga à compressão numa área específica dos provetes prismáticos. Todos os procedimentos deste ensaio seguiram a norma de ensaio NP EN 1015-11 [23]. O tempo de cura entre a data de fabrico (24/3/2015) dos provetes e a data de realização do ensaio (26/6/ 2015) foi de 94 dias.

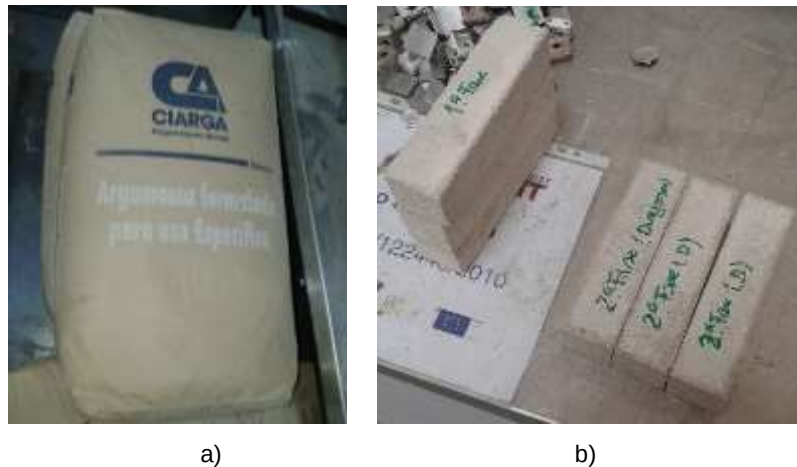


Figura 4.1. – Argamassa utilizada nos muretes; a) embalagem; b) provetes ensaiados.

4.2.1.1. Resistência à tração

Foi utilizada a prensa representada na figura 4.2 para determinar a resistência à tração dos seis provetes de argamassa.



Figura 4.2. – Ensaio à flexão de provetes de argamassa.

A resistência à tração por flexão é dada pela equação 4.1.

$$f_t = 1.5 \times \frac{F_t \times l}{b \times d^2} \quad (4.1)$$

em que:

- f_t , resistência à tração [MPa];
- F_t , força aplicada pela máquina na rotura à flexão;
- l , distância entre os apoios
- b , largura da secção transversal do prisma
- d , altura da secção transversal do prisma

4.2.1.2. Resistência à compressão

Na figura 4.3 apresenta-se o procedimento de um dos ensaios à compressão em doze provetes provenientes do ensaio de flexão, pois mesmo já tendo ocorrido a rotura dos mesmos no ensaio anterior, estes foram aproveitados para realizar o ensaio de compressão.



Figura 4.3. – Ensaio à compressão de provetes de argamassa.

Com o valor da força F fornecido pela máquina de ensaio determina-se a resistência à compressão da argamassa através da equação 4.2.

$$f_c = \frac{F_c}{A} \text{ (MPa)} \quad (4.2)$$

onde,

- F_c , força máxima aplicada ao provete (N);
- A , área de aplicação de carga (mm^2).

4.2.2. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.2.2.1. Resistência à tração

De seguida são apresentados os valores de resistência à tração dos provetes de argamassa utilizada nos muretes do tipo “CS” (quadro 4.1) e “CD” (quadro 4.2).

Quadro 4.1 – Determinação da resistência à tração for flexão: Provetes argamassa – muretes “CS”.

Provetes	$\frac{l}{bd^2}$	Força (KN)	f_t (MPa)	COV
P1 _s	0.0025	0.4	1.01	10.4%
P2 _s		0.5	1.17	
P3 _s		0.4	0.96	
Média		0.4	1.05	

Quadro 4.2 – Determinação da resistência à tração for flexão: Provete argamassa – muretes “CD”.

Provete	$\frac{l}{bd^2}$	Força (KN)	f_t (MPa)	COV
P1 _d	0.0025	0.5	1.29	10.5%
P2 _d		0.6	1.37	
P3 _d		0.7	1.57	
Média		0.6	1.41	

É então verificado de que a resistência à flexão da argamassa utilizada nos muretes “CD” é superior à utilizada nos muretes “CS”. Tal facto pode dever-se a uma maior quantidade de água que tenha sido adicionada à argamassa dos muretes “CS”, uma vez que a mistura e o tempo de cura foram idênticos para ambos.

4.2.2.2. Resistência à compressão

De seguida são apresentados os valores de resistência à compressão dos provetes de argamassa utilizada nos muretes do tipo “CS” (quadro 4.3) e “CD” (quadro 4.4).

Quadro 4.3 – Determinação da resistência à compressão: Provete argamassa – muretes “CS”

Provete	Área (mm ²)	Força (KN)	f_c (MPa)	COV
1.1 _s	1600	3.6	2.22	9.8%
1.2 _s		3.9	2.44	
2.1 _s		3.4	2.15	
2.2 _s		3.4	2.09	
3.1 _s		4.1	2.56	
3.2 _s		4.2	2.66	
Média		3.8	2.35	

Quadro 4.4 – Determinação da resistência à compressão: Provete argamassa – muretes CD.

Provete	Área (mm ²)	Força (KN)	f_c (MPa)	COV
1.1 _d	1600	4.85	3.03	5.6%
1.2 _d		4.80	3.00	
2.1 _d		5.02	3.13	
2.2 _d		5.56	2.85	
3.1 _d		5.36	3.35	
3.2 _d		4.76	2.98	
Média		33.35	3.06	

Tal como aconteceu nos ensaios de resistência à tração, também a resistência, neste caso à compressão, da argamassa dos muretes “CD” é superior à dos muretes “CS”, atribuindo-se a mesma causa possível já antes referida e relacionada com maior quantidade de água presente na argamassa dos muretes “CS”.

4.2.2.3. Comparação dos resultados

Neste subcapítulo são apresentados resultados de ensaios experimentais de resistência à tração (quadro 4.5) e compressão (quadro 4.6) de provetes de argamassa realizados na campanha de 2015 e 2014 [13] de forma a fazer uma comparação.

Quadro 4.5 – Resistência à tração dos provetes de argamassa das campanhas de ensaios 2015 e 2014.

Tempo de cura (dias)	f_t (MPa)
94 (2015) (CS)	1.05
94 (2015) (CD)	1.41
82 (2014)	5.65

Quadro 4.6 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa da campanha de 2015 e 2014.

Tempo de cura (dias)	f_c (MPa)
94 (2015) (CS)	2.35
94 (2015) (CD)	3.06
82 (2014)	15.65

Pela comparação entre resultados dos dois estudos chega-se à conclusão que a resistência da argamassa tanto à compressão como à tração é inferior no estudo de 2015. Como antes referido, a argamassa utilizada é de classe M5 e tal como a classe indica a sua resistência mínima é de 5MPa, valor ultrapassado na campanha de 2014 e tendo sido cumprida a norma. O facto de na campanha de 2015 o valor não ter atingido o valor mínimo pode dever-se a um não cumprimento da norma relativamente ao processo de cura das argamassas. Os provetes foram deixados no laboratório sob as condições ambientes do mesmo o que poderá ter provocado uma secagem rápida dos provetes e impedindo uma correta hidratação do ligante.

4.3. MURETES – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Neste subcapítulo são descritos os procedimentos de ensaio e apresentados os cálculos necessários para a determinação das características mecânicas da alvenaria de tijolo tais como a resistência à compressão simples e o seu módulo de elasticidade. Toda a campanha experimental foi baseada na norma de ensaio NP EN 1052-1 [23].

4.3.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E CÁLCULO

Com este ensaio é pretendido que seja determinada a resistência à compressão e módulo de elasticidade da alvenaria na direção perpendicular às juntas de assentamento. Para tal foram medidas a superfície de contacto dos provetes e a força de compressão, esta última que se manteve com velocidade constante até ser atingida a rotura do provete.

Para a realização do ensaio de compressão simples foram utilizados oito muretes de alvenaria de tijolo no total com dimensão de 600 x 600 mm². Cinco eram constituídos por tijolos com uma espessura de 110 mm e os outros três por tijolos de 150 mm. Todas estas dimensões foram definidas de acordo com o especificado na norma assim como todo o processo de construção. O processo de cura dos muretes foi realizado nas condições ambientais do laboratório, no mesmo local dos provetes de argamassa. Aspetos fundamentais para que os resultados não fossem alterados devido ao método construtivo eram: a obrigatoriedade de que a sua construção fosse realizada sobre uma área horizontal; a exigência de que todas as superfícies dos muretes ficassem planas, paralelas entre si e perpendiculares ao provete. Na figura 4.4 é visível a de construção de um dos provetes de 150 mm de espessura e o conjunto dos provetes já concluídos com tijolo de 110 mm de espessura.



Figura 4.4 – Construção dos provetes tipo murete de alvenaria.

Além do equipamento de fabrico de argamassa foram usados os seguintes equipamentos e materiais específicos:

- Equipamento de ensaio à compressão cumprindo os requisitos da norma referida;
- Equipamento para medir deslocamentos, os LVDT (Linear Variable Displacement Transducer), com precisão na ordem dos $\pm 25 \times 10^{-6} \text{m}$;
- Material e ferramentas para colocação de todos os LVDTs nos muretes;
- Equipamento para a recolha e tratamento dos dados.

Após a fase da construção e durante os três dias seguintes foi importante tomar medidas específicas para controlar a dessecção dos provetes. Com este propósito todos os oito provetes foram cobertos com plástico. Passados os três dias os muretes foram descobertos por completo e sujeitos às condições ambientais do próprio laboratório.

As fases de construção (26 de Março de 2015) e a realização do ensaio (27 e 28 de Abril de 2015) foram temporalmente separadas por 32 dias, pois houve que compatibilizar com as restantes atividades do laboratório e foi necessário preparar a amostra e o equipamento. Primeiro colocou-se cada um dos provetes no pórtico previamente preparado para a realização do ensaio. Esta colocação foi feita com a preocupação de que os muretes ficassem centrados e que a superfície do topo e da base do provete estivessem inteiramente em contacto com a máquina de ensaio. Na figura 4.5 está representado o pórtico utilizado e o posicionamento de um provete.



Figura 4.5 – Pórtico utilizado e murete de 600 x 600 mm² posicionado para ensaio à compressão

Depois foi definido o esquema de colocação dos dispositivos de medida, LVDT, que pode ser observado na figura 4.6. Foram utilizados dois em cada face na direção vertical, fixados em pontos distando de 250mm nessa direção visando obter a deformação média nessa base de medida.

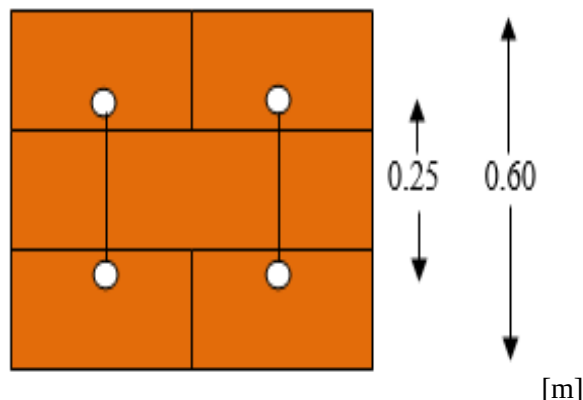


Figura 4.6 – Esquema geométrico dos provetes com o posicionamento dos 4 LVDT's nas faces anterior e posterior.

Durante o ensaio os deslocamentos relativos foram sendo medidos pelos LVDTs com a aplicação contínua da carga a uma velocidade calculada para que a carga máxima fosse atingida entre 15 e 20 minutos desde o início do ensaio.

Para a determinação do módulo de elasticidade foi considerado o valor do deslocamento obtido por cada um dos LVDT's, para um valor presente no intervalo de 20 a 50% da força de rotura, e que foi dividido pela distância base de medida de modo a calcular a extensão.

No início e decurso destes ensaios foram registadas as seguintes medições:

- Dimensão da secção do murete sujeito à carga com exatidão de $\pm 1\text{mm}$;

- Distância entre os diversos pontos de leitura de deformações;
- Carga máxima, $F_{i,max}$, com arredondamento a 1kN;
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Deslocamentos verticais relativos entre os quatro pontos considerados.

A equação 4.3 permite o cálculo da resistência à compressão, f_c , de cada um dos provetes de alvenaria, com um arredondamento de 0.1 N/mm².

$$f_c = \frac{F_{max}}{A_i} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.3)$$

em que:

- F_{max} , carga máxima aplicada (N);
- A_i , secção do provete, ($l_s \times t_s$), sujeita à carga, sendo que l_s e t_s correspondem, respectivamente, ao comprimento e espessura do provete (mm).

A extensão, $\varepsilon_{m,i}$, é calculada através da média aritmética das extensões, ε_j , obtida para um valor de carga num intervalo de 20 a 50 % da carga máxima de rotura do provete i. Este cálculo está representado na expressão seguinte, a equação 4.4.

$$\varepsilon_{m,i} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4}{4} \quad (4.4)$$

O módulo de Elasticidade, E_i , de cada provete foi calculado como módulo de elasticidade secante, a partir da média das extensões, ε_i , obtidas para as quatro posições de medição correspondentes. O módulo é calculado com arredondamento de 100N/mm² e, de acordo com a norma, é dado pela expressão 4.5.

$$E_i = \frac{F_i}{3 \times \varepsilon_{m,i} \times A_i} \quad (\text{MPa}) \quad (4.5)$$

4.3.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A determinação da resistência à compressão foi realizada segundo a norma NP EN 1052-1 cujo procedimento de ensaio foi descrito anteriormente. Neste ensaio foi aplicado um único ciclo de carga até à rotura do provete, altura onde foi registada a força máxima e calculada a resistência através da equação 4.3.

No quadro 4.7 são apresentados os resultados da resistência à compressão simples dos provetes 2 a 5 do tipo “CS11”. O murete 1 serviu apenas como provete de teste do sistema, no qual se atingiu apenas 11 kN de força resistente à compressão. Tal facto obrigou a rever a forma de assegurar o contato entre o murete e a viga de distribuição da força aplicada, tendo sido utilizada uma placa de borracha para obter melhor distribuição das forças e evitar esmagamentos localizados do murete.

Como se observa no quadro 4.7, um murete de alvenaria com 110 mm de espessura suporta, uma tensão máxima, f_{max} , de 0.53 MPa. Dos ensaios foi possível traçar diagramas de força *versus* deslocamento dos provetes tipo “CS11”, cujos gráficos se apresentam na figura 4.7.

Quadro 4.7 – Determinação da resistência à compressão: Provete “CS11”.

Tipo	Provetes	Dimensões (mm)			A (mm ²)	F_{max} (kN)	f_{max} (MPa)	COV
		l_s	h_s	t_s				
CS11	2	600	600	110	66000	43.919	0.67	18.4%
	3					34.614	0.52	
	4					31.960	0.48	
	5					29.476	0.45	
Média						34.992	0.53	

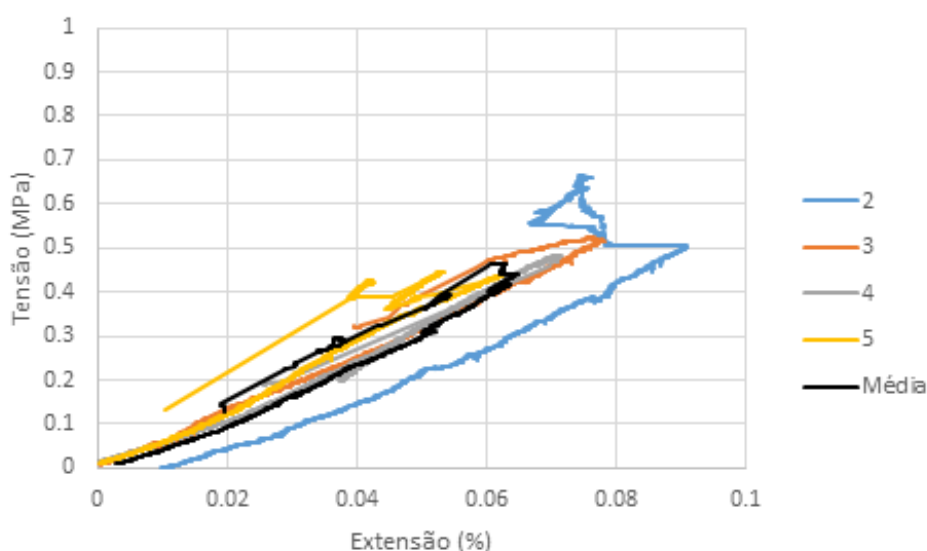


Figura 4.7 – Envolvente tensão *versus* extensão dos provetes do tipo “CS11”.

De igual modo, no quadro 4.8 são apresentados os resultados da resistência à compressão dos provetes do tipo “CS15”, constatando-se que um muro de alvenaria com 150 mm de espessura suporta uma tensão máxima, f_{max} , de 0.80 MPa, portanto 40% superior à obtida para os muros com 110mm de espessura. Para estes provetes foram obtidos os diagramas de força *versus* deslocamento, cujos gráficos se ilustra na figura 4.8.

Quadro 4.8 – Determinação da resistência à compressão: Provete “CS15”.

Tipo	Provetes	Dimensões (mm)			A (mm ²)	F _{max} (kN)	f _{max} (MPa)	COV
		l _s	h _s	t _s				
CS15	1	600	600	150	90000	87.309	0.97	10.2%
	2					68.185	0.76	
	3					60.662	0.67	
Média						72.052	0.80	

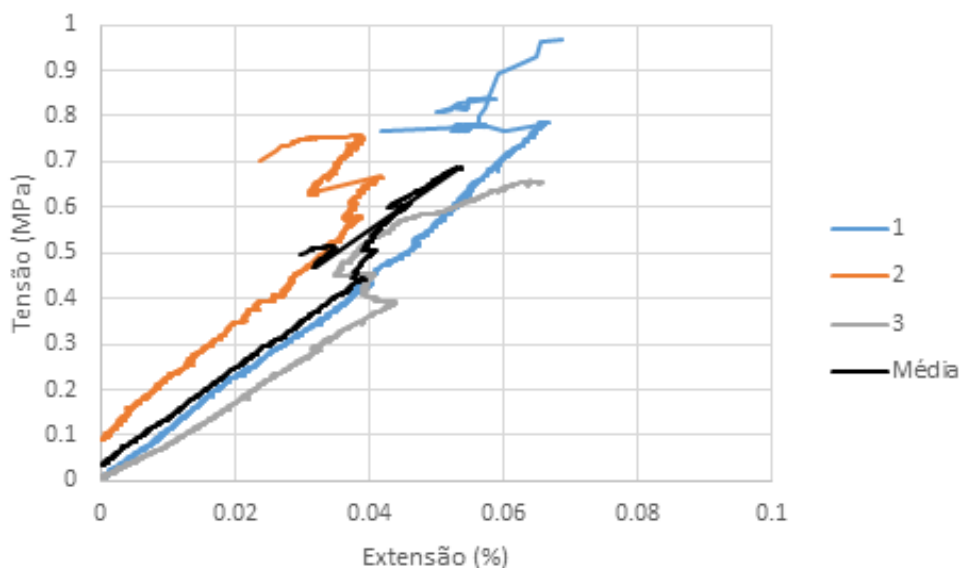


Figura 4.8 – Envolvente tensão *versus* extensão dos provetes do tipo “CS15”.

Nos dois gráficos das figuras 4.7 e 4.8 são visíveis quebras de força ao longo do ensaio que são consequência das diversas fissuras e roturas locais. Depois, com o rearranjo dos fragmentos os muretes ganhavam novamente rigidez até ser possível atingir o real ponto de rotura global do provete de alvenaria. O facto no gráfico da figura 4.12 existirem menos quebras de força pode estar relacionado com maior confinamento da argamassa de assentamento horizontal devido à maior espessura do tijolo.

Os módulos de elasticidade dos muretes “CS11” e “CS15”, determinados de acordo com o já referido acima, estão apresentados nos quadros 4.9 e 4.10, onde $F_{cálculo}$ representa o valor da força estimada a entre 20 a 50% da de rotura, intervalo esse onde geralmente os materiais apresentam comportamento aproximadamente linear-elástico e ϵ_m a média aritmética das extensões dos quatro LVDT’s para o mesmo valor de carga.

Quadro 4.9 – Resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos provetes tipo “muretes” “CS11”

Tipo	Proвете	$\epsilon_m (10^{-3})$ ($F_{cálculo}$)	$F_{cálculo}$ (KN)	$f_{cálculo}$ (MPa)	E (MPa)	COV
CS11	2	0.3117	13.648	0.207	221.13	16.4%
	3	0.3423	10.669	0.162	157.42	
	4	0.3576	11.535	0.174	162.91	
	5	0.2919	9.894	0.149	171.19	
	Média		11.437	0.171	178.16	

Quadro 4.10 – Resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos provetes tipo “muretes” “CS15”

Tipo	Proвете	$\epsilon_m (10^{-3})$ ($F_{calculo}$)	$F_{calculo}$ (KN)	$f_{calculo}$ (MPa)	E (MPa)	COV
CS15	1	0.3743	29.118	0.324	288.12	10.2%
	2	0.3354	22.778	0.253	251.53	
	3	0.3166	20.233	0.225	237.14	
Média			24.043	0.267	258.93	

Através dos dois ensaios foi possível determinar que o módulo de elasticidade médio de um murete de 110 mm de espessura é de 172 MPa e de 259 MPa para um murete de 150 mm, apresentando uma acréscimo que é concordante com o acréscimo já obtido na resistência à compressão.

Além dos valores obtidos para a resistência e o módulo de elasticidade, os modos de rotura são também aspetos importantes de análise pois com eles é possível identificar as zonas mais frágeis da peça ao ser submetida a uma determinada ação. Nas figuras 4.9 e 4.10 são representados os modos de rotura dos muretes de 110 e 150 mm respetivamente.



a)



b)

Figura 4.9 – Modos de rotura dos muretes de 110 mm; a) CS11-3; b) CS11-4.

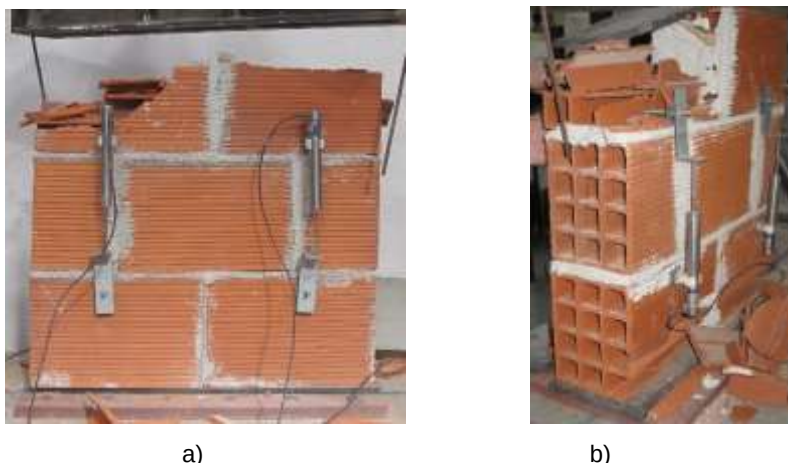


Figura 4.10 – Modos de rotura dos muretes de 150 mm; a) CS15 - 1; b) CS15-2.

Como é visível nas figuras 4.9 e 4.10, a rotura ocorre normalmente por esmagamento nas extremidades dos muretes, sendo a extremidade superior frequentemente a mais afetada devido a aspetos construtivos como um maior desalinhamento dos tijolos da extremidade superior comparativamente à inferior.

4.4. MURETES – RESISTÊNCIA AO CORTE POR COMPRESSÃO DIAGONAL

Neste subcapítulo estão descritos os procedimentos e apresentados os cálculos necessários para a determinação da resistência à tração por compressão diagonal de acordo com a norma de ensaio ATSM E 519 [22]. São também apresentados os modos de rotura ocorridos nos provetes.

4.4.1. METODOLOGIA DE ENSAIO E DE CÁLCULO

Para a realização do ensaio de compressão diagonal foram utilizados seis muretes de alvenaria de tijolo com dimensões de 1200 x 1200 mm², três constituídos por tijolos com espessura de 110 mm e os outros três de 150 mm. Todas estas dimensões foram aferidas de acordo com o especificado na norma assim como todo o processo de construção e condições de cura. Aspetos fundamentais para que os resultados não fossem afetados pelo ao método construtivo passava por um controlo da geometria do murete, sendo que todas as superfícies do mesmo deviam ficar planas e ser paralelas entre si.

Além do equipamento de fabrico de argamassa foram usados os equipamentos e materiais já anteriormente descritos para os ensaios de compressão nos muretes CS. Também foram tomados os cuidados já referidos para aqueles mesmos provetes.

A realização dos ensaios ocorreu entre 5 de Maio e 20 de Junho e a colocação dos muretes teve em atenção o facto de que todos eles ficassem centrados e de que existisse um “berço” de aplicação de carga nas extremidades dos mesmos, facto que apenas foi dada importância após o ensaio do primeiro murete e que mais à frente será explicado. Depois foi definido o esquema de colocação dos dispositivos de medida, LVDTs, apenas numa das faces e foi também colocado um inclinómetro para observar a ocorrência ou não de rotações. Na figura 4.11 é visível todo o *setup* relativo ao ensaio.



Figura 4.11 – Instrumentação, pórtico e murete utilizados no ensaio de compressão diagonal.

Na figura 4.12 está representado o esquema do provete com a localização dos 4 LVDT's que foram colocados apenas numa das faces e uma fotografia real do mesmo.

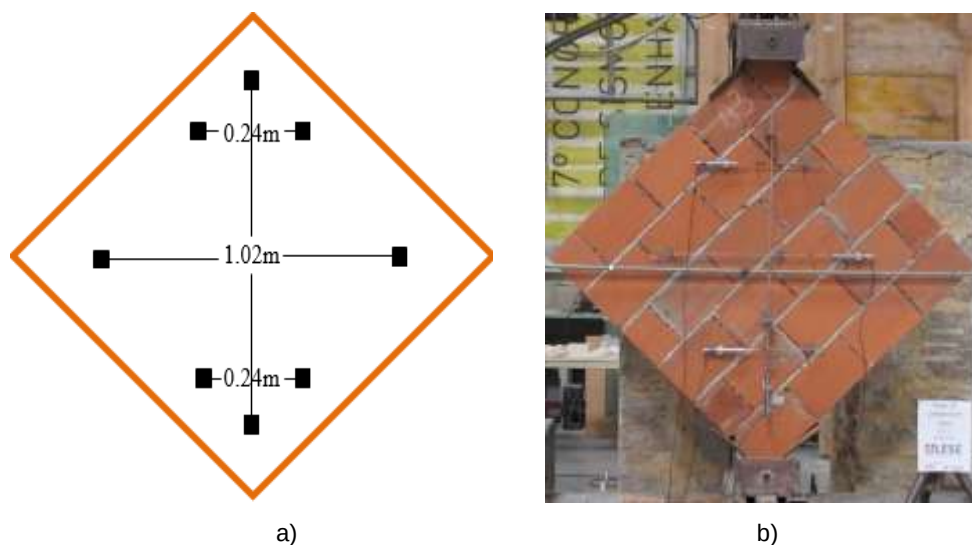


Figura 4.12 – Posição dos 4 LVDT's; a) Esquema; b) Fotografia real do murete.

No decorrer destes ensaios foram registadas as seguintes medições:

- Dimensão da secção do provete sujeita à carga com exatidão de $\pm 1\text{mm}$;
- Distância entre os diversos pontos de leitura de deslocamentos relativos;
- Carga máxima, $F_{i,\text{max}}$.
- Intervalo de tempo desde o início da aplicação da carga até ser atingida a carga máxima;
- Deformação nos quatro pontos considerados.

De acordo com a norma já referida, a equação 4.6 permite o cálculo da resistência à tração por compressão diagonal, f_t , de cada um dos muretes de alvenaria.

$$f_t = \frac{0.707 F_{i,max}}{A_i} \quad (4.6)$$

em que:

$F_{i,max}$, é carga máxima aplicada ao murete;

A_i , área calculada através da expressão 4.7;

$$A_i = \frac{l+h}{2} tn \quad (4.7)$$

Em que:

l e h , largura e altura do provete;

t , espessura do tijolo;

n , percentagem de área maciça do elemento.

4.4.2. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A análise dos resultados foi baseada na norma ASTM E 519-02 e com a equação 4.6 (proposta nessa mesma norma) foi possível chegar aos valores da resistência à tração diagonal apresentados e comentados nesta secção.

No quadro 4.11 apresenta-se o resultado proveniente dos dois primeiros ensaios de compressão diagonal. Estes dois primeiros ensaios foram realizados no mesmo murete (A), o que se deve ao facto de logo no primeiro ensaio ter ocorrido um esmagamento do tijolo onde estava a ser aplicada a carga para um valor de força bastante baixo, na ordem dos 6 kN. Como o restante provete estava em perfeitas condições optou-se por fazer uma reutilização do mesmo, mas em posição rodada, para confirmar se de facto seria normal este tipo de rotura. Na figura 4.13 é visível o estado do provete após o primeiro ensaio e ainda colocado no pórtico de ensaio.

Quadro 4.11 – Determinação da resistência à tração: Provete “CD11”.

Tipo	Provete	Dimensões (mm)			n	A (mm ²)	F_{max} (kN)	f_{max} (MPa)
		l	h	t				
CD11	A (1)	1200	1200	110	0.45	59400	6.830	0.081
	A (2)							

Na equação 4.8 é apresentado o cálculo de percentagem de área maciça de um tijolo de 110mm de espessura.

$$n = \frac{14850}{33000} = 0.45 \quad (4.8)$$

Em que:

14850, área maciça na secção transversal do tijolo (mm²)

33000, área total da secção transversal do tijolo (mm²)



Figura 4.13 – Reutilização do provete A do tipo “CD11”, por rotação de 90°

No segundo ensaio deste mesmo murete houve também uma rotura por esmagamento do tijolo de extremidade, tendo a média da força de rotura dos dois ensaios ao murete A do tipo “CD11” rondado os 6.8kN. Na figura 4.14 estão representados o estado dos tijolos de contacto direto com a carga após terem sofrido rotura em ambos os dois primeiros ensaios. Note-se que o esmagamento deu-se sempre pelo canto em carga materializado por um tijolo incompleto.



a)



b)

Figura 4.14 – Esmagamento do tijolo no provete A do tipo “CD11”: a) Provete A(1); b) Provete A(2).

Perante esta situação optou-se por fazer um enchimento de argamassa nos furos dos tijolos de extremidade de forma a garantir uma melhor distribuição das forças por toda a parede e determinar de facto a sua resistência à compressão diagonal. Na figura 4.15 é visível o processo de enchimento e corte dos tijolos. No entanto, antes de relizar esta operação para os restantes painéis, e considerando que o murete A apresentava ainda a sua zona central não danificada, procedeu-se à redução das suas dimensões para uma forma quadrada com cinco fiadas de tijolo, portanto com cerca de 85cm de lado, em cujos cantos a submeter à carga pontual foi seccionada a aresta do canto e preenchidos os furos com argamassa. Adicionalmente foi realizado um capeamento do canto com argamassa pronta de reparação tipo Grout que estava disponível no laboratório, na qual foi embebida uma rede de fibra de vidro para reforçar essa camada de argamassa e assim melhorar as condições de distribuição da força do atuar e da reação no canto oposto.



Figura 4.15 – Enchimento dos tijolos de extremidade com argamassa.

Apesar das medidas alteradas do provete A, este foi novamente testado seguindo o mesmo procedimento e usando o mesmo sistema anterior. O quadro 4.12 apresenta o resultado obtido e, de facto, com as extremidades preenchidas com a camada de argamassa de regularização e distribuição, a resistência da parede aumenta chegando a atingir 31.9 kN.

De forma consistente, o modo de rotura já não acontece por esmagamento do tijolo mas sim por deslizamento e destacamento entre a argamassa e o tijolo, sendo visível uma fissura na diagonal do murete (figura 4.16), conforme esperado.

Quadro 4.12 – Determinação da resistência à tração diagonal: Murete A (alterado), tipo “CD11”.

Tipo	Provete	Dimensões (mm)			n	A (mm ²)	F_{max} (kN)	f_{max} (MPa)
		l	h	t				
CD11	A (alterado)	900	800	110	0.45	42075	31.900	0.5360



Figura 4.16 – Rotura por deslizamento/destacamento diagonal do murete A (alterado) do tipo “CD11”.

Para os restantes muretes de tipo “CD11” e “CD15” foi realizada a mesma preparação prévia, mas com as suas dimensões originais (quadrado de 1200mm de lado). Após o necessário tempo de cura da argamassa, foram realizados os correspondentes ensaios, cujos resultados estão

presentes nos quadros 4.13 e 4.14. É de referir que, pese embora esse cuidado na preparação prévia dos cantos, no murete B verificou-se que o preenchimento de argamassa não foi completo, pelo que, não se tendo obtido rotura diagonal num primeiro ensaio designado de B(1), o murete foi rodado, foram preenchidos e preparados os cantos que não haviam sido danificados e procedeu-se a novo ensaio no murete rodado, designado de B(2).

Na figura 4.17 estão representados os gráficos de força *versus* deslocamento de todos os provetes do tipo “CD11” com as dimensões originais de 1200x1200mm², observando-se um andamento ligeiramente diferente no início da curva do ensaio repetido, B(2). Este primeiro ramo curvo demonstra uma baixa rigidez do murete devido às juntas de argamassa que já haviam sido comprimidas/tracionadas no ensaio B(1). Só após a “compactação” das juntas agora em compressão, a rigidez volta a aumentar aproximando-se das dos muretes B(1) e C.

Quadro 4.13 – Determinação da resistência à tração: Provede “CD11”.

Tipo	Provetes	Dimensões (mm)			n	A (mm ²)	F_{max} (KN)	f_{max} (MPa)	COV
		l	h	t					
CD11	B (1)	1200	1200	110	0.45	50400	31.150	0.43	19.3%
	B (2)						40.060	0.56	
	C						33.070	0.46	
Média							34.760	0.48	

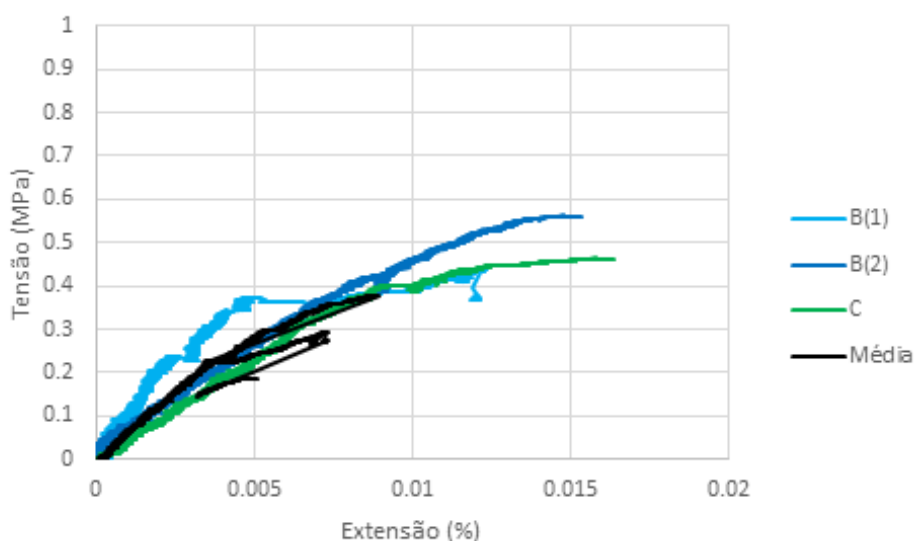


Figura 4.17 – Envolvente tensão *versus* extensão dos muretes B e C do tipo “CD11”

De forma idêntica, adotou-se o mesmo procedimento para os ensaios de compressão diagonal nos muretes do tipo “CD15” com as suas dimensões originais de 1200x1200mm², cujos resultados se encontram resumidos no quadro 4.14 e cujos gráficos de força-deslocamento estão ilustrados na figura 4.18.

Nos três muretes deste tipo “CD15” (A, B e C), apenas no A se obteve a rotura esperada segundo a diagonal, para uma força de 52.0 MPa (Figura 4.19.a)). Nos muretes B e C voltou a acontecer o mesmo que no murete B do tipo “CD11”, apesar de ter sido feito o tratamento prévio dos cantos, o que se ficou a dever à deficiente execução dessa operação que não terá sido devidamente controlada.

Assim, após o 1º ensaio B(1) (Figura 4.19.a)) do murete B em que não se materializou a rotura diagonal devido a esmagamento precoce dos cantos comprimidos, foi refeito o tratamento desses cantos, mas ainda assim a repetição do ensaio B(2) (Figura 4.19.b)) não evidenciou a esperada rotura global diagonal do painel. Após novo tratamento dos cantos, a 3ª tentativa B(3) neste murete B, já conduziu a rotura diagonal, para uma força máxima de 60.22KN.

Finalmente para o murete C ocorreu situação semelhante, apenas com a diferença de que bastou uma operação de reparação dos cantos para se obter a rotura diagonal para um valor de força de 55.90kN.

Quadro 4.14 – Determinação da resistência à compressão diagonal: Provete “CD15”.

Tipo	Provetes	Dimensões (mm)			n	A (mm ²)	F_{max} (KN)	f_{max} (MPa)	COV
		l	h	t					
CD15	A						52.030	0.42	7.7%
	B (1)						59.800	0.48	
	B (2)						63.540	0.51	
	B (3)	1200	1200	150	0.49	88200	60.220	0.48	
	C (1)						53.100	0.43	
	C (2)						55.590	0.45	
	Média						57.380	0.46	

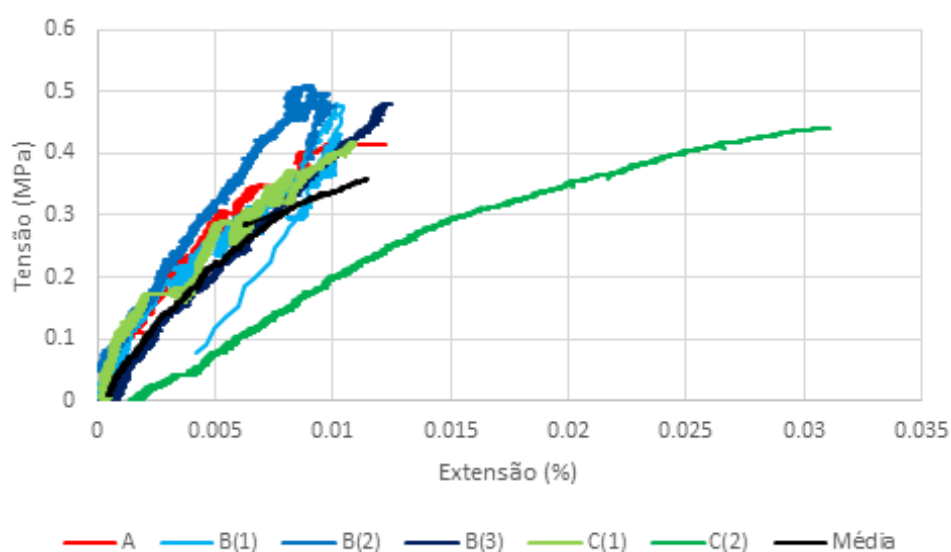


Figura 4.18 – Envolvente da tensão versus extensão dos provetes do tipo “CD15”.



Figura 4.19 – Esmagamento do tijolo e argamassa das extremidades dos muretes; a) Provete B(1); b) Provete B(2).

A resistência à tração média de um provete de 110 mm foi de 0.48 MPa e 0.46 MPa foi o valor obtido para um de 150 mm.

Na figura 4.20 e 4.21 estão representados os modos de rotura de provetes tipo muretes “CD11” e “CD15”, respetivamente.

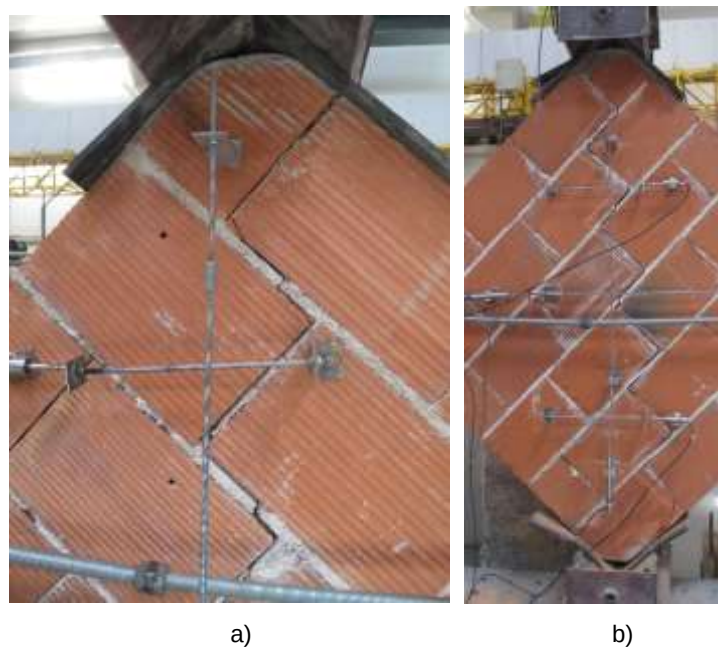


Figura 4.20 – Rotura dos Muretes CD11 por deslizamento; a) Provete B(2); b) Provete C

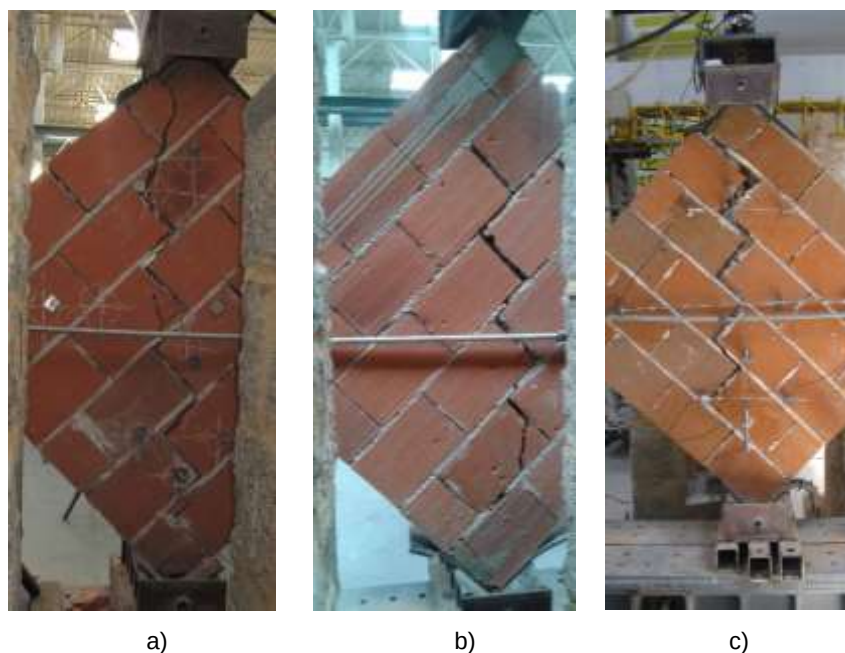


Figura 4.21 – Rotura dos Muretes CD15 por deslizamento; a) Provete A; b) Provete B(3); c) Provete C(2)

4.5. ANÁLISE DE RESULTADOS E CONCLUSÕES

Com este capítulo foi perceptível que a argamassa utilizada nos muretes do ensaio tinha valores baixos da resistência à tração e de compressão, quando comparados com valores da campanha de 2014 aquando da realização de ensaios nas paredes completas inseridas num pórtico de betão armado. O facto de conter um excesso de quantidade de água, nem sempre devidamente fiscalizado, parece ser a razão para tal ter acontecido. Os resultados dos muretes são válidos para os ensaios do presente trabalho mas não servem como suporte a estudos numéricos dos ensaios das paredes de 2014. Este objetivo ficou algo comprometido, no entanto, este incidente demonstrou que em obra, e mesmo com o uso de argamassas pré-doseadas, estes erros podem facilmente acontecer em obra.

De qualquer forma, procedeu-se aos ensaios dos muretes; dos ensaios de compressão simples conclui-se que os muretes com um tijolo mais robusto (150mm) apresentam valores de resistência à compressão maiores do que os de 110mm de espessura, respetivamente, 0.80MPa e 0.53 MPa. O mesmo acontece com o módulo de elasticidade em que o tijolo de 150mm apresenta um valor de 259 MPa e o tijolo de 110mm de 178MPa.

Relativamente aos ensaios de resistência à tração por compressão diagonal, a diferença de resistência não apresenta uma grande variação consoante a espessura do tijolo. A resistência dos muretes de 110mm de espessura é de 0.48MPa e dos de 150mm é de 0.46MPa, ambos inferiores à resistência de compressão simples

Nos ensaios diagonais foi evidente a influência do enchimento dos tijolos extremos de uma parede com argamassa. Foi visível que a rotura do murete já não ocorria por esmagamento do tijolo de extremidade mas sim por deslizamento entre duas partes dos muretes que eram fisicamente separadas por uma fissura diagonal.

5

CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DE PAREDES DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se analisar as características dinâmicas de quatro paredes em alvenaria de tijolo de enchimento, identificando as suas frequências próprias e respetivos modos de vibração. Como tal será feita uma descrição geral do processo de identificação modal, apresentando os casos de estudo e por fim analisados os resultados. Esta informação é relevante para o aumento da informação disponível a continuação do estudo das propriedades da alvenaria de enchimento.

5.2. IDENTIFICAÇÃO MODAL EXPERIMENTAL

A identificação modal experimental tem como principal objetivo o reconhecimento de parâmetros dinâmicos das estruturas ou elementos estruturais, dos quais se destaca a identificação das frequências próprias, dos modos de vibração e coeficiente de amortecimento. O processo de identificação modal consiste na realização de ensaios dinâmicos por meio de um *input* (excitação da estrutura) e medição do *output* (resposta da estrutura). Além da técnica de aplicação de uma força para provocar a excitação, é também frequente, já desde há mais de duas décadas, utilizar apenas a vibração ambiental que resulta de múltiplas fontes de excitação como por exemplo vento, tráfego, utilização corrente, etc.

O equipamento necessário para a realização deste estudo dinâmico subdivide-se nos seguintes três grupos:

- Mecanismos de excitação;
- Sensores;
- Sistemas de aquisição de dados.

Existem já diversos tipos de mecanismos de excitação de estruturas e as principais características que os distinguem são o tipo e amplitude do sinal de excitação. Os tipos de sinais existentes dividem-se em dois grandes grupos, os sinais aleatórios e os sinais determinísticos. A excitação do primeiro tipo de sinal dispõe de uma extensa gama de frequências, assim como uma rápida e grande flutuação de amplitude ao longo do tempo. Nos sinais do tipo determinísticos existem os sinais periódicos em que a sua repetição apresenta sempre mesmo intervalo de tempo e os transientes são caracterizados por terem uma curta duração mas com intensidade mais significativa.

Para produzir os sinais e transmiti-los às estruturas são necessários equipamentos específicos que, para o caso da engenharia civil, deve ser de grande envergadura devido à elevada rigidez das

construções. Entre eles encontram-se disponíveis os excitadores mecânicos, impulsivos, eletromagnéticos e eletro-hidráulicos. A escolha dos excitadores deve ter em conta a gama de frequências pretendida: no caso de ser necessário impor na estrutura um sinal de baixa frequência e grande intensidade é conveniente utilizar o excitador hidráulico; caso contrário poderá ser utilizado o sinal eletromagnético que apresenta uma alta flexibilidade e precisão.

Em simultâneo com o processo de excitação da estrutura é necessário recolher os dados resultantes e para isso é utilizado equipamento de medição, os sensores. Os sensores poderão avaliar os deslocamentos, velocidades e acelerações dos elementos. Para a determinação de acelerações poderão ser utilizados acelerómetros piezoelétricos, para a obtenção de velocidades são usados velocímetros laser e para a medição de deslocamentos são normalmente usados os transdutores de deslocamentos, por exemplo do tipo LVDT.

Os dados obtidos são depois processados de modo a melhorar a sua qualidade passando por diversas etapas. Numa primeira fase é feita uma filtragem das altas frequências que não têm interesse. Depois esses dados são digitalizados através de conversores que mudam o sinal analógico para digital [15].

5.3. CAMPANHA EXPERIMENTAL

A campanha experimental é apresentada nos subcapítulos 5.3.1 e 5.3.2 e teve como principal objetivo a determinação dos modos de vibração e frequências de quatro painéis de alvenaria.

Os testes dinâmicos realizados consistiram em ensaios de vibração ambiente, em que para cada uma das *paredes* foi obtida a resposta em termos de acelerações num intervalo de tempo de sessenta segundos e com uma frequência de amostragem de 500 Hz. Foi realizado um registo durante 15 minutos apenas sobre excitação ambiente, e no final foi realizado um ensaio com excitação introduzida por três impulsos provocados de forma manual e espaçados por um curto espaço de tempo na ordem dos 3 a 4 segundos.

Na análise modal foram usadas técnicas de extração modal no domínio da frequência (peak picking e frequency domain decomposition) implementadas no *software ARTeMIS* [27]. Estas técnicas permitem, não só estimar as frequências próprias, mas também estimar as formas de vibração em cada modo.

5.3.1. MORADIA ARCOZELO

5.3.1.1. Descrição geral e instrumentação

O primeiro ensaio realizou-se numa moradia particular idealizada pelo arquiteto Bruno Marques, projetado em 2007, que se localiza-se na Rua Cova da Loura, na Freguesia de Arcozelo, concelho de Vila Nova de Gaia e distrito do Porto. Na figura 5.1 é possível visualizar a localização da habitação por vista aérea.



Figura 5.1 – Localização e vista aérea do edifício em estudo, Fonte: Google Maps [45].

A construção encontra-se numa fase avançada, como se pode observar na figura 5.2, o que permitiu realizar o estudo dinâmico numa das suas paredes de alvenaria de enchimento. A construção está parada há oito anos e, pelo que foi verificado *in situ*, alguns elementos estruturais têm já alguns danos devidos à falta de proteção exterior.



Figura 5.2 – Edifício ainda em fase de construção no qual foi realizado o ensaio.

Relativamente à documentação existente pretende-se destacar os alçados e plantas, representados nas figuras 5.3 e 5.4, respetivamente. Foi importante ter conhecimento estrutural da habitação para a escolha da parede onde ia ser feito o ensaio assim como para ter os dados geométricos da mesma para ser feita o planeamento da campanha e a seleção do material a utilizar.

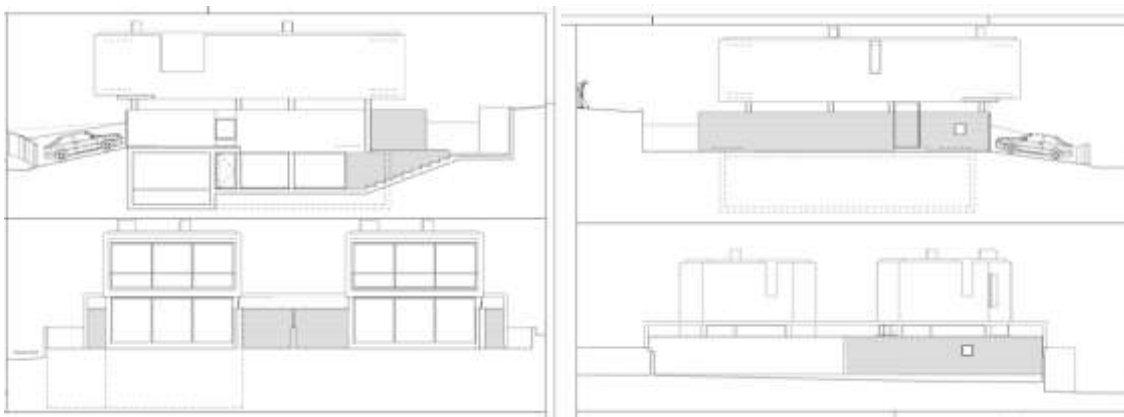


Figura 5.3 – Peça desenhada do projeto com os 4 alçados da habitação.

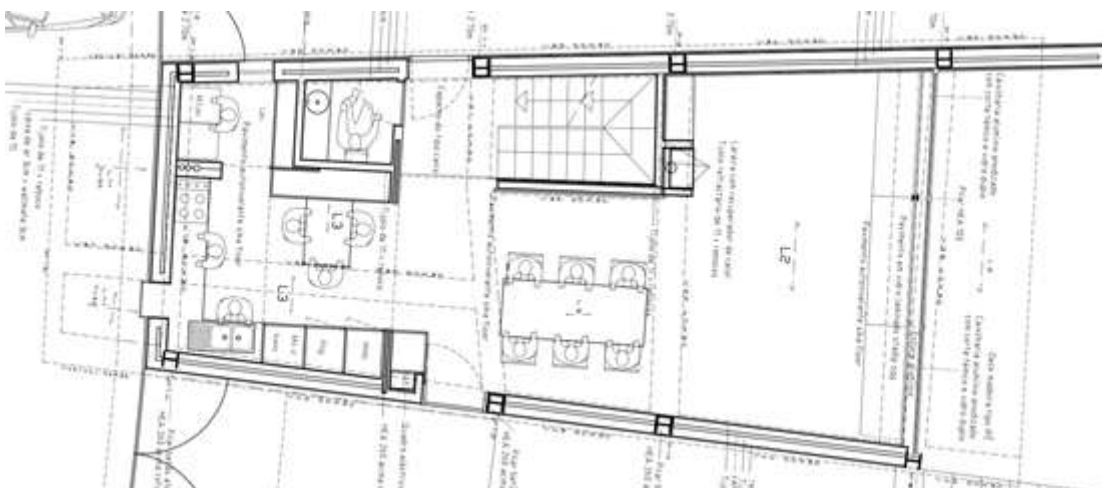


Figura 5.4 – Peça desenhada do projeto com a planta arquitetónica e estrutural.

Este ensaio de identificação modal da parede de alvenaria ocorreu no dia 28 de Maio de 2015 tendo sido realizada a instrumentação e preparação do *software*, o procedimento experimental e a montagem e desmontagem de todo o *setup* durante a manhã desse mesmo dia. A parede de alvenaria escolhida para a realização do teste é uma parede dupla constituída por tijolo cerâmico de furação horizontal com 11cm de espessura na parte interior e 15cm na parte da envolvente exterior. Entre as duas paredes há uma camada de revestimento térmico com 4cm de espessura e 4cm de caixa-de-ar. A figura 5.5 inclui uma fotografia da parede estudada, cuja localização está marcada com um retângulo vermelho na planta arquitetónica do primeiro piso (figura 5.6).



Figura 5.5 – Envoltório interior da parede onde foi realizado o teste dinâmico.

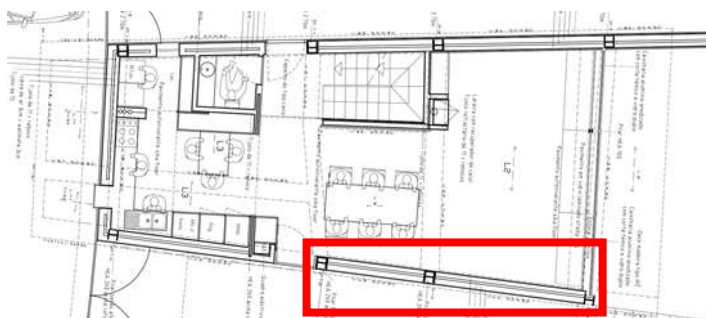


Figura 5.6 – Localização da parede na planta arquitetónica do primeiro piso.

Foi em relação a este ponto que surgiram as primeiras contrariedades para a realização do ensaio. Como se observa na planta arquitetónica com os pilares estruturais bem definidos, naquela localização existem duas paredes duplas distintas ladeadas por dois pilares de betão armado e um pilar metálico a nascente. No entanto, no local encontrou-se um panorama diferente: apesar de construção mostrar que algumas das paredes de alvenaria são do tipo confinado (i.e., com betonagem dos pilares diretamente contra paredes já levantadas, figura 5.7-a), verificou-se que pano interior não se encontrava confinado na totalidade da sua espessura por nenhum dos três pilares, tal como se pode observar no pormenor da figura 5.7-b.

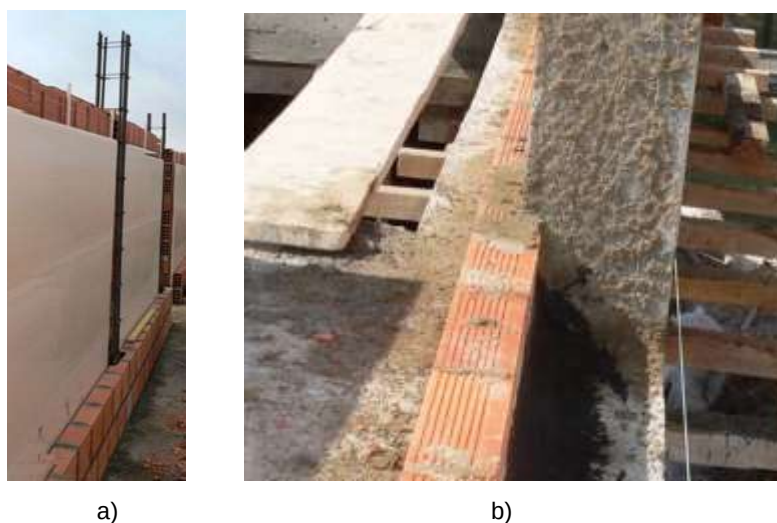


Figura 5.7 – Confinamento parcial do pano interior de alvenaria.

Apesar do painel exterior se encontrar confinado, não foi possível colocar a instrumentação do ensaio, tal como era pretendido, devido ao fosso existente na envolvente exterior da habitação. Os objetivos iniciais foram alterados, tendo-se optado por realizar o ensaio dinâmico apenas na parede interior. Apesar desta alteração, pensa-se que o estudo não perde relevância, porque até poderá servir para outro foco de investigação relacionada com o tipo de confinamento efetivamente existente em paredes.

Face às condições particulares encontradas, foi decidido realizar o ensaio no comprimento total do pano interior, 7.20m, parcialmente apoiado num pilar de betão armado num dos lados verticais e num pilar metálico (perfil H) no outro lado vertical. O painel não se encontra apoiado na extremidade superior devido à existência de uma abertura em todo o seu comprimento.

Posto isto foi então definido o *setup* para a colocação dos acelerómetros, sendo ele composto por três alinhamentos verticais e dois horizontais de forma a identificar os modos de vibração do elemento. A sua esquematização está representada na figura 5.8.

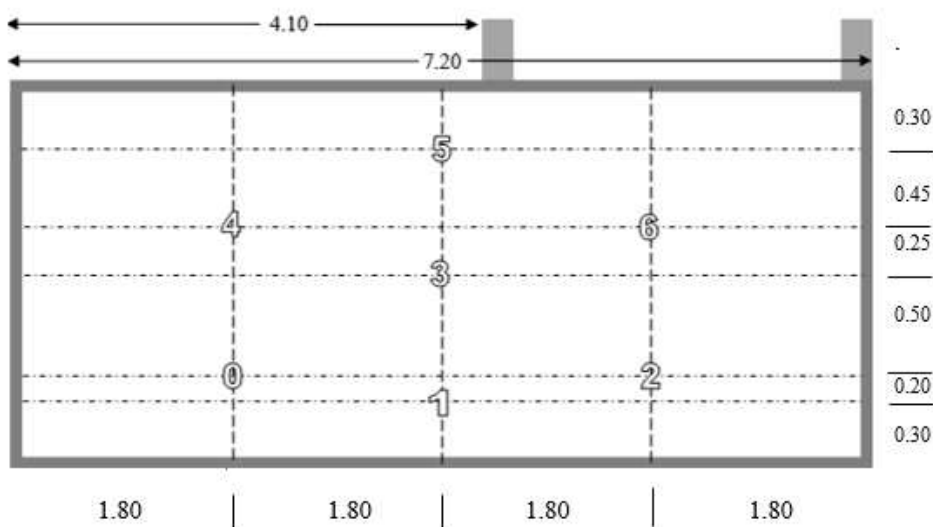


Figura 5.8 – Esquema com a localização dos 7 acelerómetros.

A ligação entre a parede e os acelerómetros deve ser forte de modo a obter-se um correto registo dos dados, o que acarreta sempre algum dano ao elemento. Contudo, o facto de as paredes ainda não terem qualquer tipo de reboco facilitou a colocação dos acelerómetros, tendo sido utilizada uma cola para fazer a fixação dos sensores. Na figura 5.9 é visível a ligação de dois acelerómetros à parede. Para além de não deixar marca depois de ser retirada, esta cola apresenta um tempo de secagem bastante curto, entre 10 a 45 segundos e é indicada para ligar materiais porosos como o caso do tijolo cerâmico.



Figura 5.9 – Ligação entre os acelerómetros e os tijolos.

Foi também utilizado um computador, uma placa de aquisição e uma bateria, do LESE, Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural. Na figura 5.10 é visível o registo fotográfico final de toda a instrumentação utilizada no ensaio.



Figura 5.10 – Instrumentação completa utilizada no ensaio.

5.3.1.2. Resultados experimentais

Na figura 5.11 está representado o primeiro modo de vibração da parede ensaiada. Como só depois da realização do ensaio foi possível verificar as condições em que foi construída a parede, optou-se por ignorar os acelerómetros do painel mais pequeno (2 e 6) numa primeira análise pois não pertenciam ao painel de 4.10m de comprimento. De seguida e com objetivo de verificar o comportamento do painel tomando-o como único foi então realizada a mesma análise mas incluindo desta vez todos os acelerómetros.

Verificou-se que considerando apenas os primeiros 4.10m do painel a frequência resultante da análise era de 25.4Hz no primeiro modo de vibração (figura 5.11.a). Tendo em conta todo o painel interior completo a frequência aumentou atingindo um valor de 32.3 Hz também no primeiro modo de vibração (figura 5.11.b). Quanto aos modos de vibração é relevante referir que no segundo caso existe uma contra flexão nas duas fracções do painel.

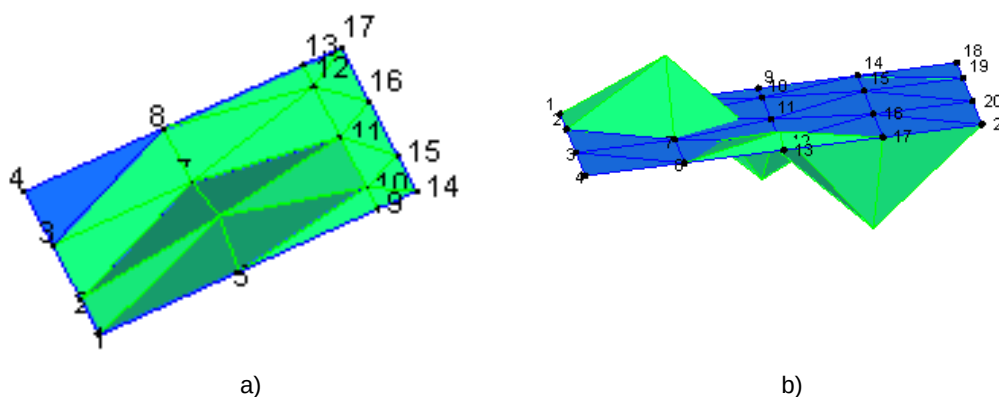


Figura 5.11 – 1º Modo de vibração da parede, vista 3D; a) Painel 4.10m de vão [25.4Hz]; b) Painel completo [32.3Hz].

5.3.2. EDIFÍCIO ARGONCILHE

5.3.2.1. Descrição geral e instrumentação

O segundo conjunto de ensaios foi realizado num edifício de três pisos localizado na Rua de Serzedelo, freguesia de Argoncilhe, concelho de Santa Maria da Feira e Distrito de Aveiro. Na figura 5.12 é possível visualizar a sua localização através de três vistas aéreas.

Na figura 5.13 é visível a localização da parede onde se realizaram os três ensaios em três das quatro paredes existentes na empena do edifício. As paredes 1 (identificado a preto) e 3 (identificado a azul) são do tipo 0 (sem abertura) e a parede 2 (identificado a vermelho) do tipo 19 (com abertura central junto à viga superior). No primeiro caso trata-se da tipologia mais corrente nos estudos de 2014 e 2015, já o segundo não apresenta uma quantidade tão elevada, mas de qualquer forma é um caso interessante de estudo devido à particularidade da posição da abertura em relação ao painel.

Na figura 5.14 visualiza-se uma fotografia da parede ensaiada e da fachada frontal do edifício. Todas as paredes ensaiadas são constituídas por duas folhas de tijolo de 110mm de espessura separadas por uma caixa de ar e revestimento, ambos com 40mm de espessura.

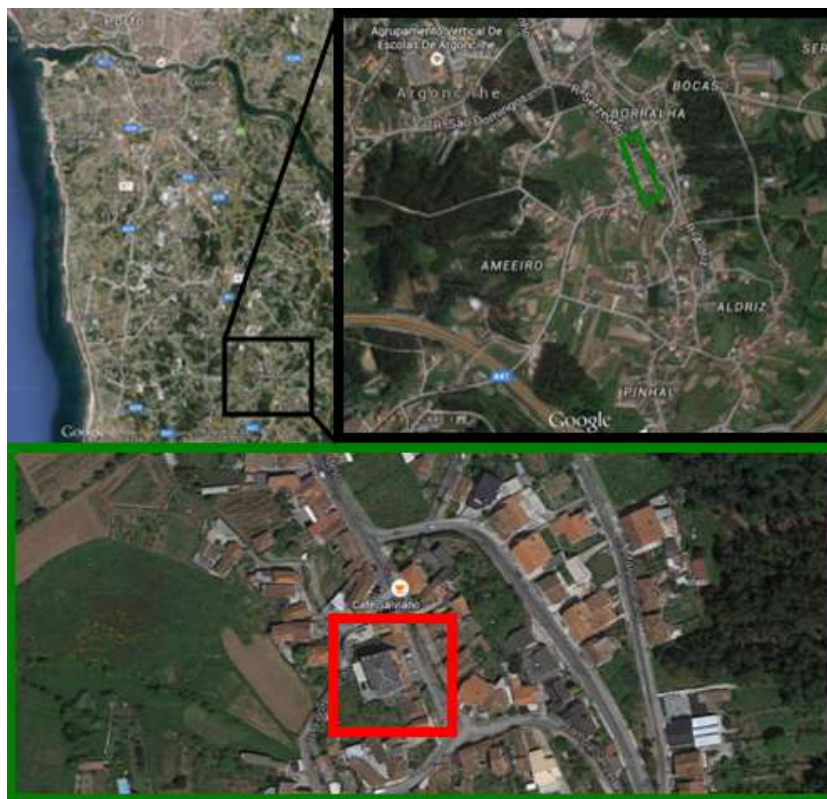


Figura 5.12 – Localização e vista aérea do edifício em estudo, Fonte: Google Maps [45].

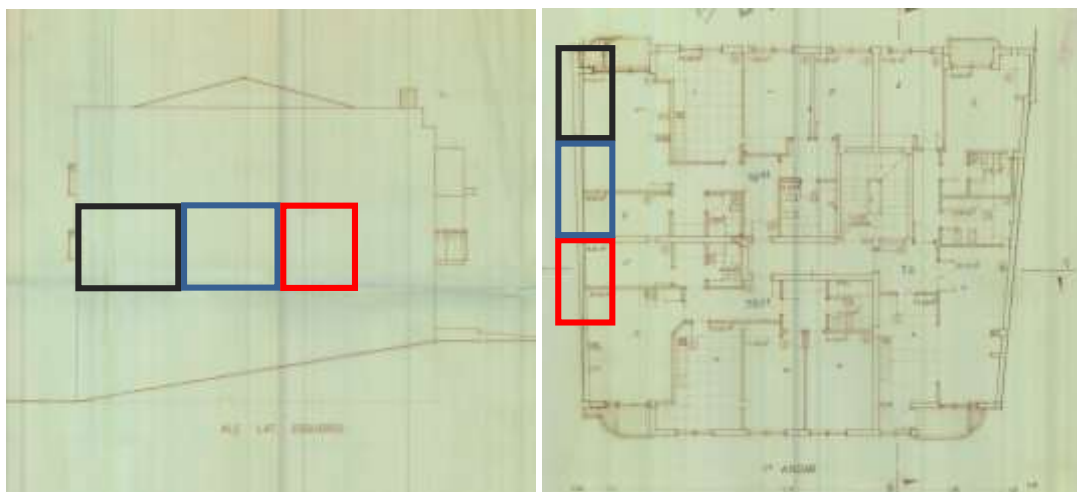


Figura 5.13 – Localização da parede no alçado esquerdo e na planta arquitetónica do primeiro piso do edifício.



Figura 5.14 – Fotografia da parede ensaiada (a) e da fachada frontal do edifício (b).

A ligação entre os acelerómetros e a parede é semelhante à que foi realizada no ensaio da parede de Arcozelo e está representada pela figura 5.15. O facto de esta parede se encontrar em fase de reabilitação deu alguma liberdade para efetuar a fixação dos acelerómetros.



Figura 5.15 – Ligação entre os acelerómetros e a parede.

Nas figuras 5.16, 5.17 e 5.18 estão representados os *setups* dos três painéis de parede ensaiados no edifício com a respetiva localização dos acelerómetros. Optou-se fazer medições em cinco pontos dos painéis, exceto no painel 2 (figura 5.17), devido à existência de um pano de tijolo de vidro onde ficaria o acelerómetro central.

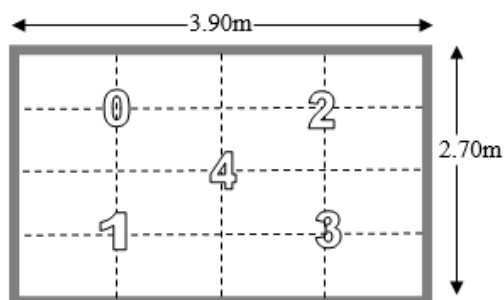


Figura 5.16 – Esquema com a localização dos 5 acelerómetros da parede 1.

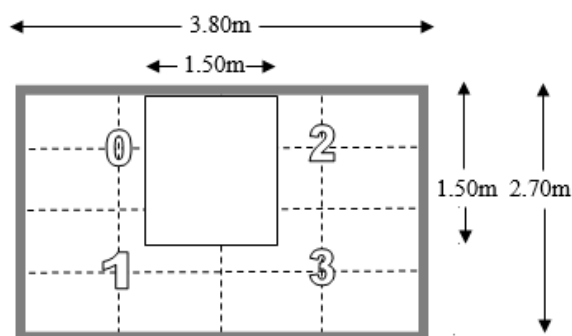


Figura 5.17 – Esquema com a localização dos 4 acelerómetros da parede 2.

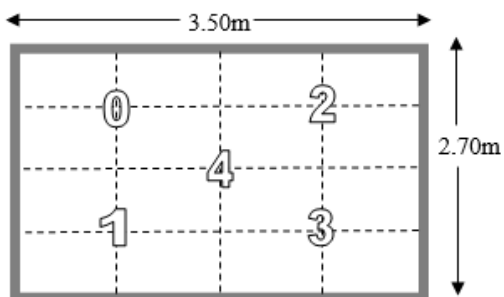


Figura 5.18 – Esquema com a localização dos 5 acelerómetros da parede 3.

Na figura 5.19 estão representadas fotografias das três paredes ensaiadas e a repetitiva instrumentação.

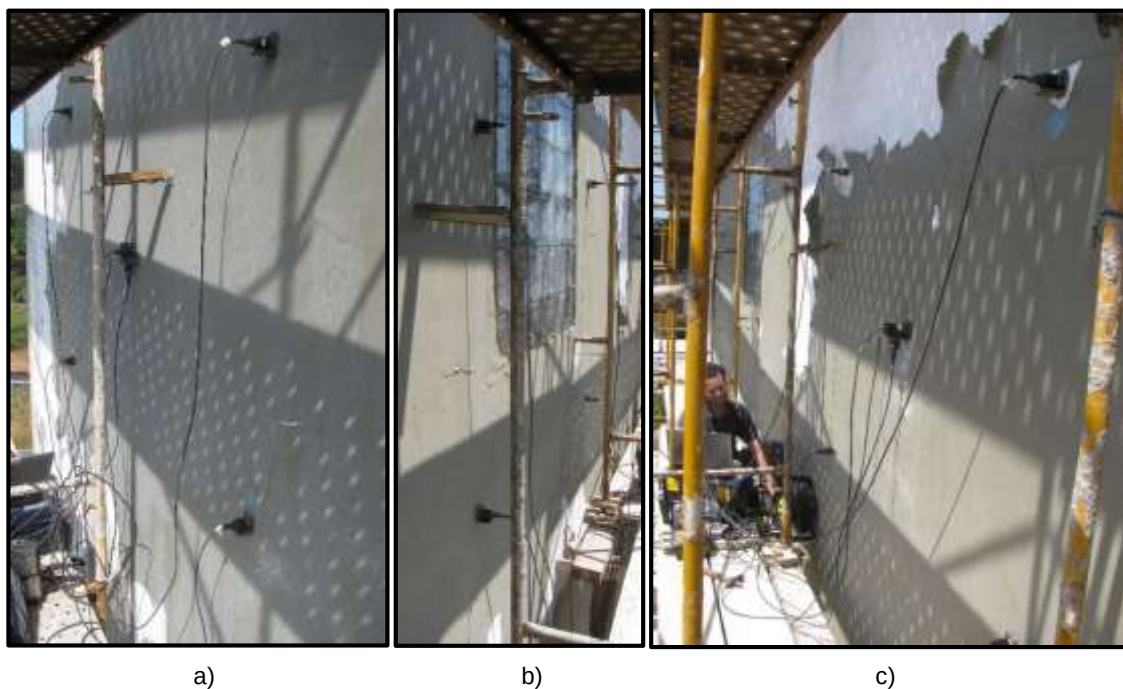


Figura 5.19 – Instrumentação completa utilizada no ensaio; (a) Parede 1; (b) Parede 2; (c) Parede 3.

5.3.2.2. Resultados experimentais e conclusões

Nas figuras 5.20, 5.21 e 5.22 são apresentados os diagramas de valores singulares das densidades espectrais dos *setups* do programa *ARTEMIS* para cada uma das paredes ensaiadas e de onde foi possível determinar as frequências do primeiro modo de vibração ao serem selecionados os picos com intensidades espectrais mais intensas. Os picos iniciais são referentes à estrutura porticada. Nas figuras 5.23, 5.24 e 5.25 estão representados os primeiros modos de vibração também de cada uma das três paredes ensaiadas.

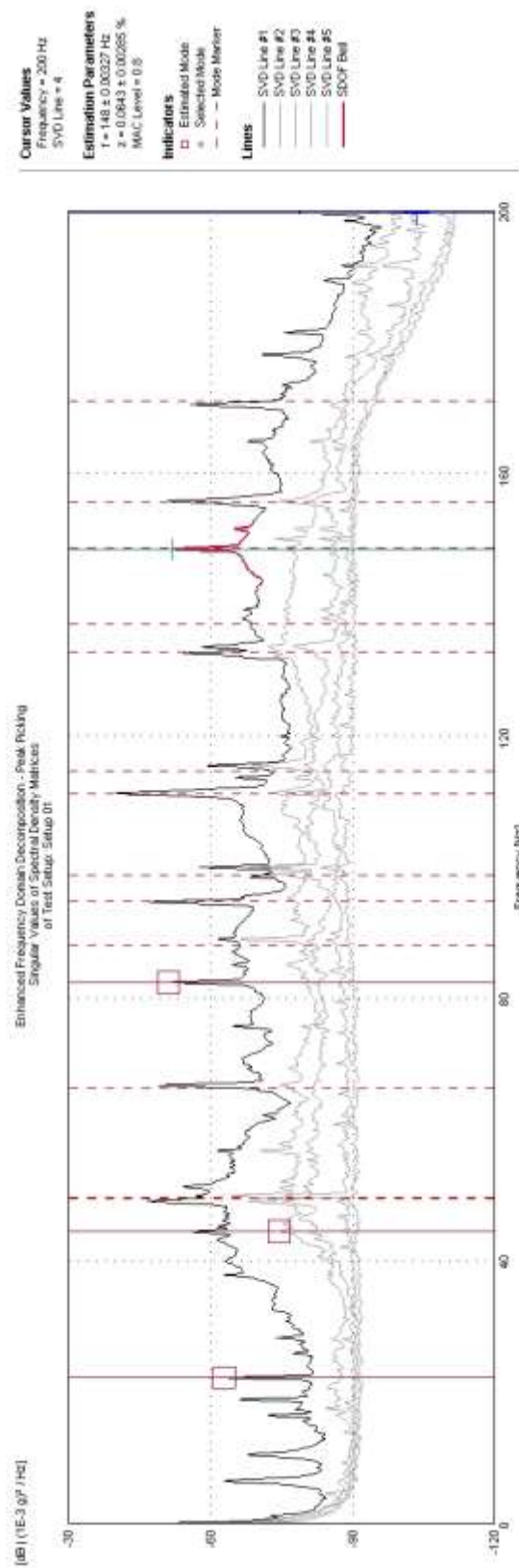


Figura 5.20 – Diagramas de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 1, com indicação da identificação da sua 1ª frequência de vibração [22.26Hz].

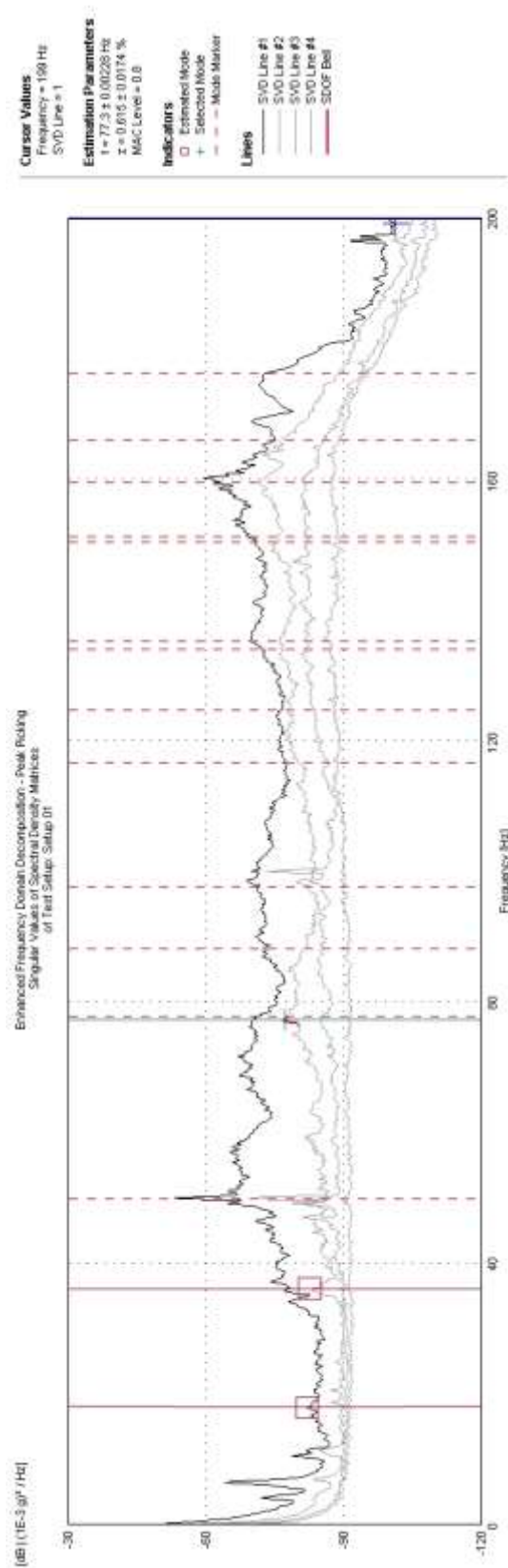


Figura 5.21 – Diagramas de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 2, com indicação da identificação da sua 1ª frequência de vibração [18.19Hz].

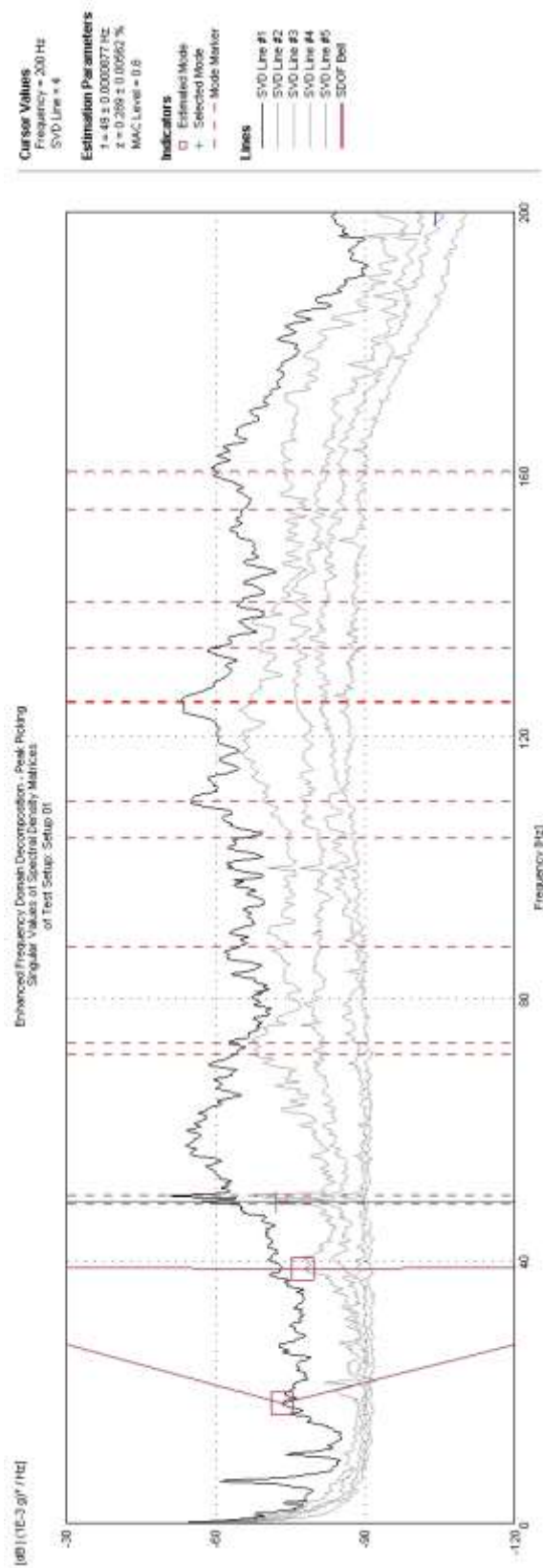


Figura 5.22 – Diagramas de valores singulares das densidades espectrais do programa ARTeMIS para o painel 3, com indicação da identificação da sua 1ª frequência de vibração [27.30Hz].

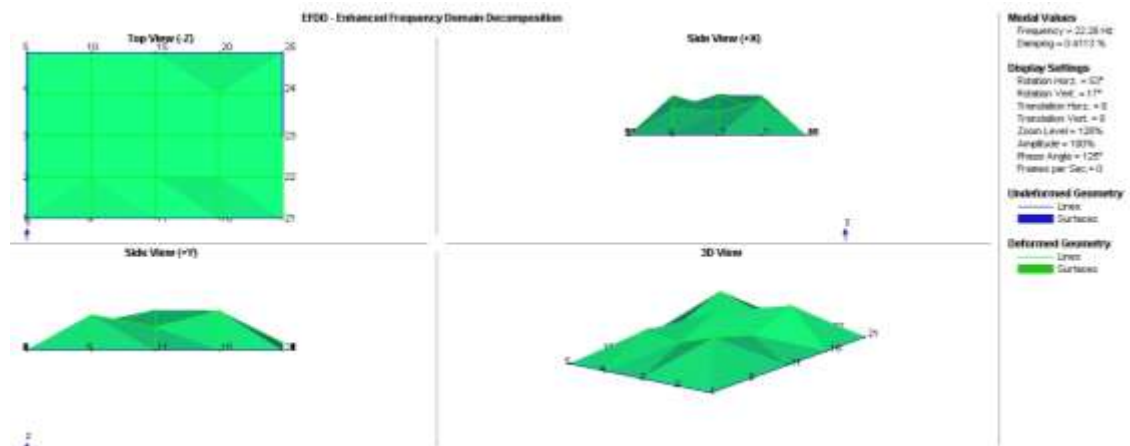


Figura 5.23 – 1º modo de vibração da parede 1 para uma frequência de 22.26Hz.

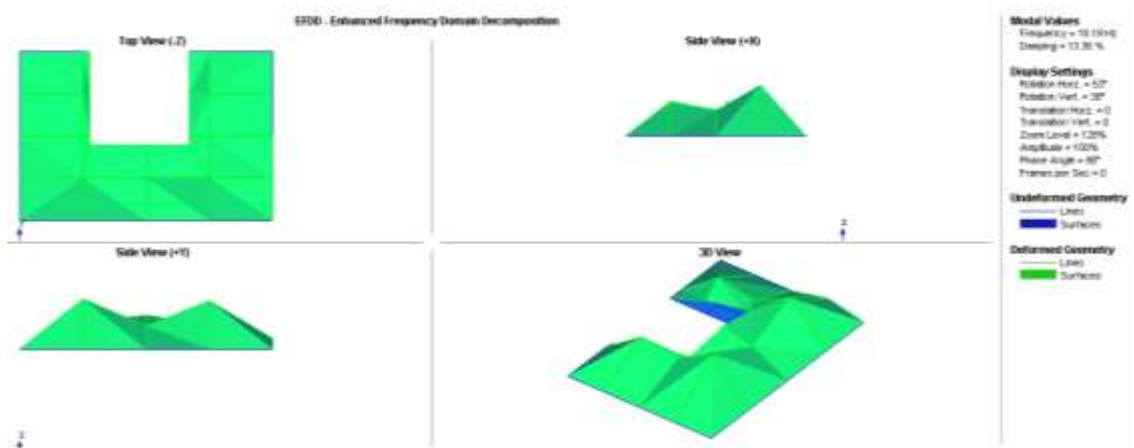


Figura 5.24 – 1º modo de vibração da parede 2 para uma frequência de 18.19Hz.

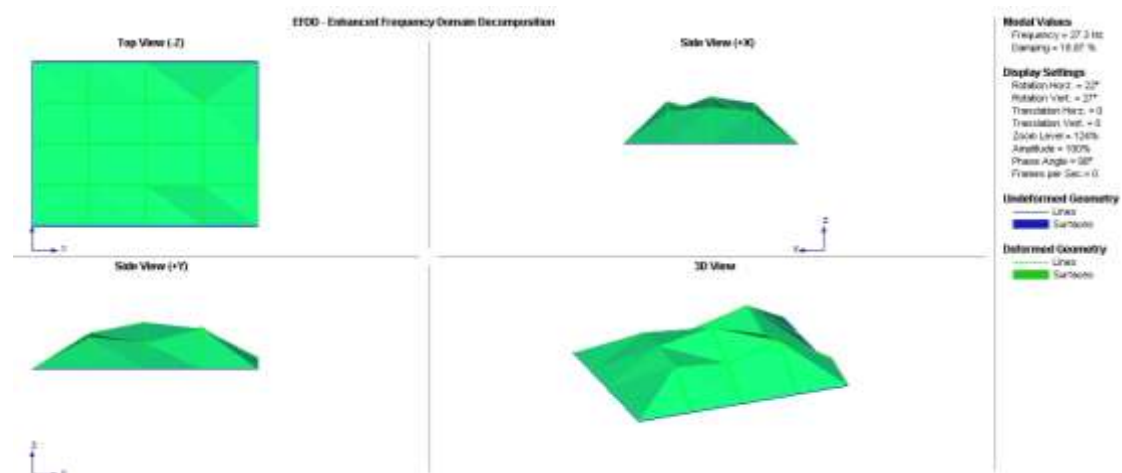


Figura 5.25 – 1º modo de vibração da parede 3 para uma frequência de 27.30Hz.

No quadro 5.1 são apresentados os valores das frequências obtidas através do *software ARTeMIS*.

Quadro 5.1 – Frequências obtidas através do *software ARTeMIS*

Parede (vão)	Frequência (Hz)
1 (3.90m)	22.26
2 (3.80m)	18.19
3 (3.50m)	27.30

Verificou-se que o painel 2 evidencia uma frequência ainda mais baixa que o painel 1 e o painel 3, por ter uma zona sem tijolo cerâmico. O facto de esta ser uma abertura preenchida com um tijolo de vidro bastante rígido o valor da frequência obtida poderá ser diferente da que se teria obtido caso de tratasse de uma abertura ocupada por uma simples janela. No caso de a abertura ser preenchida por um material mais flexível (caso de uma simples janela de vidro) é expectável que a sua frequência seja ainda menor. Também se verificou que a frequência de um painel com menor vão é superior.

Foram realizados já ensaios de laboratório, com o mesmo tipo das paredes 1 e 3, através dos quais foram também determinadas os modos de vibração e as respetivas frequências. Na campanha referida [12] foram realizados dois testes numa parede com um vão de 4.2m e 2.5m de altura sem danos, constituída também por tijolo de 110mm e de onde se retiraram as frequências de 22.51Hz e 23.42Hz para o primeiro modo de vibração. Em relação à danificação das paredes da campanha de 2015 não é possível tirar ilações, contudo nas duas campanhas os valores de frequência encontram-se na mesma ordem de grandeza.

6

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Durante a realização deste trabalho procurou-se abordar de forma fundamentada os vários aspetos associados às paredes de alvenaria sempre com o intuito de prosseguir uma investigação já em curso sobre o parque habitacional Português e as suas características. Posto isto, organizam-se de seguida as principais ilações retiradas de todo o processo.

No capítulo 2 foram apresentadas as primeiras informações relativas à alvenaria e assim obter uma base teórica para a investigação. Dessa pesquisa foi possível perceber a evolução da alvenaria como material construtivo e notar que a sua influência no comportamento de uma estrutura perante uma ação sísmica não deve ser de todo ignorada, até porque com a localização de Portugal no globo as probabilidades de tal acontecer não são baixas.

No capítulo 3 foi explicado todo o processo sobre a investigação realizada na dissertação e com ela foi possível caracterizar com pormenor uma parte dos edifícios existentes em Portugal. Referente às tipologias de paredes de alvenaria foram identificadas mais 8 tipos de paredes com formas e número de aberturas diferentes da investigação anterior. É de notar um gradual aumento da área das aberturas a variedade da sua forma assim como do comprimento médio dos vãos dos pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria.

Dos ensaios de resistência efetuados aos muretes de alvenaria (capítulo 4) verificou-se que as suas resistências, de compressão uniaxial aumentam com a espessura dos tijolos, 0.53MPa para um tijolo de 110mm e 0.80MPa para um tijolo de 150mm. No caso da resistência à tração diagonal, a diferença não é significativa, rondando nos dois casos um valor de 0.47MPa. Foi também reconhecida a importância do preenchimento com argamassa dos cantos dos muretes de alvenaria, como forma a aumentar a resistência localizada nas zonas de aplicação da carga concentrada nos muretes durante os ensaios de compressão diagonal.

Através do capítulo 5 foi possível verificar que a existência de aberturas em painéis de enchimento de alvenaria diminui a frequência do mesmo. Além disso foi possível verificar uma concordância entre os valores de frequência obtidos nas campanhas de 2014 [12] e 2015 onde as dimensões das paredes eram similares. Em ambos os casos uma parede de alvenaria de tijolo de 110mm apresenta no seu primeiro modo de vibração uma frequência aproximada de 23Hz.

Para concluir, é relevante referir que todos os objetivos enunciados no primeiro capítulo foram cumpridos.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tal como esta investigação teve origem numa investigação já em curso, seria importante o seu prolongamento para uma caracterização mais detalhada sobre o edificado Português. Uma base de dados com informações de uma amostra muito mais vasta e significativa dos edifícios existentes em Portugal seria o objetivo a alcançar. De forma a tornar o modo de recolha de dados relativos à geometria das paredes poder-se-á começar a pensar num procedimento automático para tal.

Num passo seguinte e utilizando as informações provenientes do estudo do parque habitacional de Portugal para o dimensionamento de pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria tornar-se-ia relevante realizar campanhas experimentais onde se submetiam esses mesmos pórticos a ações dinâmicas. Com este género de campanhas conhecer-se-ia melhor o comportamento de uma parede de alvenaria perante um sismo por exemplo.

Devido à escassez de informação e ensaios relacionados com a resistência à tração por compressão diagonal seria também importante um estudo mais detalhado sobre esta temática, sendo interessante até aumentar a diversidade de muretes ensaiados. A aplicação destes ensaios a muretes com rebocos, com armadura, com dupla camada de tijolos são alguns dos tipos que poderão ser tidos em conta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] P. Lourenço, H. Sousa. *Paredes de alvenaria*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2002.
- [2] A. Furtado, C. Costa, H. Rodrigues, A. Arêde, *General characterization of structural characteristics of Portuguese RC buildings with masonry infill wall stock*. 9th International Masonry Conference – IMC 2014, July 2014, Guimarães, Portugal.
- [3] R. Vicente, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, *Danos em paredes de alvenaria de fachada de edifícios correntes de betão armado: Lições do sismo de abril de 2009 de L'Áquila Itália*. 8^o Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, Aveiro, 2010.
- [4] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, C. Costa, *Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry infill walls*, European Journal of Environment and Civil Engineering, DOI: [dx.doi.org/10.1080/19648189.2015.1039660](https://doi.org/10.1080/19648189.2015.1039660), in Press.
- [5] A. Furtado, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, *Assessment and strengthening strategies of existing RC buildings with potencial soft-storey response*, 9th International Masonry Conference – IMC 2014, July 2014, Guimarães, Portugal.
- [6] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, *Avaliação da influência das paredes de alvenaria de enchimento em edifícios regulares de betão armado*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 26-28 de Novembro, 2014, Lisboa, Portugal.
- [7] G. Manfredi, P. Ricci and G. Verderame, *Influence of infill panels and their distribution on seismic behavior of existing reinforced concrete buildings*, The Open Construction and Buildings Technology Journal, vol 6, pp (Suppl 1-M15) 236-253, 2012.
- [8] F. Crisafulli, *Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1997.
- [9] M. Dolsek, P. Fajfar, *Soft Storey Effects in Uniformly Infilled Reinforced Concrete Frames*, Journal of Earthquake Engineering, pp. 1-12, 2001.
- [10] R. Vicente, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, J. M. Silva, *Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, vol. 11, 2012.
- [11] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, H. Varum, *Experimental characterization of the in-plane and out-of-plane behaviour of infill masonry walls*, ICSI 2015 – International Conference on Structural Integrity, Madeira, Portugal, 1-4 September, Accepted.
- [12] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde (2015), *Monotonic and cyclic characterization of the out-of-plane behaviour of masonry infill walls*, 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design, Azores, 26-30 July, Accepted.

- [13] A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde (2014), *Caracterização experimental do comportamento para fora-do-plano das paredes de alvenaria de enchimento*, 9º Congresso Nacional de Mecânica Experimental, 15-17 Outubro, Aveiro, Portugal.
- [14] M. Pereira, *Caracterização experimental da resposta mecânica no seu plano e fora do plano de paredes de alvenaria de enchimento*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.
- [15] J. Domingues, *Avaliação do efeito das paredes de enchimento no comportamento dinâmico de edifícios de betão armado*, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2013.
- [16] V. Silva, *Desenvolvimento de modelos e ferramentas para a avaliação do risco sísmico: aplicação a Portugal*, Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, 2013.
- [17] M. Pereira, *Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à ação dos sismos*, Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2013.
- [18] J. Delgado, *Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2013.
- [19] Censos 2011 – Resultados definitivos, Instituto Nacional de Estatística, IP, 2012.
- [20] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1-3: Strengthening and repair of buildings - European prEN 1998-1-3, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.
- [21] Eurocode 6 : Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and reinforced masonry structures - European prEN 1996-1-1, B. European Committee for Standardization, Belgium, 2005.
- [22] ATSM E 519 – 02, Standard test method for diagonal tension in masonry assemblages, United States of America.
- [23] EN 1052-1, Método de ensaio para alvenaria – Parte 1: Determinação da resistência à compressão, Bruxelas, 1998.
- [24] EN 1015-11, Methods of test for mortar for masonry Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar, Brussels, 1999.
- [25] RSA, Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes, Decreto de lei 235/83, 31 de Maio.
- [26] Origin Pro, software developed by Origin Lab Corporation, Internal Version 9.2, October 2014.
- [27] ARTeMIS, software developed by Metier Management Systems.

- [28] <http://structuraldynamics.curtin.edu.au/research/>. Março 2015.
- [29] <http://construfacilrj.com/materiais-da-alvenaria/>. Março 2015.
- [30] <http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/roof-wall-diaphragm-connection-not-provided--rwcn>. Março 2015.
- [31] <http://ensina.rtp.pt/artigo/o-terramoto-de-lisboa-de-1755/>. Março 2015.
- [32] <http://marianavcruz.blogspot.pt/2013/03/v-behaviorurldefaultvmlo.html>. Março 2015.
- [33] <http://web.ua.es/es/urs/imagenes/el-fenomeno-sismico/tectonica-placas-espana.jpg>. Março 2015.
- [34] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>. Março 2015.
- [35] [http://cypecad.cype.pt/interacao da estrutura com os elementos construtivos.htm](http://cypecad.cype.pt/interacao%20da%20estrutura%20com%20os%20elementos%20construtivos.htm). Março 2015.
- [36] [http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/images-1/shc diagram charleson 2/image preview](http://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/images-1/shc%20diagram%20charleson%202/image%20preview). Março 2015.
- [37] <http://db.concretcoalition.org/building/154>. Março 2015.
- [38] <http://www.air-worldwide.com/Publications/AIR-Currents/Izmit-D%CF%8Bzce-Ten-Years-Later--Is-Istanbul-at-Greater-Risk-Today-/>. Março 2015.
- [39] <http://www.mirror.co.uk/news/uk-news/taxi-driver-killed-falling-masonry-4144806>. Março 2015
- [40] http://www.selectablocos.com.br/av_dc_01.html. Março 2015
- [41] <http://blogamelias.com.br/bem-estar/quer-colar-algo-e-nao-sabe-qual-a-cola-ideal-confira-as-dicas/2/>. Março 2015.
- [42] <http://structuraldynamics.curtin.edu.au/research/>. Março 2015
- [43] <http://www.meteopt.com/forum/topico/sismos-portugal-2012.6331/page-7>. Março 2015.
- [44] <http://www.biography.com/people/le-corbusier-9376609#early-career>. Março 2015.
- [45] <http://maps.google.com>. Maio 2015

