



**Virginia Esteban de Celis**

Licenciatura em Ciências de Engenharia Civil

## **Caracterização mecânica de paredes de alvenaria de pedra**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Professor Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho  
Professor Auxiliar, FCT UNL

Co-orientador: Professor Doutor Válder Lúcio  
Professor Associado, FCT UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor João Rocha de Almeida, FCT

Arguente: Prof. Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues, FCT

Vogal: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho, FCT



**Novembro de 2017**





### **Caracterização mecânica de paredes de alvenaria de pedra**

Copyright © Virginia Esteban de Celis, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.





## Agradecimentos

Desejo exprimir os meus agradecimentos a todas as pessoas, professores, amigos e familiares que, de alguma forma, permitiram a concretização deste trabalho.

Em primeiro lugar queria agradecer ao meu orientador, Professor Fernando Pinho, pela confiança depositada desde o início e por toda a força e orientação que me ofereceu durante estes meses de trabalho. Ao meu co-orientador, Professor Válter Lúcio, um forte e especial agradecimento por toda a ajuda e disponibilidade. A estes professores, um muito obrigada pela amizade e por todo o tempo que despenderam comigo.

Aos técnicos do Laboratório do DEC da FCT UNL, Jorge Silvério e José Gaspar, um sincero agradecimento por toda a ajuda na concretização deste trabalho.

Um especial agradecimento ao Eng. Vítor Silva pela ajuda incansável, por toda a disponibilidade e todo o cohecimento transmitido.

Ao Eng. Hugo Fernandes, agradeço pela ajuda prestada na montagem e monitorização do ensaio experimental.

À empresa Zircom, em especial ao Eng. Pedro Freire, por facultar os andaimes para a realização do ensaio de macacos planos duplos e o respectivo transporte, um forte agradecimento.

À empresa OZ, um especial agradecimento, em particular ao Eng. Carlos Mesquita por toda a disponibilidade.

Agradeço também ao Eng. Nuno Travassos e à Eng<sup>a</sup>. Inês Almeida, da empresa A2P, toda a disponibilidade e todas as oportunidades facultadas.

Aos colegas e amigos que fiz durante esta longa caminhada. Eles melhor do que ninguém percebem a luta diária ao longo destes últimos anos. Um muito obrigada por todo o apoio e pelos bons momentos passados. Um agradecimento especial às amigas mais chegadas pela amizade e pelo carinho que sempre me deram.

Ao Pedro, que esteve comigo durante todos estes anos e que sempre me soube acalmar e roubar um sorriso nos momentos menos bons. Por todo o amor e amizade, estarei sempre agradecida.

Por último, quero agradecer às pessoas mais importantes para mim, a minha família, em especial aos meus pais e ao meu irmão que, embora longe, sempre estiveram ao meu lado e nunca me deixaram desistir.





## Resumo

O presente trabalho tem como principal objectivo a caracterização mecânica de paredes de alvenaria de pedra. O tema tratado surge na sequência de um trabalho de investigação desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCT UNL [21].

A alvenaria de pedra está presente em grande parte das construções antigas existentes em Portugal. O conhecimento das propriedades das paredes de alvenaria, desde a composição da argamassa às características das pedras e da alvenaria como material, nomeadamente a capacidade resistente e o módulo de elasticidade, são importantes para sustentar um correcto diagnóstico do real estado da estrutura e garantir assim a escolha dos materiais e técnicas que melhor se adequam a uma intervenção de reabilitação arquitectónica e/ou estrutural.

Do ponto de vista estrutural, a alvenaria de pedra deve ser considerada como um meio heterogéneo cujas propriedades dependem das propriedades dos componentes [14].

Descreve-se um ensaio mecânico realizado sobre um modelo experimental com dimensões de 0,80mx1,20mx0,40m no laboratório do DEC da FCT UNL e um ensaio in-situ de macacos planos duplos, realizado na Reitoria da Universidade Nova de Lisboa, em Campolide.

Nos Capítulos 1 e 2 faz-se uma abordagem teórica de forma a servir de enquadramento ao tema, efectua-se uma breve caracterização construtiva dos edifícios com paredes de alvenaria de pedra, seguindo-se uma pesquisa bibliográfica sobre trabalhos realizados nesta área. No Capítulo 3 faz-se a descrição dos ensaios realizados. A interpretação e análise dos resultados é feita no Capítulo 4 e no Capítulo 5 sintetizam-se as conclusões do estudo.

### **Palavras-chave:**

Edifícios antigos, paredes de alvenaria de pedra ordinária, resistência mecânica, profundidade de carbonatação



## **Abstract**

The main objective of this work is the mechanical characterization of masonry walls. The subject treated follows a research work developed in the Department of Civil Engineering of FCT UNL [21].

The stone masonry is present in a large number of the old constructions existing in Portugal. The knowledge of the properties of masonry walls, from the composition of the mortar to the material characteristics of the stones and the masonry, namely their resistant capacity and the modulus of elasticity, are important to support a correct diagnosis of the real state of the structure and thus guarantee the choice of materials and techniques that are best suited to an architectural and / or structural rehabilitation intervention.

From a structural point of view, the masonry should be considered as an heterogeneous medium which properties depend on the properties of the components [14].

It is described a mechanical test performed on an experimental model with dimensions of 0,80mx1,20mx0,40m in the FCT UNL-DEC laboratory and an in-situ double flat-jack test carried out at the Universidade Nova de Lisboa in Campolide.

This work is divided in six chapters. In Chapter 1 and 2 a theoretical approach is made to serve as a framework for the subject; a brief constructive characterization of buildings with walls of stone masonry is carried out, followed by a bibliographical research on works carried out in this area. Chapter 3 describe the tests carried out. The interpretation and analysis of the results is done in Chapter 4 and in Chapter 5 the conclusions of the study are synthesized.

### **Keywords:**

Ancient buildings, rubble masonry walls, mechanical strength, depth of carbonation.



<b>1. INTRODUÇÃO</b>	
1.1 Enquadramento geral .....	1
1.2 Motivação e objetivos .....	2
1.3 Estrutura e organização da dissertação.....	3
<b>2. ENQUADRAMENTO DO TEMA</b>	
2.1 Introdução.....	5
2.2 Construções de alvenaria de pedra .....	5
2.3 Principais características das construções de alvenaria de pedra.....	8
2.3.1 Características construtivas .....	8
2.3.2 Características mecânicas .....	14
2.3.3 Evolução da profundidade de carbonatação .....	33
<b>3. TRABALHO EXPERIMENTAL</b>	
3.1 Introdução.....	39
3.2 Trabalho laboratorial .....	39
3.2.1 Sistema de ensaio de compressão axial .....	40
3.2.2 Ensaio de compressão axial .....	42
3.2.3 Determinação da profundidade de carbonatação .....	43
3.3 Trabalhos in-situ .....	44
3.3.1 Edifício na Baixa Pombalina.....	44
3.3.2 Prédio militar 65 (PM65) – Campus da Reitoria da UNL .....	45
<b>4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b>	
4.1 Introdução.....	51
4.2 Caracterização mecânica .....	51
4.3 Profundidade de carbonatação.....	54
<b>5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS</b>	
5.1 Introdução.....	56
5.2 Conclusões.....	57
5.3 Trabalhos futuros.....	58
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>60</b>



## Índice de Figuras

Figura 1.1 - Número de edifícios existentes em Portugal em 2011, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção (INE) .....	1
Figura 2.1 - Construções de alvenaria de pedra em diferentes épocas .....	6
Figura 2.2 - Edifícios de alvenaria de pedra em Lisboa .....	7
Figura 2.3 - Construções de alvenaria de pedra seca ou mal argamassada, Vilar de Perdizes ..	9
Figura 2.4 - Construções de alvenaria ordinária.....	9
Figura 2.5 - Construções de alvenaria mista .....	10
Figura 2.6 - Construções de cantaria .....	10
Figura 2.7 - Fundações .....	12
Figura 2.8 - Tipos de paredes das construções de alvenaria de pedra tradicional.....	13
Figura 2.9 - Soluções construtivas de pavimentos .....	14
Figura 2.10 - Geometrias de macacos planos.....	15
Figura 2.11 - Esquema do ensaio desenvolvido por G. Vasconcelos e P. Lourenço .....	17
Figura 2.12 - Padrões de fendilhação dos diferentes modelos de alvenaria .....	17
Figura 2.13 - Modelos experimentais .....	18
Figura 2.14 Padrões típicos de falha de prismas de alvenaria no trabalho realizado por G. Vasconcelos e P. Lourenço.....	19
Figura 2.15 - Diagrama tensão-deformação.....	20
Figura 2.16 - Representação esquemática do arranjo de pedras nas quatro tipologias projectadas em laboratório.....	21
Figura 2.17 - Sistemas de ensaio de compressão uniaxial .....	22
Figura 2.18 - Propriedades mecânicas das paredes ensaiadas.....	23
Figura 2.19 - Muretes com e sem perpianhos ensaiados à compressão .....	24
Figura 2.20 - Sistema de ensaio de compressão axial do trabalho realizado por F. Pinho e V. Lúcio.....	25
Figura 2.21 - Modelos ensaiados à compressão axial até ao colapso .....	26

Figura 2.22 - Desenvolvimento da resistência à compressão da alvenaria com o índice de carbonatação.....	26
Figura 2.23 - Edifício Pombalino e Gaioleiro onde foram realizados os ensaios in-situ .....	29
Figura 2.24 - O edifício Livi para campanha experimental in-situ.....	30
Figura 2.25 - Gráficos tensão-deformação dos resultados obtidos nos ensaios de macacos planos duplos, zona A e zona B.....	31
Figura 2.26 - Ensaio de macacos planos duplos.....	31
Figura 2.27 - Evolução da profundidade de carbonatação na argamassa de cal aérea ao longo do tempo (valores medidos e linha de tendência) .....	35
Figura 2.28 - Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo para diferentes amostras .....	37
Figura 3.1 - Trabalhos de preparação do murete .....	40
Figura 3.2 - Instrumentação do sistema de ensaio.....	40
Figura 3.3 - Sistema de ensaio de compressão axial.....	41
Figura 3.4 - Aspectos do murete M37, antes do ensaio de compressão axial .....	42
Figura 3.5 - Ensaio de compressão axial do murete M37 .....	42
Figura 3.6 - História de carga e de deslocamentos verticais do ensaio de compressão axial do murete M37 .....	43
Figura 3.7 - Determinação da profundidade de carbonatação .....	44
Figura 3.8 - Edifício de gaveto na Baixa pombalina .....	45
Figura 3.9 - Planta geral do edifício.....	45
Figura 3.10 - Locais de ensaio de macacos planos .....	46
Figura 3.11 - Preparação do ensaio de macacos planos duplos.....	47
Figura 3.12 - Janelas de ensaio: E1, E2 e E3.....	47
Figura 3.13 - Sistema de ensaio de macacos planos duplos .....	48
Figura 3.14 - Tentativas de ensaio de macacos planos duplos.....	49
Figura 4.1 - Diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação do murete.....	52
Figura 4. 2 - Valores de tensão máxima, extensão máxima e módulo de elasticidade obtidos nos ensaios de compressão axial .....	52
Figura 4.3 - Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, .....	54



## Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Evolução do tipo de construções de alvenaria existentes em Portugal, em particular na Grande Lisboa .....	8
Tabela 2.2 - Trabalhos de investigação realizados em laboratório .....	16
Tabela 2.3 - Valores médios do módulo de elasticidade em função do nível de tensão instalada .....	17
Tabela 2.4 - Valores médios dos diagramas de força-deslocamento.....	18
Tabela 2.5 - Valores médios da resistência à compressão e o módulo de elasticidade do trabalho de G. Vasconcelos e P. Lourenço (2009).....	20
Tabela 2.6 - Propriedades mecânicas de um modelo de alvenaria de pedra.....	24
Tabela 2.7 - Valores de referencia dos parâmetros mecânicos de alvenaria com diferentes tipologias.....	24
Tabela 2.8 - Resultados obtidos no ensaio de compressão axial do trabalho de F. Pinho e V. Lúcio.....	25
Tabela 2.9 - Trabalhos de investigação realizados in-situ.....	27
Tabela 2.10 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício A3, zona M1 .....	27
Tabela 2.11 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício A2, zona M3 .....	28
Tabela 2.12 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício D, zona M5 .....	28
Tabela 2.13 - Resultados dos ensaios de macacos planos duplos em paredes de alvenaria de pedra .....	29
Tabela 2.14 - Propriedades mecânicas de paredes e modelos de alvenaria de pedra .....	29
Tabela 2.15 - Percentagens da composição das paredes ensaiadas, obtidas por vectorização fotográfica e respectivos valores médios da tensão máxima e do módulo de elasticidade.....	32
Tabela 2.16 - Tensão e módulo de elasticidade de trabalho experimentais realizados por outros autores .....	33
Tabela 2.17 - Trabalhos de investigação analisados nesta secção para processo de carbonatação.....	34

Tabela 2.18 - Profundidade média de carbonatação da argamassa de cal aérea ao longo do tempo .....	35
Tabela 2.19 - Detalhes das amostras.....	36
Tabela 2.20 - Amostras ensaiadas para avaliar a profundidade de carbonatação.....	36
Tabela 2.21 - Resultados do ensaio à compressão .....	37
Tabela 3.1 - Valores da profundidade de carbonatação do murete M37.....	44
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de compressão axial .....	53
Tabela 4.2 - Resumo dos resultados de vários trabalhos de investigação analisados.....	54

## Lista de Abreviaturas

ASTM – American Society for Testing and Materials  
CaCO<sub>3</sub> - Carbonato de Cálcio  
CaO – Óxido de cálcio  
Ca(OH)<sub>2</sub> - Hidróxido de Cálcio  
CO<sub>2</sub> - Dióxido de Carbono  
CC - Célula de carga  
DEC - Departamento de Engenharia Civil  
FCT - Faculdade de Ciências e Tecnologia  
INE – Instituto Nacional de Estatística  
IST – Instituto Superior Técnico  
LabDEC – Laboratório de Estruturas Pesadas do DEC/FCT  
LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
LVDT - Linear Voltage Displacement Transducer  
UA – Universidade de Aveiro  
UC – Universidade de Coimbra  
UL – Universidade de Ljubljana  
UM – Universidade do Minho  
UniGe – Universidade de Génova  
UniPi – Universidade de Pisa  
UNL - Universidade Nova de Lisboa  
UP – Universidade do Porto



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento geral

Atualmente, a maioria da construção em Portugal é feita recorrendo à utilização de estruturas em betão armado, solução que passou a ser predominante a partir de meados do séc.XX. No entanto, existe um grande número de edifícios antigos de alvenaria de pedra nos centros históricos e urbanos das cidades, não só edifícios de habitação construídos com diferentes soluções construtivas, como também edifícios culturais e religiosos, tal como mosteiros, igrejas, castelos, etc. Estas construções pertencem a um património edificado com valor histórico, cultural e arquitectónico, que identificam e caracterizam um povo. As estruturas de muitas dessas construções vão-se degradando ao longo dos anos, decorrente do envelhecimento próprio, da sobrecarga de usos ou ainda da má utilização dessas construções face às condições para que tinham sido planeadas e projectadas. Por isso, a reabilitação e conservação das construções antigas tem vindo a aumentar ao longo dos anos, em Portugal.

Em face do grande número de edifícios de alvenaria de pedra existentes [13], fig.1.1, torna-se muito importante que as propostas de reabilitação arquitectónica e/ou estrutural sejam desenvolvidas sem comprometer, no futuro, a sua segurança global.

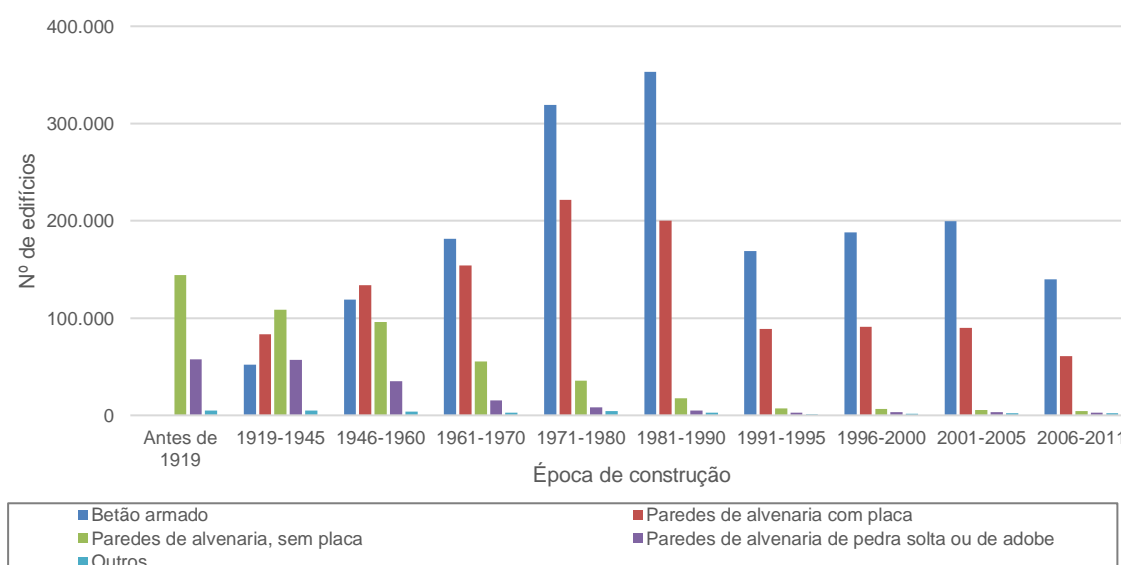


Figura 1.1 - Número de edifícios existentes em Portugal em 2011, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção (INE) [13]

Embora a reabilitação de uma estrutura vise a segurança do edifício, não é difícil encontrar situações onde as intervenções realizadas provocam uma fragilização do mesmo, sendo exemplo disso a remoção de paredes exteriores, nembos, para criação de montras de lojas, principalmente nos pisos térreos, ou a remoção de paredes divisórias para ampliação de espaços, operações que reduzem a rigidez da estrutura e alteram o seu comportamento mecânico.

Neste âmbito, a reabilitação de edifícios antigos, construídos com paredes de alvenaria resistentes, exige a caracterização dos materiais constituintes e das soluções construtivas existentes. A falta de conhecimento conduz, por vezes, a intervenções com recurso a técnicas intrusivas, descaracterizando a autenticidade do património construído.

O estudo dos edifícios antigos, neste caso, os edifícios de alvenaria de pedra, apresenta assim um interesse crescente, devido à importância da reabilitação e conservação, não só de monumentos e de edifícios públicos de grande importância como também de edifícios habitacionais, industriais e comerciais, que ajudam a entender e a representar as formas como ao longo do tempo o homem se organizou, viveu e trabalhou.

A presente dissertação enquadra-se na sequência de uma Tese de Doutoramento [21] que deu origem a uma linha de investigação de várias dissertações de mestrado entre as quais as de J. Correia, M. Fonseca, P. Freire e H. Morais [9, 11, 12, 18], realizadas no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa (DEC FCT UNL), sobre a caracterização mecânica de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional simples e reforçados, construídos em 2002.

A caracterização da alvenaria de pedra irregular foi feita com base em ensaios laboratoriais e in-situ. Neste trabalho, são apresentados os resultados obtidos para além de ser feita uma análise e comparação dos mesmos.

## **1.2 Motivação e objetivos**

A presente dissertação tem como motivação estudar o comportamento das construções de alvenaria de pedra do ponto de vista experimental, face à crescente preocupação de conservar e reabilitar os edifícios antigos.

Assim, o principal objectivo deste trabalho é quantificar a resistência mecânica de um modelo experimental de alvenaria de pedra irregular simples. Este estudo insere-se numa linha de investigação iniciada em 2002 no DEC FCT UNL, como referido acima.

O trabalho divide-se em duas partes: uma componente teórica com base numa pesquisa bibliográfica e uma componente experimental composta por um ensaio laboratorial que permitiu determinar a resistência mecânica de um modelo experimental com 15 anos, através de um ensaio de compressão axial e um ensaio in-situ de macacos planos duplos com o objectivo de estimar o módulo de elasticidade e a capacidade resistente à compressão de uma parede de alvenaria de pedra.

Após o ensaio de compressão axial mede-se a profundidade de carbonatação do modelo experimental, constituído por pedra calcária e argamassa de cal aérea, através do indicador de fenolfateleína.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão bem como a medida de carbonatação são analisados e comparados com diferentes trabalhos de investigação, nomeadamente com trabalhos inseridos nesta linha de investigação [9, 18, 21].

### **1.3 Estrutura e organização da dissertação**

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, incluindo o presente, organizados da seguinte forma:

**Capítulo 1 – Introdução** onde se faz o enquadramento geral do tema, apresentam-se as motivações e principais objectivos e por fim descreve-se a organização do presente trabalho.

**Capítulo 2 - Enquadramento do tema**, através de pesquisa bibliográfica sobre: (i) caracterização construtiva e mecânica de alvenaria de pedra; (ii) evolução da profundidade de carbonatação. Definem-se as principais tipologias e aspectos construtivos das paredes de alvenaria de pedra e são apresentados resultados de trabalhos de diversos autores no domínio do tema que através de trabalhos experimentais, analisaram e ajudaram a caracterizar as paredes de alvenaria de pedra.

**Capítulo 3 – Trabalho experimental**, onde se descrevem as duas componentes do trabalho experimental realizado: a parte laboratorial e a parte in-situ. Na parte laboratorial descreve-se a preparação e a execução do ensaio de compressão axial realizado sobre um modelo experimental de alvenaria de pedra construído há 15 anos assim como a determinação da respectiva profundidade de carbonatação e apresentam-se os resultados obtidos. Na parte in-situ, descrevem-se os ensaios in-situ de macacos planos duplos realizados.

**Capítulo 4 - Análise e discussão dos resultados**, onde se analisam e comparam os resultados obtidos, em termos experimentais e teóricos.

**Capítulo 5 – Conclusões e desenvolvimentos futuros**, onde se realiza uma síntese global do trabalho realizado, apresentam-se as principais conclusões e mencionam-se algumas sugestões para continuidade desta investigação.

Todas as figuras não referenciadas bibliograficamente são da responsabilidade da autora, com excepção das seguintes: (i) fig. 2.7-1 da autoria do Eng. Pedro Freire da Zircom (Lisboa); (ii) fig. 2.7-2 da autoria do Sr. Prof. Válder J. G. Lúcio (Lisboa); (iii) fig. 3.8 da autoria da empresa A2P; e (iv) as plantas da fig. 3.9 e 3.10 obtidas nos Arquivos da Direcção de Infraestruturas do Exército de Lisboa.





# Capítulo 2

## Enquadramento do tema

### 2.1 Introdução

Neste capítulo são abordadas as construções de alvenaria de pedra e sua importância ao longo do tempo. Com base numa pesquisa bibliográfica apresentam-se as principais características deste tipo de construção: (i) características construtivas, onde se descrevem as diferentes soluções construtivas; (ii) características mecânicas, onde através de trabalhos de investigação de diferentes autores, são apresentados resultados de ensaios laboratoriais e in-situ e (iii) evolução da profundidade de carbonatação, onde são igualmente apresentados trabalhos de investigação.

Considerou-se esta abordagem inicial relevante para transmitir aos leitores o conhecimento geral sobre o comportamento deste material estrutural, a alvenaria resistente, facilitando assim a compreensão do trabalho experimental realizado nesta dissertação.

### 2.2 Construções de alvenaria de pedra

As construções de alvenaria de pedra têm existido ao longo da História, estando presentes em todas as civilizações, nomeadamente na civilização Egípcia, na construção das suas pirâmides, nas civilizações indígenas, com origens na América Latina, tal como nas ruínas maias no México e nas construções incas no Peru e na Bolívia, na civilização grega Minóica e no Império Romano, em que, para além de edifícios de habitação, a alvenaria foi também utilizada em pontes, aquedutos, viadutos, estradas e outras construções, fig. 2.1.

Muitas destas construções são ainda possíveis de visitar, encontrando-se em muito bom estado. Algumas delas são consideradas Património da Unesco e Maravilhas do Mundo. Estes monumentos pertencem a um património edificado que permite compreender a maneira de viver, a cultura e as histórias dos diferentes povos nas diferentes épocas.

As construções de alvenaria de pedra mais antigas eram muito marcadas pela disponibilidade dos materiais e técnicas tradicionais de construção. A maioria destas construções consistia em edifícios de pequeno porte e de muita fraca qualidade [3, 20].



1 - Necrópole de Gizé, no Antigo Egito [31]; 2- Ruínas maias em Tulúm, México; 3- Palácio de Knossos, Creta, Grécia; 4- Construção inca, Isla del Sol, Bolívia; 5- Cidade do Império Romano, Pompeia, considerada Património da Unesco.

Figura 2.1 - Construções de alvenaria de pedra em diferentes épocas

Em Portugal, a qualidade das construções de alvenaria de pedra atingiu o seu auge na reconstrução de Lisboa, após o terramoto de 1 de Novembro de 1755. A data constituiu um marco importante para a cidade e assinalou a separação entre os edifícios conhecidos por Pré-Pombalinos e os edifícios denominados por Pombalinos, correspondentes à fase pós-terramoto [3], já que o sismo terá destruído cerca de 10% e danificado 60% dos edifícios de Lisboa [16]. Os edifícios Pré-Pombalinos caracterizam-se por ter paredes exteriores em alvenaria ordinária, fachadas “de bico” com ressalto e pés-direitos baixos, fig. 2.2- 1, sendo construções de muita fraca qualidade [7, 17].

Por outro lado, nos edifícios Pombalinos implementou-se uma solução construtiva que teve em conta aspectos como a estabilidade dos edifícios perante as acções sísmicas e a segurança contra incêndios, fig. 2.2- 2. Esta solução construtiva de referência, conhecida como “Gaiola” devido ao seu aspecto, manteve-se até cerca de 1880. Consiste num sistema tridimensional constituído, na horizontal, pelas estruturas de madeira dos pavimentos, escadas e asnas da cobertura e, na vertical, pelas paredes exteriores e interiores. O sistema é fixo sobre as paredes de cantaria do piso térreo que por sua vez encontram-se sobre uma estacaria de madeira. São tipicamente constituídos por cinco pisos, sendo o rés-do-chão utilizado para comércio e os restantes para habitação. As paredes resistentes são em alvenaria de pedra ordinária e as paredes divisórias são contituídas por tabiques de pranchas de madeira ao alto com um fasquiado de madeira na horizontal que confere aderência para a aplicação do reboco [3, 7, 16, 20].

Entre 1880 e cerca de 1930 aparece o edifício “Gaioleiro”, associado ao aumento da procura do mercado imobiliário, que se caracteriza por perda de rigor construtivo e materiais de

qualidade inferior à “Gaiola” [17]. As paredes de frontal foram substituídas por paredes de tijolo ou por tabiques sem travamento, tornando a estrutura menos resistente à ação dos sismos. As paredes resistentes são ainda em alvenaria de pedra ordinária e os pavimentos em madeira, fig. 2.2- 3.

Em meados do século XX, os pavimentos de madeira começam a ser substituídos por lajes de betão armado, resultando daí a designação de edifício “de placa”, fig. 2.2- 4. As fundações e as paredes mantêm-se em alvenaria de pedra, tratando-se por isso, de uma estrutura mista betão armado-alvenaria. Possuem ainda, por vezes, alguns pilares e paredes em betão, com pouca ou nenhuma armadura [17].

A partir dessa época há uma diminuição progressiva das construções de alvenaria de pedra devida ao aparecimento do betão armado [3].



1-Edifício Pré-Pombalino [17]; 2-Edifício Pombalino; 3- Edifício Gaioleiro; 4- Edifício “de placa” [17]

Figura 2.2 - Edifícios de alvenaria de pedra em Lisboa

Os edifícios “de placa” constituem assim a transição dos edifícios antigos, construídos antes do advento do betão armado [3], para os edifícios com toda a estrutura (fundações, pilares, vigas e lajes) em betão armado, permitindo construir edifícios mais altos, com seis pisos ou mais, algo impossível de conseguir com paredes de alvenaria com espessuras entre 0.30 e 1.30 m [20].

Na tabela 2.1 apresenta-se um resumo da evolução das tecnologias construtivas dos edifícios de alvenaria de pedra e suas características, em Lisboa.

Tabela 2.1 - Evolução do tipo de construções de alvenaria existentes em Lisboa [7, 17]

Período	Tipo de edifício	Características principais
< 1755	Edifício pré-pombalino (fig. 2.2- 1)	-Edifícios com cerca de 3 pisos; -Edifícios com paredes de alvenaria de pedra bem cuidada; -Fachadas de bico e com pé-direito reduzido; -Grande densidade de paredes mas poucas aberturas para o exterior
1775-1880	Edifício pombalino (fig. 2.2- 2)	-Estrutura de Gaiola: sistema tridimensional de contraventamento de madeira; -Paredes resistentes em alvenaria de pedra; -Edifício com 5 pisos, normalmente de habitação, excepto o rés-do-chão utilizado para comércio; - Estrutura do r/c construída em pedra de cantaria (corta-fogo)
1880-1930	Edifício gaioleiro (fig. 2.2- 3)	- Elementos decorativos pesados nas fachadas; - Fundações inadequadas; - Estrutura com pouca rigidez e mau comportamento para a ação dos sismos;
1930-1960	Edifício “de placa” (fig. 2.2- 4)	-Substituição dos pavimentos em madeira por lajes de betão; - Edifícios com mais austeridade e simplicidade quando comparados com os gaioleiros.

### 2.3 Principais características das construções de alvenaria de pedra

A existência da pedra por todo o território português faz com que a maioria das estruturas dos edifícios antigos sejam de alvenaria de pedra. A pedra utilizada tem uma enorme influência regional visível, na distribuição geográfica das alvenarias de pedra ao longo do país, havendo uma predominância do uso do granito em Trás-os-Montes, Beiras e Douro Litoral, do xisto no Douro e nas Beiras e dos calcários na Grande Lisboa, Alentejo e Beira Litoral. A composição das argamassas, tal como a pedra utilizada, pode ser muito diversificada em termos de tipo de agregado, dosagem de ligante:agregado e dos aditivos utilizados. As argamassas podem ser de barro ou de misturas de areia mais ou menos argilosa e cal aérea. Apesar dessa diversidade, as argamassas antigas encontradas em Portugal em geral têm como ligante principal a cal aérea e agregados siliciosos ou calcários [29].

#### 2.3.1 Características construtivas

Devido à diferença de materiais utilizados, à sua disponibilidade e custos associados, as construções de alvenaria de pedra evidenciam, em geral, grande heterogeneidade, apresentando várias possibilidades de solução, nomeadamente:

- i) construções de alvenaria de pedra seca, insonsa ou mal-argamassada, muito comuns no Norte e Interior do país, sobretudo em zonas rurais. Era uma solução empregue em paredes das habitações e também em muros que serviam para vedação de propriedades rurais. As pedras, na grande maioria de granito ou xisto devido à sua abundância nas localidades,

eram assentes umas nas outras sem argamassa ou com uma reduzida quantidade, fig.2.3 [3, 20].



Figura 2.3 - Construções de alvenaria de pedra seca ou mal argamassada, Vilar de Perdizes

- ii) construções de alvenaria ordinária ou alvenaria de pedra irregular que, como o próprio nome indica, são construções de alvenaria constituídas por pedras de formas e dimensões irregulares ligadas entre si com argamassa de cal aérea, normalmente no traço volumétrico 1:3 (cal aérea:areia) [20]. Em geral, é utilizada a pedra calcária, mais abundante na zona de Lisboa, embora seja habitual a utilização de pedras de diferentes origens, como granito e outras, fig.2.4.



1- Cais de Gaia, Porto; 2- Vilar de Perdizes, Montalegre; 3- Graça, Lisboa

Figura 2.4 - Construções de alvenaria ordinária

Quando as pedras utilizadas e misturadas entre si eram de diferentes origens, ou quando eram utilizados outros materiais como ferro, tijolo e madeira, designavam-se por construções de alvenaria mista, fig.2.5. O principal e mais conhecido exemplo deste tipo de construções é o edifício Pombalino, de alvenaria de pedra e madeira (alvenaria armada). Toda a armação tem um aspecto de gaiola que confere a estas construções resistência às acções dos sismos, ao contrário do que acontecia nas alvenarias simples [3, 20].



1-Edifício de alvenaria de pedra calcária, basalto e tijolo, Lisboa; 2; 3- Edifício pombalino, alvenaria de pedra e madeira, alvenaria armada, Baixa Pombalina.

Figura 2.5 - Construções de alvenaria mista

iii) construções de cantaria são constituídas por pedras aparelhadas, geralmente associadas a edifícios monumentais como são os casos do Mosteiro dos Jerónimos, da Sé de Lisboa ou do Mosteiro da Batalha. Normalmente a cantaria era apenas utilizada nos paramentos exteriores, nos cunhais, colunas e pilastras, utilizando-se alvenaria ordinária nos paramentos interiores, fig.2.6 [20].



1-Mosteiro dos Jerónimos, Lisboa; 2- Mosteiro da Batalha, Batalha.

Figura 2.6 - Construções de cantaria

Apesar das diferentes soluções construtivas apresentadas, as construções de alvenaria de pedra ordinária/mista representam a maioria das construções no nosso país, principalmente na Grande Lisboa. Com o objectivo de enquadrar e referenciar as paredes resistentes como elementos estruturais que contribuem de forma decisiva para a estabilidade do edifício, quer quando sujeito à acção das forças verticas, quer quando sujeito à atuação das forças horizontais de natureza aleatória, faz-se em seguida uma caracterização construtiva breve da construção de alvenaria ordinária (tradicional) em Portugal [3, 20].

## **Fundações**

As fundações ou alicerces de um edifício são os elementos estruturais fundamentais na estabilidade das estruturas e responsáveis por transmitir as cargas das construções ao solo. Nos edifícios antigos, as fundações dependiam, sobretudo, dos valores das cargas transmitidas às fundações e destas ao solo de fundação, ao tipo e à capacidade resistente do solo e à profundidade a que o mesmo se encontrava da superfície [20]. Sendo assim, podiam ser de três tipos:

- i) As fundações directas são a solução de fundações superficiais, quando as condições do solo assim o permitem, constituindo o simples prolongamento, até ao terreno, das paredes resistentes, fig.2.7-1. Podem ser constituídas por sapatas isoladas, para pilares, ou contínuas, para paredes. Nesta última solução, a fundação sofre, normalmente, um aumento de espessura uma vez que faz a transição entre a parede e o terreno de fundação, elemento menos resistente que requer uma área de contacto superior. O segundo motivo para o alargamento da fundação face à parede está relacionado com o facto da construção das fundações corresponder a um trabalho menos cuidado, com mais “erros” de execução que são corrigidos com esse aumento de espessura [3, 20, 22].
- ii) As fundações semi-directas são constituídas por poços de alvenaria de pedra afastados de 3 em 3 m, aproximadamente, encimados por arcos de alvenaria de pedra ou de tijolo, fig.2.7- 2. Esta solução era utilizada quando o terreno de fundação não se encontrava à superfície, sendo necessário escavar alguns metros até encontrar as camadas mais resistentes. Consiste na abertura de poços quadrangulares, até encontrar as camadas resistentes do solo de fundação. No topo destes poços executam-se arcos em alvenaria de pedra, geralmente em tijolo maciço, de pedra ou mistos, sobre os quais surgem as paredes resistentes [3, 20, 22].
- iii) Por fim, as fundações indirectas são constituídas por estacarias de madeira que atingem estratos profundos do solo resistente. Esta solução obriga à existência de camadas lodosas ou mesmo zonas inundadas junto de rios ou lagos que permitam a correcta cravação da estaca. A Baixa Pombalina é um bom exemplo deste tipo de solução, utilizada com sucesso já que a estacaria de madeira foi cravada em camadas brandas e regulares e o nível freático manteve-se constante ao longo dos anos, evitando o apodrecimento da madeira causado por períodos cíclicos de secagem-molhagem [3, 20, 22].



1-Fundação directa; 2- Fundação semi-directas com arcos em tijolo, “Novo Hospital de SantAna em Carcavelos, Lisboa

Figura 2.7 - Fundações

### **Paredes**

Definem-se como paredes de edifícios antigos os elementos construtivos cujo comprimento e altura ultrapassam a espessura. Estas podem ser interiores ou exteriores, consoante a possibilidade ou não de desempenho de funções estruturais e ainda podem ser classificadas quanto à natureza, dimensão dos elementos de enchimento e material ligante e à tipologia dos materiais usados [20].

Na construção tradicional consideram-se dois tipos de paredes diferentes i) paredes resistentes ou mestras e ii) paredes divisórias ou de compartimentação, em função do seu desempenho estrutural, embora todas as paredes tenham de cumprir certas exigências de segurança estrutural. Assim:

- i) paredes resistentes ou mestras são aquelas que têm um papel relevante na estrutura do edifício, contribuindo para a estabilidade do mesmo no que se refere a cargas verticais, nomeadamente as de natureza gravítica, e também a forças horizontais, como por exemplo o vento e os sismos. Como traços comuns estas paredes apresentam grandes espessuras, entre 0,5 e 1,50 m, para além de serem constituídas por materiais heterogéneos dando origem a elementos rígidos e pesados, com boa capacidade resistente à compressão e muito baixa resistência à tracção e à flexão. Estas paredes resistentes são, no caso da construção tradicional, as paredes exteriores dos edifícios, embora possam também existir paredes resistentes interiores. As paredes resistentes exteriores são em alvenaria de pedra irregular, simples, fig. 2.8- 1, enquanto que nas paredes resistentes interiores (frontais) são utilizadas peças de madeira em forma de “cruz de Santo André”, fig.2.8- 2 [3, 20].
- ii) paredes divisórias ou de compartimentação distinguem-se das paredes resistentes por apresentarem espessuras muito menores, tendo uma influência directa nos aspectos funcionais e de comportamento mecânico. Originalmente, as paredes divisórias tinham como principal função dividirem o espaço interior delimitado pelas paredes mestras, podendo ser em alvenaria de pedra, alvenaria de tijolo ou em tabique, fig.2.8-3. Não



obstante, desempenham também, com maior ou menor importância, uma função estrutural de resistência tanto a acções gravíticas, transmitidas pelos pavimentos de madeira, como a acções horizontais, contribuindo em muitos casos, para evitar o colapso do edifício durante a ocorrência de uma acção sísmica [3, 20, 22].



1-Palacete em Odivelas com paredes resistentes em alvenaria de pedra; 2- Frontal com “Cruz de Santo André”;  
3- Parede divisória de tabique

Figura 2.8 - Tipos de paredes das construções de alvenaria de pedra tradicional

Do ponto de vista construtivo, as paredes de alvenaria de pedra podem apresentar apenas uma folha ou, nas construções de menor qualidade construtiva, duas ou três folhas diferenciadas. No primeiro caso, os elementos que compõem a secção transversal encontram-se sobrepostos e são utilizados perpianhos que promovem um travamento vertical adequado. No último caso, trata-se de paredes de múltiplas folhas, construídas com pedra cuja maior dimensão é inferior à espessura total da parede e não foram utilizados perpianhos. As paredes de três folhas apresentam dois panos e um núcleo central, geralmente mais pobre, formado por pedras de menores dimensões e baixa qualidade, por vezes com vazios. Assim, as paredes de “múltiplas folhas” caracterizam-se por uma estrutura irregular e são muito propensas a roturas frágeis, devido à possível separação das camadas e perda de material [20].

### ***Pavimentos, coberturas e escadas***

De uma forma geral, a solução construtiva dos pavimentos das construções de alvenaria irregular varia consoante se trate do pavimento térreo ou dos pavimentos elevados. Os pavimentos térreos podiam ser constituídos por enrocamento de pedra arrumada à mão, sobre o qual era colocada a camada de revestimento em lajedo de pedra, ladrilhos, tijoleira cerâmica ou sobrados de madeira [3, 22]. Noutros casos, o pavimento térreo é estruturalmete semelhante aos pavimentos elevados, sendo constituído por uma estrutura de vigas de madeira sobre as quais eram colocadas as tábuas de soalho. Para evitar o apodrecimento das vigas, estas não deviam ficar em contacto com o solo, deixando-se um espaço livre entre o solo e o vigeamento, cuja ventilação era feita através de aberturas nas paredes exteriores, fig. 2.9-1.

Quanto aos pavimentos elevados, predominava a madeira como elemento estrutural, sendo estes pavimentos suportados por vigamentos principais. Para que os pavimentos de madeira pudessem desempenhar funções de travamento geral da estrutura do edifício, a ligação parede/pavimento devia ser melhorada através de peças metálicas pregadas às vigas e embebidas nas paredes. A utilização dos tarugos (de madeira), colocados perpendicularmente às vigas, evitava a sua rotação e a instabilidade lateral, fig.2.9-2. Existem ainda outras situações em que os elementos estruturais são arcos e abóbodas de alvenaria, mais duráveis que a madeira, sobre as quais se aplicavam os revestimentos. Esta solução foi também aplicada em pavimentos térreos, na Baixa Pombalina [3].



1-Ventiladores no piso térreo do Palácio António José Gomes, Cova da Piedade; 2- Pavimento em madeira com vigas e tarugos, Palacete de Odivelas, Lisboa

Figura 2.9 - Soluções construtivas de pavimentos

A estrutura da cobertura é geralmente em madeira, cujo elemento principal é a asna. A estrutura secundária de apoio da cobertura é formada, sucessivamente por madres, varas e ripas, suportando estas últimas as telhas. No que se refere às escadas, tal como os pavimentos e coberturas na construção tradicional, são geralmente em madeira.

### 2.3.2 Características mecânicas

A par do conhecimento das soluções construtivas adotadas nas construções de alvenaria de pedra, em particular nas suas paredes, a compreensão das propriedades mecânicas constitui outro factor fundamental para a análise do grau de segurança das estruturas.

A caracterização mecânica da alvenaria de pedra pode ser feita a partir de: (i) ensaios laboratoriais, realizados sobre modelos experimentais ou sobre amostras reais e (ii) ensaios in-situ, recorrendo normalmente a macacos planos (simples ou duplos) [5, 6, 24].

A técnica dos macacos planos foi inicialmente criada para o ensaio de terrenos rochosos, tendo sido exportada para a avaliação do estado de tensão e das características mecânicas de estruturas de alvenaria [32]. Esta técnica, considerada não destrutiva, apresenta-se sob duas formas: ensaio simples e ensaio duplo [25]. O ensaio simples permite determinar o estado de

tensão instalado num ponto da estrutura, enquanto que o ensaio duplo permite traçar as curvas de comportamento da alvenaria (tensão vertical em função da deformação vertical e horizontal da alvenaria) e, deste modo, estimar o seu módulo de elasticidade e a capacidade resistente. Na inspecção com macacos planos duplos são utilizados dois macacos planos inseridos em dois rasgos horizontais paralelos. Desta forma, a parede compreendida entre as ranhuras é “isolada” da alvenaria envolvente, formando um “modelo experimental” que se admite sob tensão nula [25].

Existem diferentes configurações geométricas de macacos planos, apresentadas na fig. 2.10.

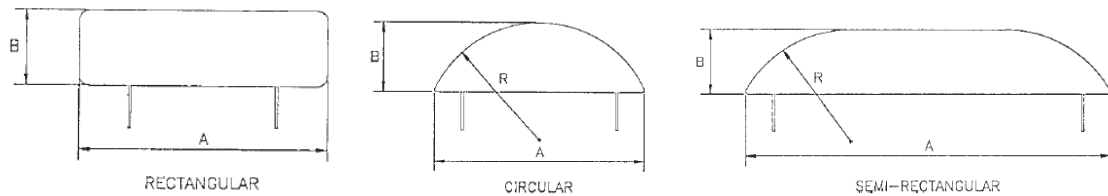


Figura 2.10 - Geometrias de macacos planos [5]

Os dois macacos planos são ligados a uma bomba hidráulica que garante a introdução, em ambos, do mesmo nível de pressão. Um conjunto de alvos colocados entre os dois macacos planos permitem medir os deslocamentos para os diferentes níveis de pressão instalados nos macacos planos.

Durante a pressurização, a área do macaco plano em contacto com a superfície de alvenaria pode variar devido à expansão do macaco dentro do corte. Espera-se que, mesmo para grandes níveis de pressão, a área de contacto seja inferior à área total do macaco. Este facto é particularmente importante quando são ensaiadas paredes de alvenaria com configuração irregular devido à maior probabilidade de existirem superfícies rugosas e vazios na alvenaria. Para facilitar a determinação da área de contacto, é colocado papel químico entre o macaco e a superfície da ranhura, intercalado entre duas folhas de papel comum, [2, 26]. Desta forma, durante o ensaio, o papel é marcado onde o contacto ocorreu.

A resistência à compressão é calculada através da equação [5]:

$$\sigma_{\text{parede}} = p \times k_m \times k_a \quad (2.1)$$

Onde:

- $k_m$  é o factor de calibração que tem em consideração a rigidez do macaco plano à deformação e o atrito do sistema hidráulico;
- $k_a$  é dada pela relação entre a área de contacto do macaco plano com a alvenaria e a área do corte;
- $p$  é a pressão lida no manómetro dos macacos planos, em MPa;
- $\sigma_{\text{parede}}$  é o valor da tensão instalada na parede (corrigida pelos coeficientes  $k_m$  e  $k_a$ ), em MPa.

Para o procedimento de calibração, cada macaco plano é ligado a uma máquina de compressão, pressionado entre duas placas de suporte de aço para fornecer contacto total e sujeito a três ciclos de pressurização e despressurização com incrementos constantes de pressão. O factor de calibração ( $k_m$ ) é obtido a partir do declive da linha de regressão entre a carga da máquina de ensaio e a carga do macaco plano [5].

Com vista ao enquadramento da parte experimental da presente dissertação, realizou-se uma pesquisa bibliográfica de trabalhos de investigação de diferentes autores, desenvolvidos nos últimos anos, cujos resultados se apresentam em seguida.

### **Ensaaios laboratoriais**

Na tabela 2.2 são apresentados os trabalhos de investigação realizados em laboratório com recurso a ensaios de compressão axial.

Tabela 2.2 - Trabalhos de investigação realizados em laboratório

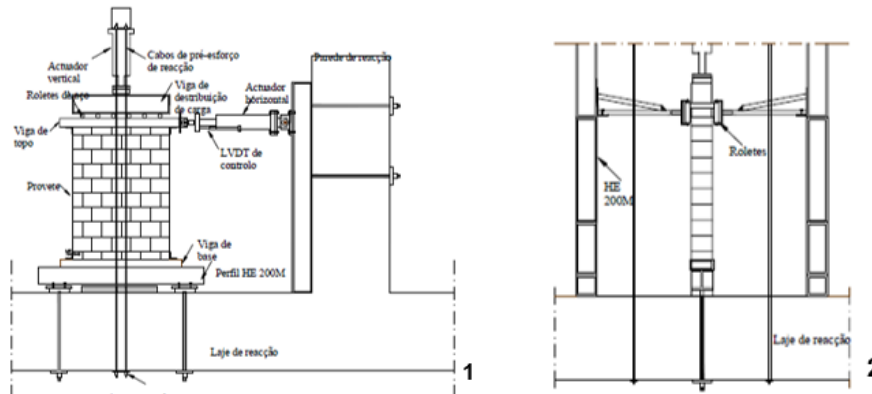
Ano	Autores	Instituição	Título
2004/05	G. Vasconcelos e P. Lourenço	UM	Análise experimental do comportamento de paredes de alvenaria não reforçada sob acções cíclicas no plano [27]
2007	F. Pinho	UNL	Paredes de alvenaria ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados [21]
2009	G. Vasconcelos e P. Lourenço	UM	Experimental characterization of stone masonry in shear and compression [28]
2014	C. Almeida, J. Guedes, A. Arêde e A. Costa	UM	Experimental study on the compressive cyclic behaviour of one-leaf stone masonry walls with different regularity patterns [1]
2014	M. Kržan, S. Gostiřc, S. Cattari e V. Bosiljkov	UL, UniGe	Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings [14]
2017	F. Pinho e V. Lúcio	UNL	Rubble stone masonry walls in Portugal material properties, carbonation depth and mechanical characterization [23]

### **Análise experimental do comportamento de paredes de alvenaria não reforçada sob acções cíclicas no plano [27]**

Na Universidade do Minho, realizou-se um trabalho que pretendia efectuar a avaliação experimental do comportamento de paredes de alvenaria de pedra não reforçada, sob acções cíclicas no plano, considerando 16 modelos de parede. Os materiais utilizados na construção de todas as paredes, nomeadamente o tipo de pedra e argamassa, foram o granito de Mondim (granito de duas micas, grão médio e alterado) e argamassa pré-doseada composta por cal hidratada natural, metacaulino pozolânico e agregados naturais extraídos de leitos de rios. Foram adotadas três tipologias diferentes: (i) paredes de alvenaria de junta seca com unidades de granito serradas e dimensões regulares, tipo PS; (ii) paredes com junta de argamassa de espessura variável e unidades com forma rectangular e dimensões variáveis, tipo PI e (iii)

paredes com aparelho completamente irregular (pedra bugalhada), tipo PR. Os modelos tinham 1,20 m de altura, 1 m de largura e 0,20 m de espessura.

Os ensaios de caracterização dos materiais revelaram para o granito valores médios da resistência à tracção e compressão de 2,3 MPa e 55 MPa, respectivamente, e uma resistência à compressão da argamassa de 4,2 MPa. O esquema estrutural de apoio à realização dos ensaios cíclicos consiste numa viga tubular fixa que se apoia num perfil HE200M e distribui a carga vertical aplicada pelo actuador vertical e transfere à parede a carga cíclica horizontal aplicada pelo actuador horizontal, fig. 2.11. A medição das deformações da parede é efectuada através de um conjunto de transdutores de deslocamento, LVDT.



1-Vista frontal; 2- Vista lateral

Figura 2.11 - Esquema do ensaio desenvolvido por G. Vasconcelos e P. Lourenço [27]

O módulo de elasticidade foi calculado para diferentes níveis de carga: 100, 175 e 250 kN. Os resultados apresentam-se na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Valores médios do módulo de elasticidade em função do nível de tensão instalada [27]

Parede	$\sigma_v = 0,5 \text{ MPa}$	$\sigma_v = 0,875 \text{ MPa}$	$\sigma_v = 1,25 \text{ MPa}$
PS	E = 3,29 GPa	E = 4,10 GPa	E = 4,72 GPa
PI	E = 3,84 GPa	E = 3,86 GPa	E = 3,91 GPa
PR	E = 2,33 GPa	E = 2,40 GPa	E = 2,50 GPa

Na fig.2.12 representam-se algumas imagens dos modos de rotura dos modelos ensaiados e na tabela 2.4 indicam-se os principais resultados obtidos.



1-Parede tipo PS; 2- Parede tipo PI; 3- Parede tipo PR

Figura 2.12 - Padrões de fendilhação dos diferentes modelos de alvenaria [27]

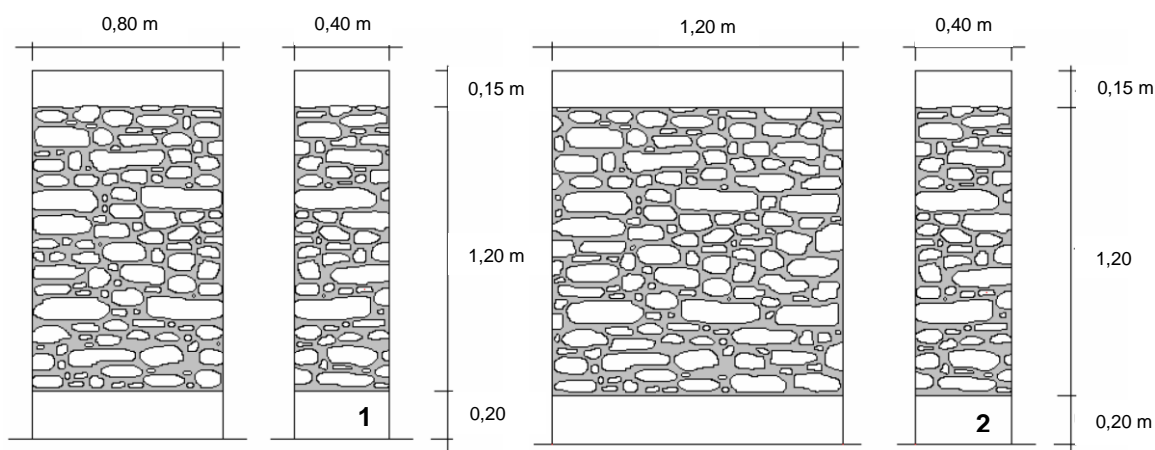
Tabela 2.4 - Valores máximo dos diagramas de força-deslocamento [27]

Parede	$F_v$ [kN]	$F_{Hmáx}$ [kN]	$d_{Hmáx}$ [mm]
PS	100	36,9	12,8
	175	62,8	22,6
	250	86,3	24,3
PI	100	37,6	14,4
	175	55,7	19,8
	250	83,2	17,1
PR	100	36,9	12,9
	175	63,6	13,8
	25	65,9	7,1

Concluiu-se, de um modo geral, que as paredes de alvenaria de pedra apresentam elevada capacidade de deformação e absorção de energia sem uma significativa perda de resistência após o início da fendilhação. Os mecanismos de rotura e os padrões de fendilhação encontrados dependem do nível de carga vertical aplicada, bem como das características mecânicas dos materiais constituintes, nomeadamente da resistência mecânica da pedra e da resistência da junta de argamassa à tracção e ao corte.

#### Paredes de alvenaria ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados [21]

Em 2007, F. Pinho, da Universidade Nova de Lisboa, apresentou a sua Tese de Doutoramento onde estudou, do ponto de vista experimental, o comportamento de construções de alvenaria de pedra ordinária (simples e reforçadas) perante a acção de cargas verticais e horizontais elevadas, geralmente responsáveis por danos estruturais [21]. Foram produzidos 62 modelos experimentais, denominados por muretes de alvenaria de pedra constituídos por 75% de pedra calcária e 25% de argamassa de cal aérea hidratada. Os modelos foram construídos em 2002 segundo técnicas tradicionais, tendo como referência a composição das paredes dos edifícios da Baxa Pombalina. Realizaram-se 35 ensaios mecânicos sobre os modelos, em dois sistemas de ensaios: 23 ensaios de compressão axial, fig. 2.13-1 e 12 ensaios de compressão-corte, fig. 2.13-2.



1-Muretes pequeno para ensaios de compressão axial; 2- Muretes grandes para ensaios de compressão-corte

Figura 2.13 - Modelos experimentais [21]

Este trabalho deu origem a uma linha de investigação, na FCT UNL, composta por um conjunto de dissertações de mestrado e artigos científicos tendo como principal objectivo quantificar a resistência mecânica de modelos experimentais de alvenaria ordinária, simples e sujeitos a várias soluções de reforço, em sistemas de ensaio concebidos para este efeito [9, 11, 12, 21]. Para a presente dissertação, inserida na mesma linha de investigação, consideraram-se relevantes alguns resultados dos ensaios realizados, sendo apresentados mais à frente nesta mesma secção, através da análise de um dos artigos científicos publicado em 2017 [17].

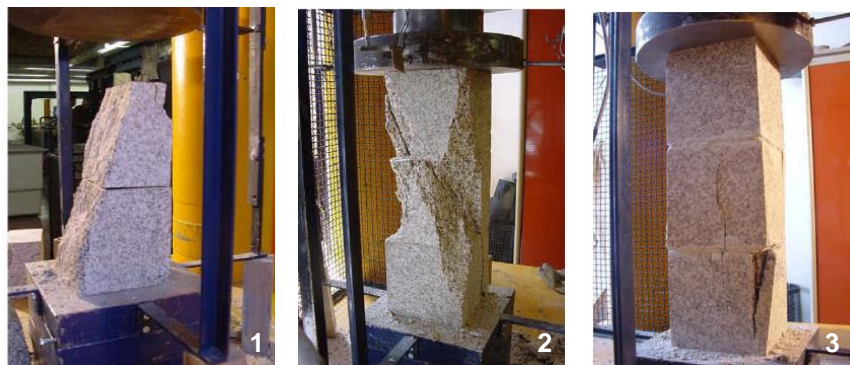
### **Experimental characterization of stone masonry in shear and compression [28]**

Num outro trabalho realizado na Universidade do Minho [28], são fornecidos os parâmetros de resistência à compressão de alvenaria de pedra aparelhada usando blocos de granito de duas micras de grão médio. Além disso, é abordada a influência da rugosidade da superfície e do material das juntas sobre o comportamento mecânico da alvenaria.

Para atingir esse objetivo, foram realizados ensaios de compressão axial num conjunto de prismas de alvenaria de pedra com tipos distintos de juntas.

Os prismas de alvenaria foram feitos com três unidades de pedra cúbica de 150 mm de comprimento e dois cursos de juntas. A espessura de argamassa ou solo granítico colocado nas juntas foi de 10 mm.

Com respeito à alvenaria seca, consideraram-se as juntas de superfície lisa (PR\_S), fig. 2.14- 1 e a superfície rugosa (PR\_SR), fig. 2.14- 2. Para amostras de argamassa, foram adotados dois tipos de material intermediário representativo de edifícios antigos, argamassa de cal de baixa resistência (PR\_SM), fig. 2.14- 3 e argila seca da peneiração de solo granítico (PR\_SS).



1-Modelo com junta seca lisa, PR-S; 2- Modelo com junta seca rugosa, PR- SR e 3- Modelo de argamassa PR\_SM

Figura 2.14 Padrões típicos de falha de prismas de alvenaria no trabalho realizado por G. Vasconcelos e P. Lourenço [28]

O equipamento utilizado para o ensaio de compressão axial consistiu numa armação de aço rígida tridimensional. Para induzir uma distribuição de carga uniforme, uma chapa de aço grossa conectada a um assento esférico de aço foi colocada na parte superior do modelo. A

deformação do espécime durante o teste foi gravada por meio de quatro LVDTs localizados entre placas de aço de cada lado da amostra.

Numa primeira etapa, duas amostras de cada tipo de alvenaria foram submetidas à compressão monotónica sob controle de deslocamento. Numa segunda fase, mais cinco amostras foram testadas sob controle de carga e para condições cíclicas no regime de pré-pico em três estádios de carga diferentes, correspondendo a 25%, 55% e 75% da força de compressão média obtida nos dois anteriores testes monotónicos.

Para uma análise comparativa, todos os diagramas tensão-deformação obtidos sob carga monotónica são ilustrados na fig. 2.15. Para cada modelo, o valor correspondente da compressão foi obtido dividindo a carga de compressão pela área da secção transversal. A deformação em um determinado nível de tensão foi calculada dividindo o deslocamento vertical pela altura do modelo, tendo o deslocamento vertical sido tomado como a média dos deslocamentos registados pelos quatro LVDTs verticais.

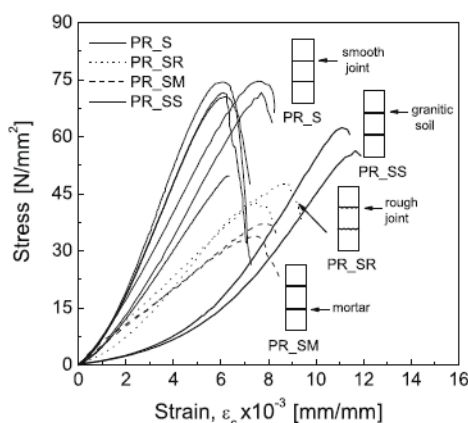


Figura 2.15 - Diagrama tensão-deformação [28]

Um resumo dos valores médios derivados dos diagramas tensão-deformação está indicado na tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Valores médios da resistência à compressão e do módulo de elasticidade obtidos por G. Vasconcelos e P. Lourenço (2009) [28]

Modelo experimental	$\sigma_{\text{máx}}$ [MPa]
PR_S (junta seca lisa)	73,0
PR_SR (junta seca rugosa)	51,9
PR_SM (junta com argamassa de cal)	37,0
PR_SS (junta de solo granítico)	64,2

De uma forma geral, concluiu-se que a condição da superfície (lisa ou rugosa) influencia o comportamento de alvenaria sob compressão, principalmente em relação à resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformação na máxima tensão. Os diferentes materiais das juntas (argamassa de cal ou argila) influenciam consideravelmente o modo de falha e a resistência à compressão da alvenaria de pedra, levando a um claro regime pré-pico distinto (diagrama tensão-deformação), resultando em um módulo de elasticidade muito diferente,

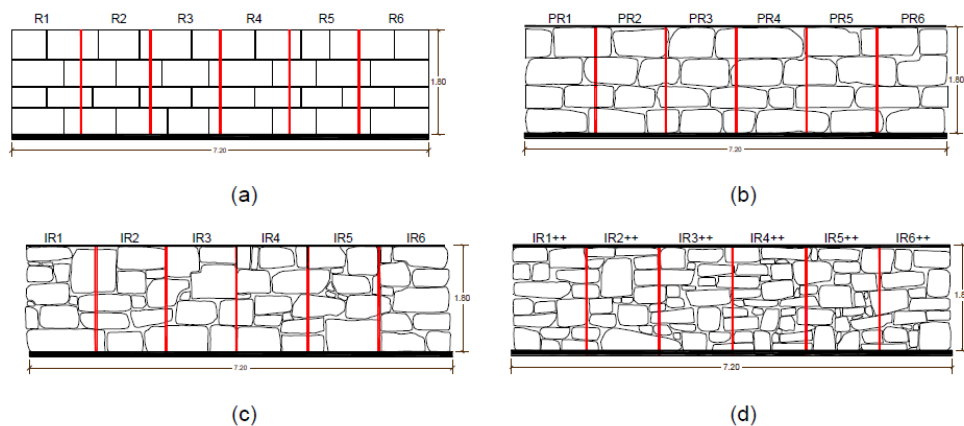


resistência à compressão e deformações permanentes após ciclos de carregamento-recarregamento. Assim, os materiais das juntas desempenham um papel central no comportamento de deformação da alvenaria de pedra sob compressão. Finalmente, deve-se ressaltar que os resultados experimentais e dados mecânicos sobre alvenaria de pedra apontados neste trabalho contribuem para a melhoria do conhecimento sobre a mecânica de alvenaria de pedra.

### Experimental study on the compressive cyclic behaviour of one-leaf stone masonry walls with different regularity patterns [1]

Em 2014, realizou-se um estudo experimental [1] que visava analisar o comportamento cíclico à compressão de paredes de alvenaria de pedra de uma folha, com diferentes padrões de regularidade. Além disso, o programa analisou também a influência do processo construtivo sobre os valores de resistência à compressão e rigidez deste tipo de alvenaria.

Construíram-se quatro grandes amostras, de uma folha com 7,20 m de largura, 1,80 m de altura e 0,28 m de espessura, representando quatro texturas diferentes, nomeadamente, Regular (R), Parcialmente Regular (PR), Irregular (IR) e muito Irregular (IR+) e cada uma delas foi posteriormente dividida em seis painéis individualizados de 1,20 m de largura, aproximadamente, fig. 2.16.



a) Parede regular (R); b) Parede parcialmente regular (PR); c) Parede irregular (IR); d) Parede muito irregular (IR+).

Figura 2.16 - Representação esquemática do arranjo de pedras nas quatro tipologias projectadas em laboratório [1]

Os materiais utilizados, nomeadamente a argamassa e as pedras, foram escolhidos de acordo com as condições existentes in situ. O granito amarelo foi retirado do norte de Portugal e exibiu uma resistência à compressão média de cerca de 55 MPa. A argamassa era composta por cal aérea endurecida e areia granítica com uma proporção de 1:3. A resistência à compressão média da argamassa, medida após 28 dias de cura, era igual a 1,58 MPa.

Os testes de compressão axial nos painéis parcialmente regulares, irregulares e muito irregulares foram realizados usando uma estrutura de aço, sendo a carga vertical aplicada por dois atuadores com uma capacidade máxima total de 3,0 MN, fig. 2.17. Para ensaiar os painéis regulares foi necessário usar um atuador com maior capacidade (10 MN).

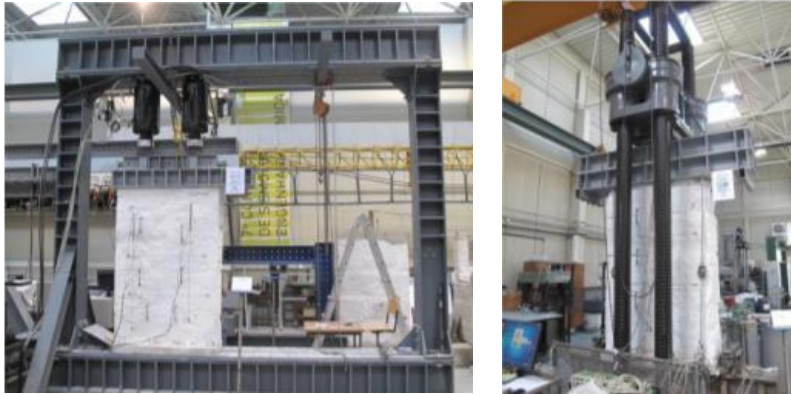
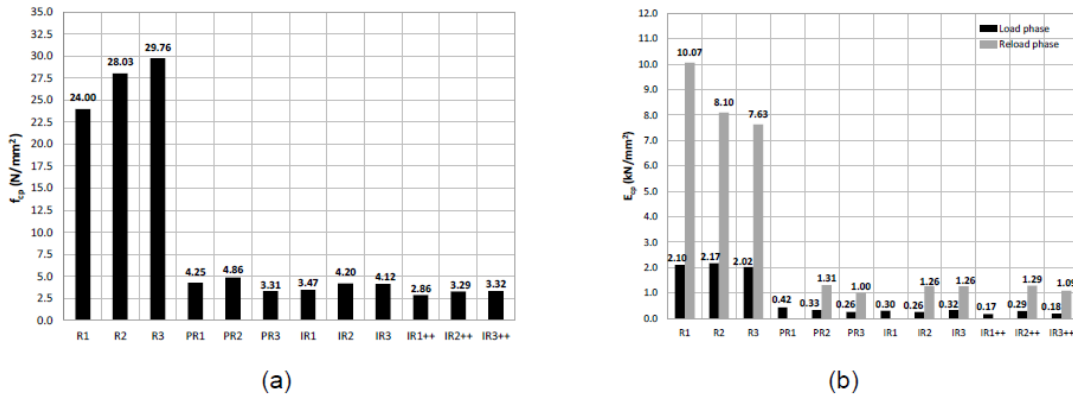


Figura 2.17 - Sistemas de ensaio de compressão axial [1]

Com o objetivo de garantir uma distribuição uniforme das cargas verticais, uma viga muito rígida constituída por dois perfis HEB200 foi colocada no topo das paredes. As deformações de cada parede foram medidas usando LVDTs.

Os testes foram realizados em duas fases. Na primeira fase, quatro painéis, um de cada tipologia (R1, PR1, IR1 e IR1 +), foram submetidos a testes monotônicos de compressão para estimar a resistência à compressão das diferentes tipologias. Na segunda fase, os restantes oito painéis (dois para cada tipologia) foram submetidos primeiro a ciclos de compressão de carga-descarga (para níveis de compressão de cerca de 10% a 40% da força máxima estimada na primeira fase) para avaliar o módulo de elasticidade  $e$ , posteriormente, a compressão até a rotura.

A fig. 2.18 mostra os valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade medidos nas duas fases do ensaio. A alvenaria regular exibe a maior resistência à compressão e módulo de elasticidade. As diferenças entre as propriedades mecânicas dos painéis R e os painéis PR, IR e IR + são atribuídas principalmente às juntas, em particular às características da zona de contato entre as pedras.



a) Resistência à compressão; b) Módulo máximo de elasticidade na fase de carga e recarga.

Figura 2.18 - Propriedades mecânicas das paredes ensaiadas [1]

Os valores médios da resistência à compressão das diferentes tipologias testadas são os seguintes:  $\sigma (R) = 27,26$  MPa;  $\sigma (PR) = 4,14$  MPa;  $\sigma (IR) = 3,93$  MPa e  $\sigma (IR+) = 3,16$  MPa.

As principais conclusões deste estudo são o facto de as paredes de tipologia R, regular, apresentarem uma maior capacidade de carga e rigidez quando comparadas às outras tipologias. O principal motivo dessa clara diferença vem da forma dos blocos de pedra e da maneira como eles estão posicionados. Com efeito, a tipologia possui juntas bastante horizontais e regulares, totalmente preenchidas com argamassa que garante uma transferência bastante uniforme de tensões verticais. No que diz respeito às tipologias PR, IR e IR+, houve uma ligeira diminuição da resistência à compressão e do módulo de elasticidade com o aumento da irregularidade dos painéis.

### Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings [14]

Este trabalho consistiu na análise e compilação das principais características mecânicas da alvenaria de pedra, de forma a adquirir parâmetros de referência para análise de desempenho estrutural de edifícios históricos. Realizaram-se ainda ensaios laboratoriais e in-situ. O ensaio in-situ foi realizado num edifício de alvenaria de pedra de duas folhas constituída por pedra calcária e arenito e argamassa de cal aérea, na Eslovénia. A partir do ensaio de macacos planos determinou-se a resistência à compressão,  $\sigma = 1,65$  MPa e o módulo de elasticidade,  $E = 790$  MPa. Os ensaios laboratoriais consistiram no estudo do comportamento de um murete de alvenaria de pedra aparelhada de três folhas, com as folhas exteriores contruídas a partir de pedras calcárias e o núcleo interno preenchido com escombros de pedra e argamassa de cal. A resistência à compressão da pedra foi de 171,5 MPa. A argamassa constituída por massa de cal apresentou uma resistência à compressão de 1,88 MPa. No total, construíram-se 16 muretes com dimensões de 1,50 m de altura, 1 m de largura e 0,40 m de espessura. Foram realizados ensaios de resistência à compressão, onde a força vertical foi aumentando

monotonicamente até à rotura, em duas paredes com diferente morfologia, uma delas construída com perpianhos e a outra não, fig.2.19.



Figura 2.19 - Muretes com e sem perpianhos ensaiados à compressão [14]

Os resultados do ensaio de compressão encontram-se na tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Propriedades mecânicas de um modelo de alvenaria de pedra [14]

Murete	$\sigma$ (MPa)	E (MPa)
Com perpianhos	6,00	798
Sem perpianhos	6,10	1 138

Resumindo todos os dados, bem como considerando os resultados de vários autores, foi elaborada a tabela 2.7 onde são apresentados os parâmetros mecânicos da alvenaria.

Tabela 2.7 - Valores de referencia dos parâmetros mecânicos de alvenaria com diferentes tipologias [14]

Tipo de alvenaria	$\sigma$ (MPa)	E (MPa)
Alvenaria de pedra irregular (seixos, pedra irregular)	0,70-1,80	200-1 050
Alvenaria de pedra com núcleo de enchimento	2,00-3,00	1 020-1 440
Pedra cortada com boa ligação	2,60-3,80	1 500-1 980
Alvenaria de pedra macia (tufo, calcário, etc.)	1,40-2,40	900-1 700
Alvenaria aparelhada	4,70-8,00	740-3 200
Alvenaria de tijolo com argamassa de cal	2,00-4,00	240-1 800

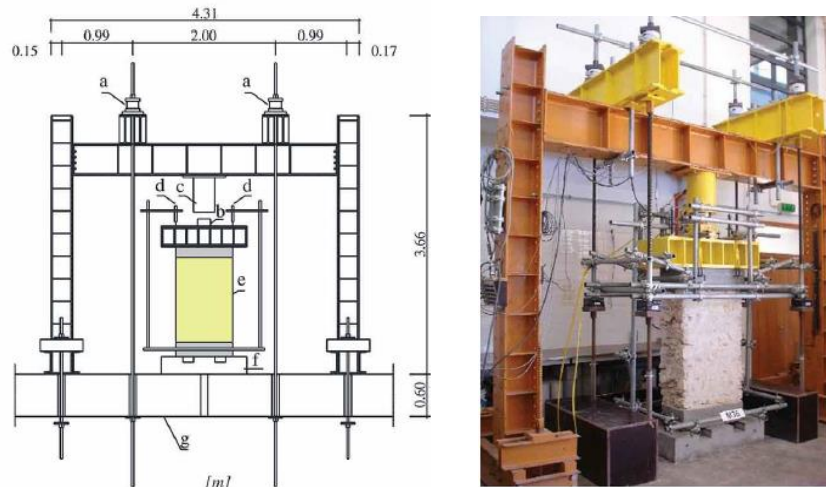
### Rubble stone masonry walls in portugal material properties, carbonation depth and mechanical characterization [23]

Na Universidade Nova de Lisboa, realizou-se um trabalho que consistiu na análise das propriedades dos materiais de paredes de alvenaria de pedra e na sua caracterização mecânica através de ensaios de compressão [23]. Foi ainda proposta uma fórmula para estimar a resistência à compressão de alvenaria de pedra de acordo com a área que se encontra carbonatada.

Os modelos experimentais de alvenaria de pedra irregular construídos para os ensaios de compressão axial tinham 1,20 m de altura, 0,80 m de largura e 0,40 m de espessura, como já foi referido. A argamassa utilizada era composta por cal aérea hidratada e areia (de rio e de areeiro), produzida ao traço volumétrico 1:3 (cal aérea:areia) sendo as areias utilizadas em partes iguais. Os ensaios de caracterização mecânica mostraram resistência à compressão do calcário de 46 MPa e resistência à compressão da argamassa de 0,65 MPa.

Os modelos foram contruídos sobre uma base de betão armado rígida e indeformável e ainda foram realizaos lintéis em betão armado que permitiram uma adequada execução dos ensaios a que os muretes se destinavam, ao promoverem a distribuição das cargas aplicadas.

No sistema de ensaio de compressão axial, a carga vertical é aplicada monotonicamente até ao colapso do modelo, usando um cilindro hidráulico (macaco) colocado entre o pórtico e uma viga metálica que distribuía a carga. Os deslocamentos verticais foram medidos no topo dos muretes, com dois transdutores de deslocamento fixos à base de betão armado do modelo, fig.2.20.



a, b- células de carga; c- cilindro hidráulico (macaco); d- transdutores de deslocamento; e- murete não reforçado (URM); f- base de ensaio; g- laje de pavimento

Figura 2.20 - Sistema de ensaio de compressão axial do trabalho realizado por F. Pinho e V. Lúcio [23]

O ensaio realizou-se em 3 dos 62 muretes construídos, M43, M21 e M32, encontrando-se os valores obtidos na tabela 2.8. Os valores médios são os seguintes:  $\sigma_{\max} = 0,43$  MPa;  $\epsilon_v^{F_{\max}} = 4,9\%$  e  $E = 0,305$  GPa. Apresentam-se ainda valores de ensaios realizados mais tarde, no âmbito de dissertações de mestrado na FCT UNL (M36- Morais, 2010; M9- Correia, 2011).

Tabela 2.8 - Resultados obtidos no ensaio de compressão axial do trabalho de F. Pinho e V. Lúcio [23]

Murete	Idade (dias)	$F_{\max}$ [kN]	$\sigma_{\max}$ [Mpa]	$\delta_v^{F_{\max}}$ [mm]	$\epsilon_v^{F_{\max}}$ [‰]	E [GPa]
M43	618	134,2	0,42	6,8	5,7	0,239
M21	626	127,7	0,40	6,4	5,3	0,409
M32	638	148,5	0,46	4,3	3,6	0,267
M36	2866	238,3	0,74	6,4	5,3	0,212
M9	3087	192,2	0,60	5,4	4,5	0,341

Na fig.2.21 representam-se algumas imagens dos modelos ensaiados à compressão.



Figura 2.21 - Modelos ensaiados à compressão axial até ao colapso [23]

A partir dos resultados, os autores relacionam o processo de carbonatação, em particular a área carbonatada do murete (Ca) com a resistência mecânica do mesmo. A evolução da resistência à compressão dos muretes simples com o índice de carbonatação da argamassa de cal aérea (Ca/A), onde A é a área total da secção transversal do murete, fig.2.22, indica que existe uma correlação linear entre estes dois parâmetros e é bastante provável que, como o traçado no gráfico mostra, quando a secção transversal é totalmente carbonatada (Ca/A=1,0), a resistência à compressão de alvenaria ( $\sigma_{\text{máx}}$ ) seja próximo de 1,0 MPa.

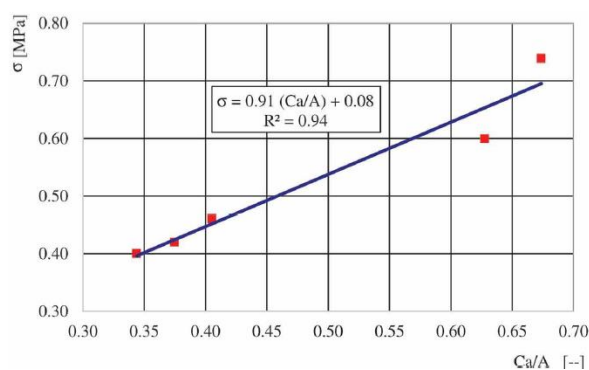


Figura 2.22 - Desenvolvimento da resistência à compressão da alvenaria com o índice de carbonatação [23]

Com base na fig.2.22, os autores estimaram a resistência à compressão dos muretes de alvenaria, em função da área carbonatada que por sua vez depende da idade dos muretes.

$$\sigma_{\text{máx}} = 0.91 (Ca/A) + 0.08 \text{ [MPa]} \quad (2.2)$$

De um modo geral, verificou-se que o comportamento mecânico dos muretes de alvenaria simples é principalmente influenciado pela reduzida resistência à compressão da argamassa

de cal aérea. O lento desenvolvimento da profundidade da carbonatação também tem uma grande influência na resistência à compressão dos modelos de alvenaria.

### **Ensaio *in-situ* (Macacos planos)**

Na tabela 2.9 são apresentados alguns trabalhos de investigação realizados *in-situ* através de macacos planos duplos.

Tabela 2.9 - Trabalhos de investigação realizados *in-situ*

Ano	Autores	Instituição	Título
2002	-	Oz, Lda.	Caracterização dos elementos resistentes do futuro Museu Municipal de Portimão
2014	A. Simões, A. Gago, M. Lopes e R. Bento	IST	Mechanical characterization of masonry walls with flat-jack tests [26]
2014	M. Andreini, A. De Falco, L. Giresini e M. Sassu	UniPi	Mechanical characterization of masonry walls with chaotic texture: procedures and results of <i>in-situ</i> tests [2]
2015	R. Vicente, T. Ferreira, J. da Silva e H. Varum	UA, UC e UP	<i>In situ</i> flat-jack testing of traditional masonry walls: case study of the old city center of Coimbra, Portugal [30]

### **Caracterização dos elementos resistentes do futuro Museu Municipal de Portimão**

A empresa Oz, Diagnóstico, Levantamento e Controlo de Qualidade em Estruturas e Fundações, Lda. tem como principal área de actividade o diagnóstico das anomalias apresentadas pelas construções e do seu desempenho, com vista à concepção e projecto de intervenções de reabilitação. Esta actividade é exercida, sobretudo, através da realização de inspecções, levantamentos e ensaios das construções, utilizando técnicas, quando possível, não destrutivas ou reduzidamente intrusivas. A pedido da Câmara Municipal de Portimão foi desenvolvido um trabalho de caracterização dos elementos resistentes da antiga fábrica da FEU, futuro Museu Municipal de Portimão. Realizaram-se ensaios *in-situ* de macacos planos duplos em diferentes edifícios (edifícios D, A2 e A3) com paredes de alvenaria de pedra irregular sujeitas a ciclos de pressurização e despressurização. A partir desses ensaios, obtiveram-se resultados da tensão e do módulo de elasticidade em três zonas denominadas por M1, M3 e M5, tabela 2.10, 2.11 e 2.12, respectivamente.

Tabela 2.10 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício A3, zona M1

Ciclo	Tensão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	
		Vertical	Horizontal
1º ciclo	0,09-0,18	957	6053
	0,18-0,27	957	9079
3º ciclo	0,27-0,36	1069	3632
	0,36-0,45	757	1651
	0,45-0,55	284	1211
5º ciclo	0,55-0,64	568	1297
	0,64-0,73	343	2594
	0,73-0,82	289	790
	0,82-0,91	149	504
	0,91-1,00	325	790
	1,00-1,09	185	491

Tabela 2.11 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício A2, zona M3

Ciclo	Tensão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	
		Vertical	Horizontal
1º ciclo	0,05-0,09	909	1135
	0,09-0,14	1515	4542
3º ciclo	0,14-0,18	568	1298
	0,18-0,23	649	1135
	0,23-0,27	1818	9083
5º ciclo	0,27-0,36	2020	9083
	0,36-0,45	826	6056
	0,45-0,55	1818	2271
7º ciclo	0,55-0,73	2020	4542
	0,73-0,91	1102	3303
	0,91-1,09	699	1817
9º ciclo	1,09-1,27	957	1652
	1,27-1,42	512	982
	1,42-1,64	454	1135
	1,64-1,82	449	699

Tabela 2.12 - Resultados do ensaio de macacos planos duplos realizado pela empresa Oz, Edifício D, zona M5

Ciclo	Tensão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	
		Vertical	Horizontal
1º ciclo	0,05-0,09	9103	2274
	0,09-0,18	2023	6063
3º ciclo	0,18-0,36	2142	5197
5º ciclo	0,36-0,55	1300	9024
	0,55-0,73	3641	2021
7º ciclo	0,73-1,09	3034	7275
	1,09-1,45	3166	3307
8º ciclo	1,45-1,64	4552	9094
	1,64-1,82	1821	2425
	1,82-2,00	1175	3307
	2,00-2,18	792	1732
	2,18-2,36	274	498
	2,36-2,55	238	627
	2,55-2,64	59	153

### Mechanical characterization of masonry walls with flat-jack tests [26]

Ainda em Portugal, no Instituto Superior Técnico de Lisboa realizou-se um estudo para avaliar as propriedades mecânicas das paredes dos dois tipos de edifícios de alvenaria mais representativos de Lisboa. Os autores desenvolveram uma campanha experimental onde foram realizados vários ensaios in situ de macacos planos [26]. Um edifício Pombalino e um Gaioleiro foram seleccionados para esta campanha experimental, fig 2.23. As paredes exteriores são muito espessas variando entre 0,80 e 1,20 m, e são constituídas por pedra calcária com argamassa de cal aérea. Um total de quatro ensaios foram realizados: um ensaio na parte de trás da parede do edifício Pombalino (P.1) e três ensaios na parede externa lateral do Edifício Gaioleiro (G.1, G.2 e G.3).





Figura 2.23 - Edifício Pombalino e Gaioleiro onde foram realizados os ensaios in-situ [26]

Nesta campanha experimental, foram utilizados macacos planos com forma semi-circular com 345 mm de comprimento e 255 mm de profundidade. Durante os ensaios foi usado um medidor mecânico com calibre de 200 mm para medir a distância entre os pontos de referência colados na superfície da alvenaria. Foram tomadas três medidas em cada par de pontos, sendo o valor final a média das medidas.

A tabela 2.13 mostra os resultados obtidos através do ensaio de macacos planos duplos.

Tabela 2.13 - Resultados dos ensaios de macacos planos duplos em paredes de alvenaria de pedra [26]

Ensaio	$\sigma_{m,m\acute{a}x}$ [MPa]	E [GPa]
P.1	0,89	2,00
G.1	0,51	0,51
G.2	0,47	0,42
G.3	0,38	0,25

Pode-se notar que a rigidez obtida para a parede de alvenaria do edifício Pombalino é significativamente maior que a rigidez obtida para o edifício Gaioleiro, o que pode indicar, indiretamente, que a parede de alvenaria do edifício Pombalino é mais compacta e, provavelmente, mais forte do que a parede de alvenaria do Gaioleiro.

Na tabela 2.14 é ainda apresentado um resumo com valores de tensão máxima e de módulo de elasticidade obtidos em vários trabalhos de pesquisa para paredes de alvenaria de pedra, incluindo os realizados neste trabalho.

Tabela 2.14 - Propriedades mecânicas de paredes e modelos de alvenaria de pedra [26]

Resultados de referência para paredes de alvenaria de pedra		$\sigma_{m\acute{a}x}$ [MPa]	E (1/3 $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) [GPa]
Ensaio de compressão em modelos experimentais de alvenaria de pedra e argamassa de cal aérea	Milosevic et al.	-	0,56
	Moreira et al.	1,60	1,0
Parede de alvenaria irregular	Norma italiana	1,00-1,80	0,69-1,05
	Andreini et al.	0,80-1,20	0,40-0,80
Ensaio in-situ de macacos planos duplos em paredes de alvenaria de pedra	Vicente	0,87-1,76	2,08
	P.1	1,89	2,00
	G	0,63	0,39

## Mechanical characterization of masonry walls with chaotic texture: procedures and results of in-situ tests [2]

Realizou-se uma campanha experimental in-situ em paredes de alvenaria de pedra, em Volterra (Pisa, Itália) [2]. O edifício ensaiado é uma construção em desuso de três andares datada do início da década de 1930. A planta tem uma forma em "U", fig.2.24, com 30m x 52m e uma altura aproximada de 14 m. A parte mais antiga, datada de 1911, é um edifício quadrangular de dois andares, feito de alvenaria de pedra irregular com arenito e blocos de pedra calcária, tijolos de argila e argamassa de cal. O valor médio de resistência à compressão da argamassa foi de 0,83 MPa. A espessura das paredes varia entre 65 cm no piso térreo a 50 cm no piso superior e a sua estrutura é de folha dupla.

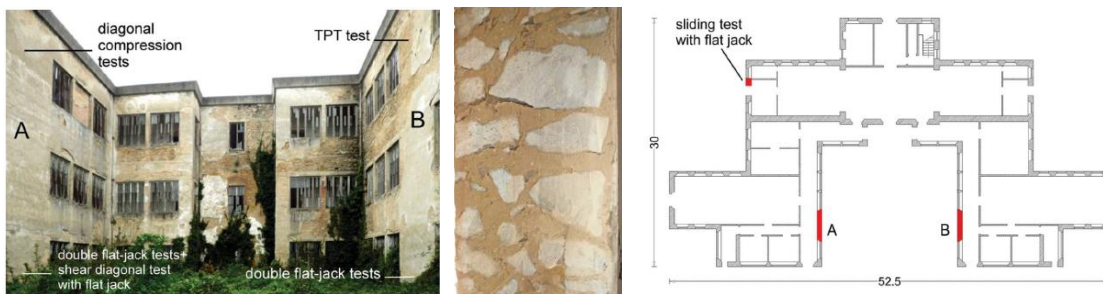


Figura 2.24 - O edifício Livi para campanha experimental in-situ [2]

Realizaram-se dois ensaios in-situ com macacos planos de forma semi-circular e dimensões de 345 mm de comprimento e 255 mm de profundidade, ligados a uma bomba manual hidráulica com dois transdutores de pressão. A tensão ( $\sigma_m$ ) aplicada na alvenaria foi igualmente estimada pela equação 2.1. O valor de  $k_m$  foi de 0,80 enquanto  $k_a$  foi igual a 0,86. Foram colocados cinco pares de pontos de referência entre os rasgos da alvenaria para medir o deslocamento horizontal e vertical durante o ensaio, por meio de um medidor mecânico com comprimento aproximado de 20 cm e equipado com um indicador de discagem centesimal.

O procedimento compreende vários ciclos de carregamento e descarga com passos de 0,3 bar até 7 bar e depois com passos de 0,5 bar. A relação entre as tensões na alvenaria e as deformações durante o ensaio é apresentada na figura 2.25, onde dois dos diagramas dos ensaios mais significativos são mostrados.

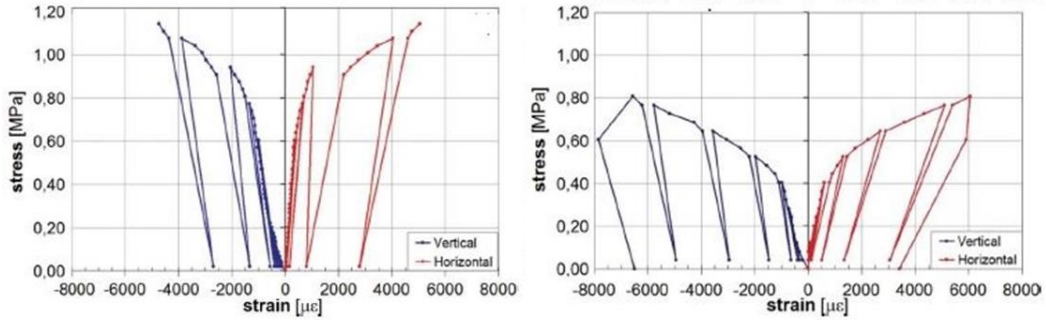


Figura 2.25 - Gráficos tensão-deformação dos resultados obtidos nos ensaios de macacos planos duplos, zona A e zona B [2]

Os valores obtidos da resistência à compressão máxima variam de 0,8 MPa a 1,2 MPa.

**In situ flat-jack testing of traditional masonry walls: case study of the old city center of Coimbra, Portugal [30]**

Realizou-se um estudo de caracterização das paredes de alvenaria no centro da Cidade Velha de Coimbra [30]. De forma a determinar a resistência e a deformabilidade das paredes, realizaram ensaios de macacos planos duplos, fig.2.26.



Figura 2.26 - Ensaio de macacos planos duplos [30]

As paredes eram de alvenaria tradicional com pedra calcária e argamassa de cal aérea. Para a realização dos ensaios utilizaram uma máquina de corte com disco diamante, um sistema de pressurização constituído por uma bomba hidráulica, um manómetro, manguelras hidráulicas e flexíveis que conectam a bomba aos macacos planos e um sistema de medição de tensão.

Os macacos planos usados neste trabalho têm uma forma semi-rectangular, com 400 mm de comprimento e 100 mm de profundidade, foram calibrados antes dos ensaios experimentais e verificados após cada ensaio com uma máquina de prensa, para ter em conta a rigidez e geometria dos macacos, bem como a fricção do circuito hidráulico.

A pressão aplicada nos ensaios foi de 0,05 MPa para o primeiro ciclo e entre 0,10 e 0,20 MPa nos outros ciclos. Durante os vários ciclos foram medidas as deformações (distância entre pontos de referência).

Foram realizados três ciclos de carregamento para cada ensaio duplo. A partir das leituras dos quatro alinhamentos verticais, o valor da deformação foi determinado para ter em conta a deformação global da secção de parede.

Os valores médios obtidos, da tensão máxima e do módulo de elasticidade inicial apresentam-se na tabela 2.15, juntamente com as principais características das paredes ensaiadas em termos da sua constituição e morfologia aparente, encontradas através da vectorização fotográfica. O valor médio de percentagem de argamassa e vazios nas paredes ensaiadas foi de 38%, sendo 62% a percentagem de pedra.

Tabela 2.15 - Percentagens da composição das paredes ensaiadas, obtidas por vectorização fotográfica e respectivos valores médios da tensão máxima e do módulo de elasticidade [30]

Ensaio	% de pedra	% de argamassa	% de vazios	$\sigma_{\text{máx}}$ [MPa]	$E_0$ [MPa]
E1	64,99	35,01	0,00	1,547	3371
E2	58,72	40,53	0,75	0,942	1205
E3	61,20	36,07	2,73	0,894	1783
E4	66,32	32,70	0,98	1,186	2941
E5	61,26	37,69	1,05	1,219	1493
E6	60,46	36,33	3,21	0,870	214
E7	63,18	31,78	5,04	0,878	341
E8	66,97	33,03	0,00	1,755	3126
E9	59,02	40,98	0,00	1,124	3659

Para clarificar a compreensão dos resultados, os ensaios que apresentam semelhanças em termos de comportamento e do valor da máxima tensão foram divididos em três grupos. Em relação aos testes E2, E3, E6 e E7, os baixos valores de resistência à compressão dos ensaios E2 e E3 são motivados por uma alta percentagem de argamassa, conforme demonstrado na tabela 2.15, assim como os ensaios E6 e E7 que resultam da alta percentagem de vazios que permitem o movimento e a rotação das pedras ou a quebra e esmagamento da argamassa situada ao lado dos vazios. No que diz respeito aos ensaios E4, E5 e E9, a alvenaria apresentava uma alta percentagem de pedra nas áreas ensaiadas, chegando a valores de resistência à compressão entre 1,00 e 1,20 MPa. Nos ensaios E1 e E8, é também a elevada percentagem de pedra que justifica os valores máximos de tensão alcançados, acima de 1,50 MPa. No ensaio E8 foram observados no entorno da ranhura blocos de pedra com cerca de 40 a 50 cm.

Por fim, os autores apresentam uma tabela com a comparação dos valores alcançados nesta campanha experimental e valores alcançados por outros autores para alvenaria de pedra irregular similar, tabela 2.16.

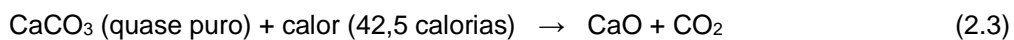
Tabela 2.16 - Tensão e módulo de elasticidade de trabalho experimentais realizados por outros autores [30]

Autores/Ensaio experimental	Tensão máxima (MPa)	Módulo de Young (MPa)
Presente campanha experimental	0,76	1713
Faccioli & Pessina (2000)	2,37	3767
Pagaimo et al. (2004)	0,70	320
Pinho (2000)	0,438	-
Roque (2002)	0,49	1000
Tomažević (1999)	0,3-0,9	200-1000
Binda et al. (2003)	0,6-1,0	900
OPCM 3431 (2003)	1,1-2,0	1020-1980

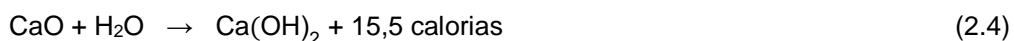
Na discussão dos resultados da presente dissertação (Capítulo 4) apresenta-se uma tabela resumo com as principais conclusões dos trabalhos apresentados anteriormente.

### 2.3.3 Evolução da profundidade de carbonatação

A cal aérea foi comumente utilizada como ligante para a preparação de argamassas em construções de alvenaria durante séculos [19, 29]. Resulta da cozedura de uma rocha calcária com impurezas, como argila, até 5%, tendo uma percentagem não inferior a 95% de carbonato de cálcio,  $\text{CaCO}_3$ , ou de cálcio e magnésio. A decomposição, pela acção da temperatura ( $894^\circ\text{C}$ ), do calcário puro dá origem ao óxido de cálcio,  $\text{CaO}$ , vulgarmente designado por “cal viva”, com libertação de dióxido de carbono, através da seguinte reacção química (calcinação):

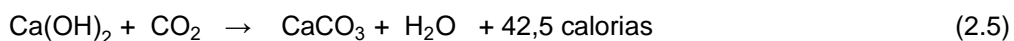


A sua combinação com a água leva à sua “extinção” com a transformação do óxido de cálcio em hidróxido de cálcio [ $\text{Ca(OH)}_2$ ], comumente designada por “cal apagada”, cal hidratada ou apenas cal, através da seguinte reacção química (hidratação):



A extinção da cal pode fazer-se por dois processos, imersão ou aspersão, dando-se com uma forte libertação de calor, que pode conduzir a temperaturas superiores a  $100^\circ\text{C}$ . Quando a extinção ocorre por imersão, isto é, mergulhando os blocos de cal viva em água, obtém-se uma pasta que se pode conservar ao longo do tempo, sem carbonatar (endurecer), podendo ser utilizada em argamassas.

Depois de aplicada, em caiação ou como constituinte de argamassas, o endurecimento da cal aérea faz-se em duas fases. Numa primeira fase, presa inicial, dá-se a evaporação da humidade em excesso. Na segunda fase, a fase de carbonatação, dá-se uma reacção química muito lenta, por combinação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono da atmosfera:



O novo carbonato de cálcio assim obtido, do ponto de vista químico, é similar ao material de partida, mas apresenta outras propriedades que a rocha original não possuía, nomeadamente o desenvolvimento das suas características de ligante, depois de misturado com a água [10].

A carbonatação é um processo químico muito lento que pode durar anos, uma vez que a reação com o dióxido de carbono ocorre de fora para dentro da alvenaria, pelo que é cada vez mais difícil para o CO<sub>2</sub> penetrar e avançar dentro do elemento [19].

A evolução da carbonatação é influenciada pela exposição ambiental, dependendo da temperatura, da humidade relativa e da concentração de dióxido de carbono e pelas características dos materiais, ou seja, a composição da argamassa, agregados e ligante. Está ainda directamente relacionada com as características da matriz porosa dos materiais, uma vez que quanto menores forem os poros, mais custa ao CO<sub>2</sub> penetrar. A humidade afecta diferentes propriedades da argamassa, como o comportamento mecânico, carbonatação e outros fenómenos. A humidade relativa média dos poros e o estado da própria água na rede de poros (líquido-gasosa) também afectam a difusão do CO<sub>2</sub> através da argamassa [19].

A carbonatação pode ser avaliada experimentalmente de diversas maneiras: a análise termogravimétrica, TGA e a difração raios-X, XRD podem medir o conteúdo de CaCO<sub>3</sub> [15, 19]. Existem outros métodos de avaliação da carbonatação, como o indicador de fenolftaleína, técnica adoptada para este trabalho. A fenolftaleína é um indicador químico de pH que pode ser usado como solução alcoólica e que fica de cor carmim ou incolor conforme o valor de pH da superfície em que se faz a aspersão. O ponto de viragem da fenolftaleína surge com um pH no valor de 9, este é o valor até ao qual a argamassa mostra estar carbonatada, ficando a fenolftaleína incolor na superfície aplicada. Quando a superfície de argamassa não está carbonatada, apresenta um pH superior a 9 e, neste caso, a fenolftaleína realça-se na cor carmim. Este indicador ácido-base permite avaliações comparativas entre modelos experimentais [21].

Apresentam-se alguns trabalhos de investigação desenvolvidos por diferentes autores sobre o processo de carbonatação para facilitar a análise e compreensão dos resultados, tabela 2.17.

Tabela 2.17 - Trabalhos de investigação analisados nesta secção para processo de carbonatação

Ano	Autores	Instituição	Título
2017	F. Pinho e V.Lúcio	UNL	Rubble stone masonry walls in Portugal material properties, carbonation depth and mechanical characterization [23]
2017	M. Oliveira, M. Azenha, P. Lourenço, A. Meneghini, E. Guimarães, F. Castro e D. Soares	UM	Experimental analysis of the carbonation and humidity diffusion processes in aerial lime mortar [19]

### **Rubble stone masonry walls in Portugal material properties, carbonation depth and mechanical characterization [23]**

Em 2016, realizou-se um estudo que consistiu na análise da evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo. A avaliação da profundidade de carbonatação (Cd) consistiu em determinar o pH, usando fenolftaleína. As medidas de profundidade de carbonatação apresentam-se na tabela 2.18.

Tabela 2.18 - Profundidade média de carbonatação da argamassa de cal aérea ao longo do tempo [23]

Murete	Idade (dias)	Profundidade de carbonatação (Cd) [mm]
M14, M20	30	3,2
M27, M37	90	6,3
M49, M50	180	15
M57, M60	365	33
M20	593	60
M43	618	55
M21	626	50
M32	638	60
M5	654	60
M12	662	55
M53	762	65
M51	769	58
M42	777	65
M30	784	55
M41	925	59
M44	927	60
M28	931	60
M10	952	54
M13	974	56
M17	992	55
M25	1065	74
M55	1070	75
M24	1083	75
M36	2866	110
M45	2876	105
M9	3087	109
M8	3158	116
M40	3294	103

Com base nas medidas obtidas, foi proposta uma fórmula para estimar a profundidade de carbonatação ao longo do tempo:

$$Cd(t) = 43 \ln(t + 270) - 240 \tag{2.6}$$

Onde t é o tempo, em dias.

Na fig. 2.27 apresenta-se a evolução da profundidade de carbonatação, valores medidos e linha de tendência [23].



Figura 2.27 - Evolução da profundidade de carbonatação na argamassa de cal aérea ao longo do tempo (valores medidos e linha de tendência) [23]

### Experimental analysis of the carbonation and humidity diffusion processes in aerial lime mortar [19]

Em 2017, realizou-se um estudo, na Universidade do Minho, que consistiu na análise experimental dos processos de carbonatação em argamassas de cal aérea e a influência deste fenómeno na evolução da respectiva resistência mecânica [19]. A argamassa era constituída por cal viva, fornecida pela empresa Lusical e uma mistura de dois tipos de areias silíceas, na proporção 1:3, de acordo com as composições usadas em argamassas tradicionais.

Para a avaliação do processo de carbonatação foram estudadas diferentes amostras cilíndricas através do indicador de fenolfateína. Além disso, foi analisada a evolução da resistência à compressão usando amostras cúbicas, tabela 2.19.

Tabela 2.19 - Detalhes das amostras [19]

Amostra	Nomenclatura	Dimensões (cm)	Ensaio
Cilindros	D36B10; D60B10; D72B10; D87B10; D150B10; D36B21; D60B21; D72B21; D87B21; D150B21; D36B90; D60B90; D72B90; D87B90; D150B90	Diâmetro: 4-15 Altura: 7,9-15	Carbonatação
Cubos	C1 a C24	5 x 5 x 5	Resistência à compressão

Para as amostras cilíndricas, cinco séries de diâmetros variados (de 36 a 150 mm) foram inicialmente armazenados dentro de moldes de plástico com as superfícies superior e inferior expostas para secar. A partir dos 3 dias, as amostras foram totalmente expostas à secagem. Com o objetivo de entender o comportamento ao longo do tempo, as amostras de cada série de tamanhos foram quebradas pela metade aos 10, 21 e 90 dias e imediatamente testadas com fenolfateína. A tabela 2.20 lista a série de amostras de acordo com a idade dos testes, bem como a profundidade de carbonatação medida.

Tabela 2.20 - Amostras ensaiadas para avaliar a profundidade de carbonatação [19]

Idade	Amostra	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Profundidade de carbonatação (mm)
10 dias	D36B10	79	36	~ 3.9
	D60B10	112	60	~ 2.7
	D72B10	155	71	~ 2.4
	D87B10	181	86	~ 1.8
	D150B10			-
21 dias	D36B21	83	36	~ 6.0
	D60B21	119	60	~ 5.9
	D72B21	153	72	~ 5.8
	D87B21	179	87	~ 5.9
	D150B21	150	150	~ 6.0
90 dias	D36B90	80	36	~ 12.3
	D60B90	60	60	~ 12.1
	D72B90	76	72	~ 11.9
	D87B90	90	87	~ 12.1
	D150B90	75	150	~ 12.0



A fig.2.28 apresenta o gráfico da evolução da carbonatação ao longo do tempo, de acordo com o diâmetro da amostra.

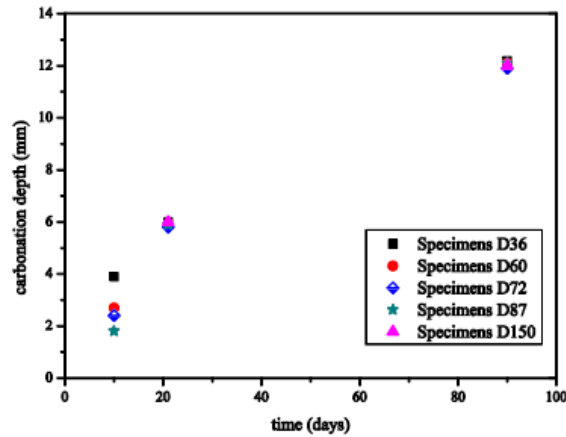


Figura 2.28 - Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo para diferentes amostras [19]

A última seção deste trabalho experimental está relacionada com a investigação da evolução da resistência à compressão. Foram ensaiadas 6 amostras cúbicas em diferentes idades, com uma amostra reservada para realizar uma medição adicional da profundidade de carbonatação por meio do indicador de fenolfateleina. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 2.21.

Tabela 2.21 - Resultados do ensaio à compressão [19]

Tempo (dias)	Resistência à compressão (MPa)	Profundidade de carbonatação (mm)
14	0,37	2,2
28	0,49	4,5
120	1,16	16
140	1,61	20

O processo de carbonatação parece ter influência no desenvolvimento de resistência à compressão. Observou-se uma tendência crescente da força de compressão ao longo do tempo, acompanhada pelo aumento da profundidade de carbonatação. Os ganhos de resistência em idades avançadas foram assim relacionados com as variações de carbonatação.



# Capítulo 3

## Trabalho experimental

### 3.1 Introdução

Sendo o objectivo da presente dissertação a caracterização da alvenaria de pedra tradicional, presente na maioria dos edifícios antigos do nosso País, é importante obter, através de ensaios, resultados que permitam o conhecimento das características mecânicas das paredes de alvenaria. Esta avaliação deve incluir testes realizados em laboratório e (ou) in situ, como já foi referido.

A componente experimental do trabalho inclui: (i) trabalho laboratorial, onde foi realizado o ensaio de compressão axial para avaliação do comportamento mecânico de um murete de alvenaria de pedra e a determinação da correspondente profundidade de carbonatação; (ii) trabalho in-situ associado à realização de ensaios de macacos planos duplos.

### 3.2 Trabalho laboratorial

Para o ensaio de compressão axial, realizado no LabDEC da FCT UNL, descreve-se o modelo experimental utilizado, as principais fases de preparação e o sistema de ensaio. Posteriormente relata-se o comportamento mecânico observado durante o ensaio.

Escolheu-se o murete M37, com dimensões 0,80x1,20x0,40 m<sup>3</sup>, sendo constituído por 75% de pedra calcária (proveniente de Rio Maior com dimensões irregulares) e 25% de argamassa (composta por cal aérea e areia, de areeiro e rio, com um traço volumétrico de 1:3 - cal aérea:areia). O murete foi executado sobre uma base de betão armado com a mesma secção geométrica que a do murete em planta e com 0,20 m de altura. Sobre o murete foi ainda construído um lintel em betão armado com 0,15 m de altura, de forma a facilitar a distribuição das cargas verticais [21].

Antes de iniciar o ensaio, procedeu-se à limpeza do murete para retirar eventuais materiais soltos e procedera à colmatação de algumas aberturas existentes, fig. 3.1, feitas para anteriores medições de profundidade de carbonatação [21]. Utilizou-se argamassa de cimento (Portland CEM II/B-L 32,5 N) e areia, na proporção 1:3.



Figura 3.1 - Trabalhos de preparação do murete

### 3.2.1 Sistema de ensaio de compressão axial

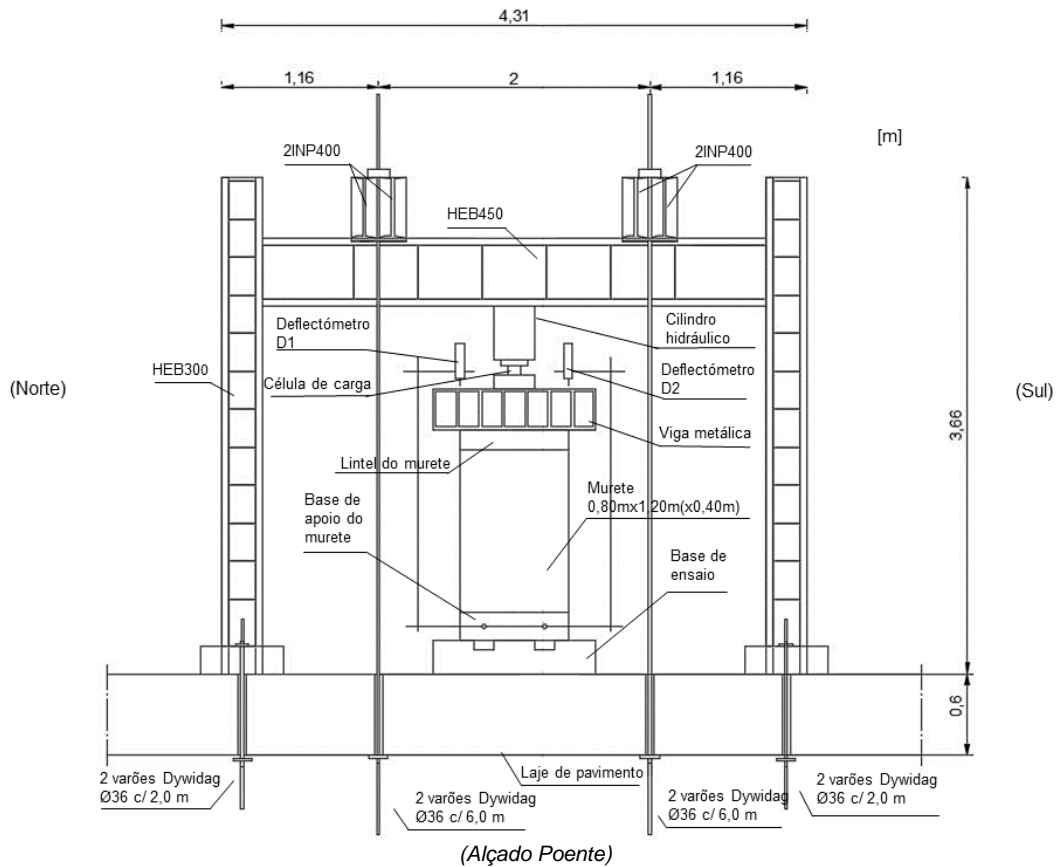
O sistema de ensaio de compressão axial é constituído por um pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por 8 parafusos M24 em cada extremidade. O pórtico está reforçado por 4 varões roscados de pré-esforço *Dywidag*, com diâmetro de 36 mm, apertados à laje de pavimento. Os 4 varões permitem a actuação do cilindro hidráulico (macaco), com uma capacidade de 3000 kN, em condições de segurança. A este pórtico está ainda associada uma estrutura metálica na qual é apoiada uma viga, com a finalidade de distribuir as cargas nela aplicadas sobre o murete. O murete apoia numa base de betão armado preparada para o efeito. Existe ainda um sistema de segurança que impede a queda do lintel do murete, na fase final do ensaio, fig. 3.2 -1. Para o ensaio do murete M37, as cargas verticais foram medidas através de uma célula de carga, CC, com uma capacidade de 500 kN, colocada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica, fig.3.2 - 2. A medição dos deslocamentos verticais foi efectuada através de dois deflectómetros de 100 mm, D1 e D2, também designados por transdutores de deslocamento, colocados na vertical dos pontos médios das arestas de topo do lintel, fig.3.2 - 3 [21]. Para servir de suporte aos deflectómetros foi montada uma estrutura metálica fixa à base do murete por meio de 4 varões roscados, 2 em cada face, frontal e tardoz. Realizaram-se quatro furos na horizontal com 16 mm de diâmetro e um comprimento de 100 mm. Preencheram-se os furos com bucha química e introduziram-se varões de aço roscados de 12 mm.



1-Vista geral; 2- Célula de carga; 3- Deflectómetro

Figura 3.2 - Instrumentação do sistema de ensaio

Na fig. 3.3 mostra-se uma representação esquemática do sistema de ensaio de compressão axial e uma vista geral do mesmo.



Em cima: Representação esquemática (adaptado de [21]); Em baixo: Aspecto final do sistema de ensaio

Figura 3.3 - Sistema de ensaio de compressão axial

### 3.2.2 Ensaio de compressão axial

Na fig. 3.4 apresenta-se o aspecto do murete M37 antes do ensaio de compressão axial.



Figura 3.4 - Aspectos do murete M37, antes do ensaio de compressão axial

Inicialmente verificou-se o desprendimento de material na face tardoiz do murete, desenvolvendo-se uma fenda inclinada na frente do murete, entre o canto superior esquerdo e o canto inferior direito, fig. 3.5.



Figura 3.5 - Ensaio de compressão axial do murete M37

Após a formação desta fenda ocorreu perda de material, com a queda da parte inferior do “cunhal” direito Poente. Seguiu-se o aumento de desagregação com o colapso total do “cunhal” direito Poente em simultâneo com a fendilhação da restante parte do murete, do centro do murete ao canto inferior esquerdo. O desprendimento sucessivo de grandes quantidades de pedra e argamassa levou ao colapso do murete, e o ensaio terminou.

Na fig. 3.6 apresenta-se o gráfico da história de carga e de deslocamentos verticais do ensaio. Inicialmente, observa-se uma carga vertical constante aplicada no murete, com um valor de 6,4 kN que corresponde ao peso da viga metálica (V) e do lintel do murete (L).

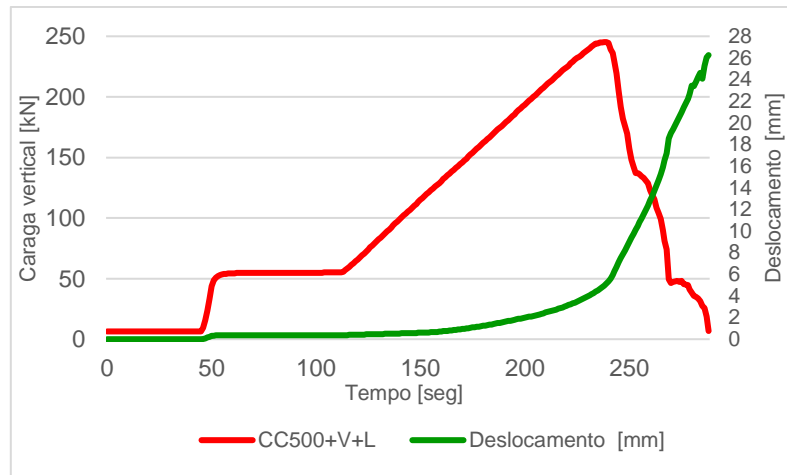


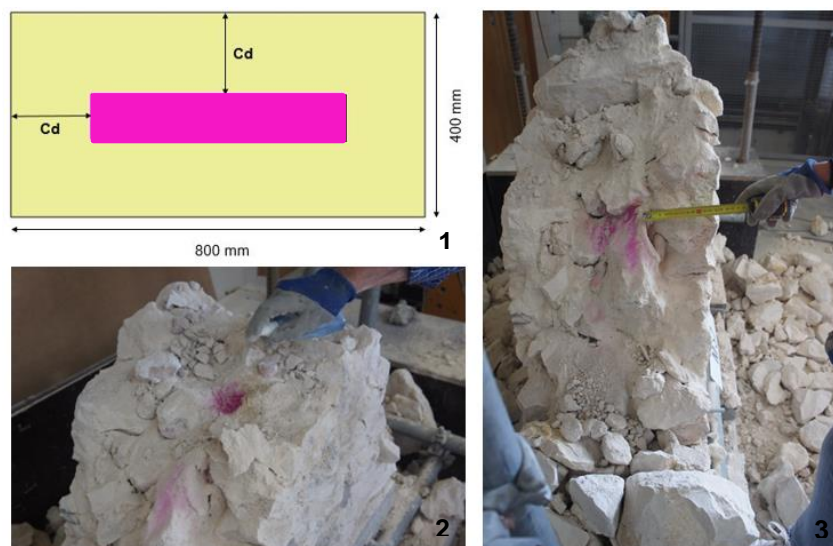
Figura 3.6 - História de carga e de deslocamentos verticais do ensaio de compressão axial do murete M37

A velocidade de aplicação de carga foi cerca de 1,55 kN/s até o murete atingir a rotura. A força máxima aplicada sobre o murete M37 foi de 245,2 kN aos 239 segundos.

### 3.2.3 Determinação da profundidade de carbonatação

Neste trabalho laboratorial e após o ensaio de compressão axial procedeu-se à limpeza das superfícies do murete já desagregado e prosseguiu-se para a aspersão da solução alcoólica de fenolftaleína para se determinar a profundidade de carbonatação com recurso a uma fita métrica, figura 3.7.

Foram medidas 5 profundidades de carbonatação, em diferente pontos e níveis, até um terço do murete, aproximadamente a 0,40 m da base, pois constatou-se que, a partir daí, a argamassa estava contaminada com pó da argamassa mais superficial, devido ao colapso durante o ensaio, não sendo possível obter resultados da profundidade de carbonatação. Os respectivos valores estão apresentados na tabela 3.1, tendo-se obtido um valor médio para a profundidade de carbonatação de 155 mm.



1-Representação esquemática de Cd (argamassa de cor neutra já carbonatada, argamassa rosa ainda não carbonatada); 2- Aspersão da solução alcoólica de fenolfateína; 3- Medição da profundidade de carbonatação

Figura 3.7 - Determinação da profundidade de carbonatação

Tabela 3.1 - Valores da profundidade de carbonatação do murete M37

Murete	Idade [dias]	Profundidade de carbonatação [mm]	Valor médio [mm]
M37	5484	145	155
		185	
		130	
		180	
		135	

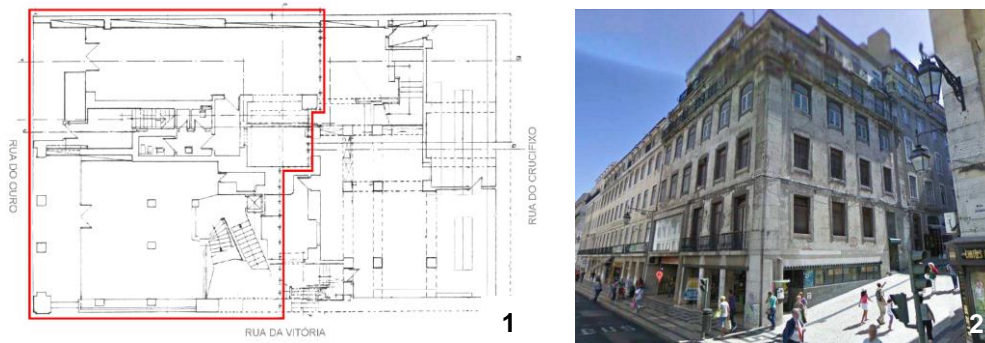
### 3.3 Trabalhos in-situ

Nesta secção identificam-se os edifícios alvo de dois ensaios de macacos planos previstos realizar no âmbito desta dissertação. Esses edifícios “antigos” localizam-se, um na Baixa Pombalina e outro no Campus da Reitoria da UNL.

#### 3.3.1 Edifício na Baixa Pombalina

O edifício em questão, de gaveto, está situado entre a Rua do Ouro e a Rua da Vitória na Baixa de Lisboa, fig.3.8. As características construtivas do edifício em estudo permitem classificá-lo como Pombalino e, como tal, é um produto da reconstrução que se seguiu ao grande sismo de 1755. Apresenta um piso térreo, 5 pisos elevados e uma cobertura. A sua estrutura é constituída por paredes de alvenaria de pedra, em fachadas e empenas, e por paredes com estrutura mista de alvenaria e madeira, em interiores, complementadas por outras paredes divisórias em tabique. Os pavimentos, as escadas e a cobertura são em madeira.





1-Limite do edifício (planta do R/C); 2- Vista do edifício desde a Rua do Ouro

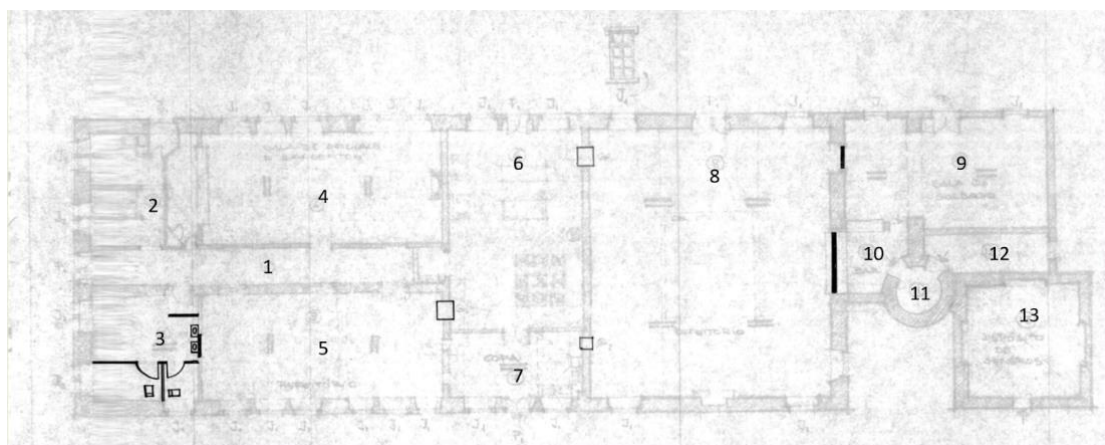
Figura 3.8 - Edifício de gaveto na Baixa pombalina

Devido às obras que estão a decorrer, deu-se a possibilidade de realizar um ensaio in-situ de macacos planos numa das paredes interiores a demolir.

O ensaio não foi realizado uma vez que, no início da preparação do mesmo (picagem do reboco) percebeu-se que a parede não correspondia ao tipo de paredes estudado neste trabalho, isto é, paredes de alvenaria de pedra. Devido às várias intervenções realizadas ao longo dos anos, a parede era de alvenaria de tijolo furado.

### 3.3.2 Prédio militar 65 (PM65) – Campus da Reitoria da UNL

O ensaio de macacos planos realizou-se num edifício situado na Reitoria da UNL em Campolide, Lisboa. O edifício está devoluto e pertence a um conjunto de edifícios inseridos no antigo Prédio Militar 65 (PM65). O edifício era utilizado como refeitório e cozinha para soldados, oficiais e sargentos, tendo uma configuração em planta rectangular com cerca de 600 m<sup>2</sup> de área bruta e um único piso, fig. 3.9.



1-Corredor; 2,3- Casas de banho; 4- Sala de oficiais e sargentos; 5- Refeitório; 6- Cozinha; 7- Copa; 8- Refeitório; 9- Sala de Soldados; 10, 11 e 12- Bar e anexo; 13- Depósito de géneros (Documento obtido no Tribunal Militar de Lisboa)

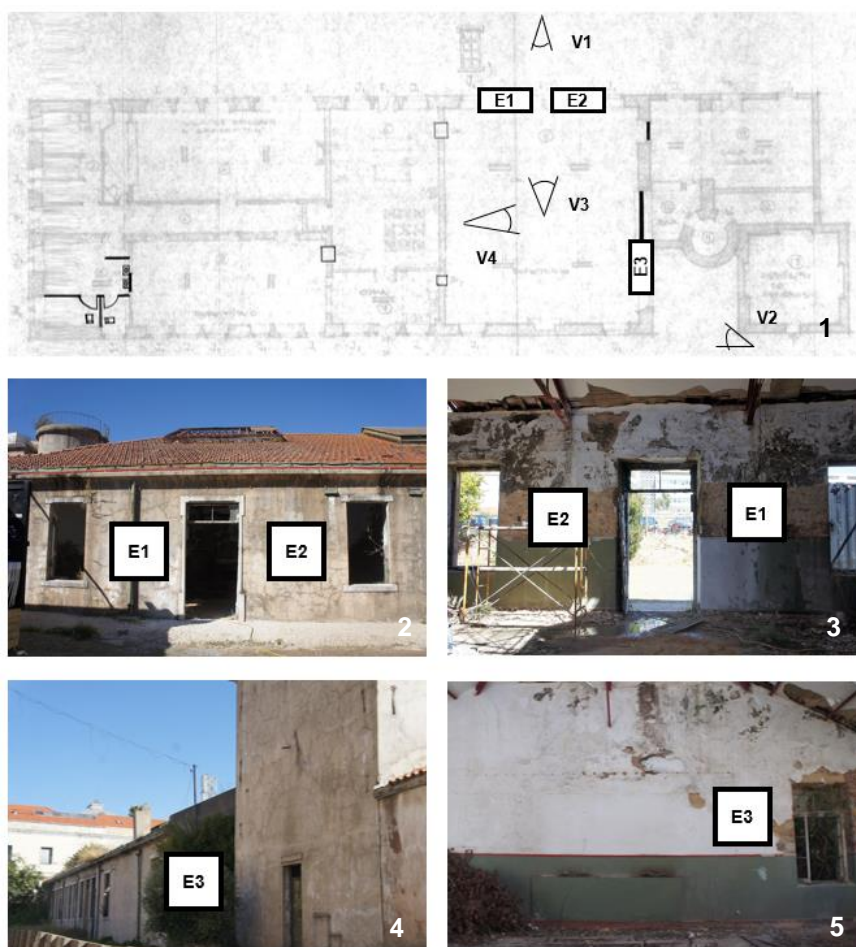
Figura 3.9 - Planta geral do edifício

A estrutura é constituída por paredes mestras de alvenaria de pedra irregular mista, rebocadas, com uma espessura média de 0,75 m. As paredes interiores de compartimentação são feitas em tijolo “burro”.

Apesar de uma das salas ter uma estrutura metálica na cobertura, devida possivelmente a uma intervenção anterior, o restante edifício apresenta uma cobertura em madeira constituída por vigas, asnas, madres e ripas que servem de apoio às telhas cerâmicas. Existe ainda um fasquiado para uma melhor aderência do reboco. A cobertura é de quatro águas com duas clarabóias.

Devido à funcionalidade do edifício, certas salas têm um revestimento de azulejos até 1,5 m da parede, inclusive as casas de banho. O pavimento é constituído por uma betonilha de regularização com um revestimento em mosaicos. O estado de conservação geral do edifício e da sua estrutura, evidenciando um conjunto de anomalias, é fraco.

Escolheram-se três locais de ensaio, indicados na fig. 3.10 e prosseguiu-se com a montagem dos andaimes para realizar os ensaios.



1-Locais de ensaio vistos em planta; 2, 3- Vista 1 e 3, respectivamente, dos locais de ensaio E1 e E2; 4, 5- Vista 2 e 4, respectivamente, do local de ensaio E3

Figura 3.10 - Locais de ensaio de macacos planos

Começou-se por abrir três janelas no paramento interior das paredes mestras, através da remoção do reboco com um martelo eléctrico, fig. 3.11- 1. Fizeram-se dois cortes horizontais em cada janela, com uma máquina de corte, fig. 3.11- 2, ligada a um ponto de água, a servir de arrefecimento, para não danificar o disco com cerca de 30 cm de diâmetro. Para retirar algum material solto e com menor dimensão recorreu-se a uma talhadeira utilizada em conjunto ao martelo, fig.3.11- 3. O controlo dos ensaios realizou-se através de pontos de referência colados, fig. 3.11- 4. Estes pontos permitem ter um controlo dos movimentos da parede a partir de medições das distâncias entre eles, antes e durante o ensaio. Para a colagem das miras de referência procedeu-se à limpeza prévia das superfícies e utilizou-se uma cola em gel rápida. Após a secagem da cola, procedeu-se ao registo das distâncias entre miras, por fiada, utilizando para o efeito uma craveira digital com calibre de 200 mm.



1-Picagem do reboco; 2- Cortes horizontais com a máquina de corte; 3- Retirar material solto; 4- Colagem das miras

Figura 3.11 - Preparação do ensaio de macacos planos duplos

O aspecto final das janelas de ensaio está apresentado na fig. 3.12.



Figura 3.12 - Janelas de ensaio: E1, E2 e E3

O ensaio realiza-se através de um sistema de pressurização, constituído por uma bomba hidráulica manual com medição de pressão (manómetro), fig. 3.13 - 1. Os macacos são ligados à bomba através de manguueiras hidráulicas flexíveis, fig. 3.13 - 2. Neste trabalho utilizaram-se macacos planos com forma semicircular, com as dimensões de 350 mm de comprimento e 260 mm de profundidade.



1-Bomba hidráulica manual com manómetro; 2- Aspecto final da disposição de equipamentos

Figura 3.13 - Sistema de ensaio de macacos planos duplos

No final destas operações, não foi possível obter resultados devido a sucessivos problemas que foram surgindo. Dos possíveis ensaios, num deles verificou-se que a parede não apresentava as melhores condições devido ao desprendimento de pedras na zona das ranhuras, fig 3.14- 1 e 2. A área entre a superfície da ranhura e o macaco é crucial uma vez que a área de contato tende a aumentar com o incremento dos níveis de tensão e reduzir quando a parede começa a quebrar [30].

Realizou-se um ensaio onde, efectivamente, houve uma deformação da parede, fig. 3.14- 3 e 4, no entanto não se conseguiu registar valores de pressão e deformação. Admite-se que esta situação se deveu a um erro do ponteiro do manómetro que apesar de mostrar resposta à pressurização inicial, em nenhum momento chegou a estabilizar nos valores desejados.

Com base nestas conclusões, não foi tentado o terceiro ensaio.

Todo o procedimento para o ensaio de macacos planos duplos realizou-se tendo como referência as normas ASTM-C1196 , ASTM-C1197 E RILEM [5, 6, 24].



1-Janela E3 com área de contacto comprometida; 2- Pormenor de E3; 3, 4- Deformação da parede e dos macacos

Figura 3.14 - Tentativas de ensaio de macacos planos duplos



# Capítulo 4

## Análise e discussão dos resultados

### 4.1 Introdução

Neste capítulo faz-se a análise dos resultados dos ensaios descritos no capítulo anterior. Numa primeira parte, os resultados obtidos são comparados com trabalhos realizados na FCT UNL, tratando-se da análise de modelos experimentais, todos construídos em 2002 sob as mesmas condições. Numa segunda parte são analisados e comparados os resultados deste trabalho experimental com resultados de outros autores nacionais e internacionais.

Para facilitar a compreensão dos resultados obtidos são apresentados:

- Diagrama conjunto de força-deslocamento e tensão-deformação;
- Valores da força máxima aplicada, que define a resistência mecânica do murete e o deslocamento correspondente a  $F_V^{m\acute{a}x}$ ;
- Módulo de elasticidade inicial do murete, calculada entre 30 e 60% da força máxima;
- Evolução da profundidade de carbonatação

### 4.2 Caracterização mecânica

A resistência mecânica do murete,  $\sigma_{m\acute{a}x}$ , determinou-se a partir do quociente entre a força máxima aplicada no murete e a área da secção transversal do murete ( $0,80 \times 0,40 \text{ m}^2$ ). Como já foi referido, verificou-se uma força máxima de 245,2 kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,77 MPa. A extensão é o quociente entre a média dos deslocamentos medidos durante o ensaio com os deflectómetros D1 e D2 e a altura do murete, 1,20 m. Na fig. 4.1 representa-se o diagrama conjunto de força-desloocamento e tensão-deformação relativo ao ensaio. O diagrama foi considerado até uma perda de capacidade resistente de 25% em relação à força máxima, ou seja, até 75% da força vertical máxima ( $75\% F_V^{m\acute{a}x}$ ). Como referido a propósito da fig. 3.6, nota-se no gráfico seguinte o acréscimo do peso da viga e do lintel à qual corresponde um valor de tensão de 0,02 MPa, sem que tenha sido feita a correcção da extensão correspondente por falta de dados exactos.

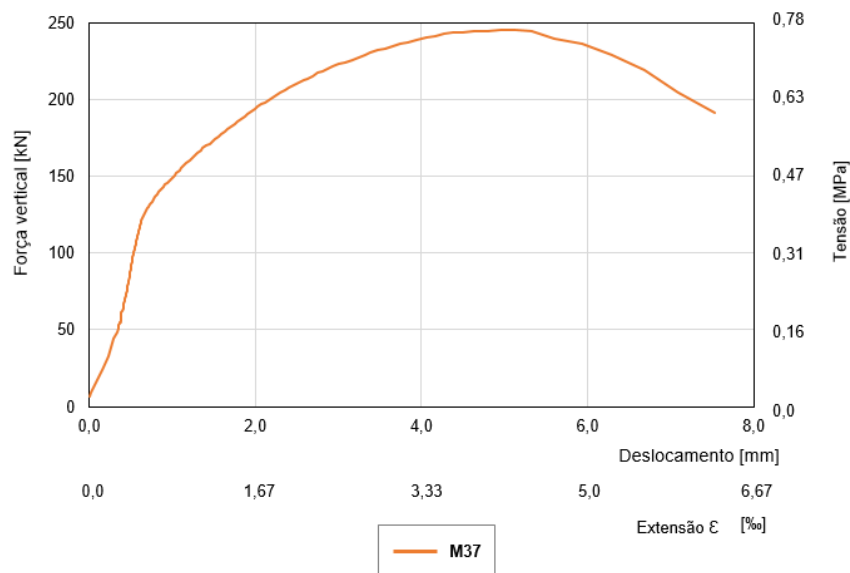


Figura 4.1 - Diagrama conjunto força-deslocamento e tensão-deformação do murete

Quando comparada com os muretes M21, M32 e M43 [21, 23] e com os muretes da mesma linha de investigação [9, 18], a resistência à compressão obtida no presente trabalho apresenta um valor mais elevado. Tal era de esperar, já que os ensaios foram realizados, propositadamente, em modelos experimentais com idades diferentes, para uma possível comparação que permita estudar a evolução das características mecânicas das paredes de alvenaria de pedra ao longo do tempo. Na fig. 4.2 comparam-se os valores de tensão máxima, extensão máxima e módulo de elasticidade, obtidos nos ensaios de compressão axial.

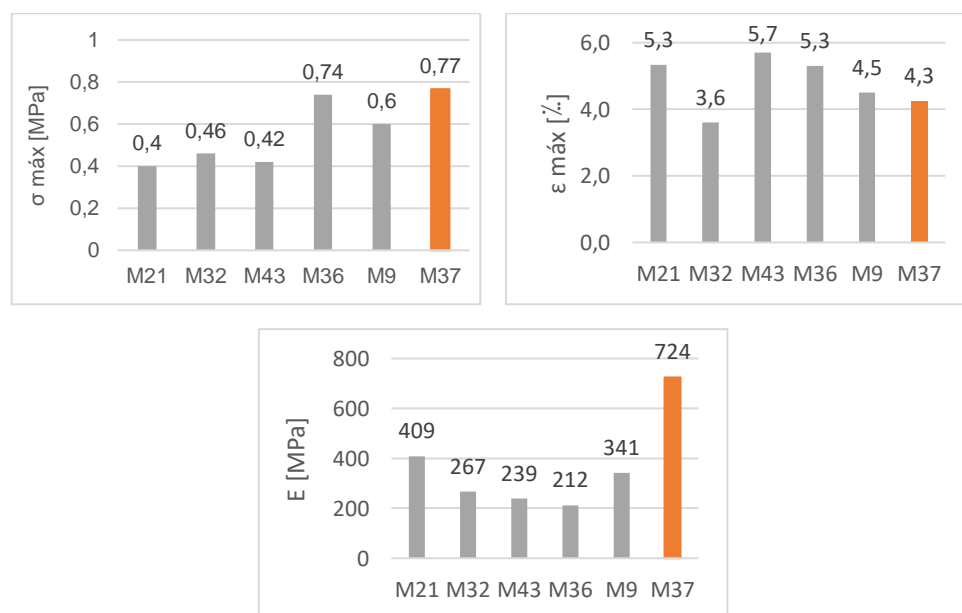


Figura 4. 2 - Valores de tensão máxima, extensão máxima e módulo de elasticidade obtidos nos ensaios de compressão axial [9, 18, 21]



Os muretes M21, M32 e M43 foram ensaiados em 2004 [21] e caracterizam-se por uma resistência à compressão da mesma ordem de grandeza. O ensaio do murete M36 foi realizado em 2010, 2866 dias após a sua construção [18], o murete M9 foi ensaiado em 2011, com 3087 dias [9] e por fim o murete M37 correspondente ao murete utilizado para este trabalho experimental, com 5484 dias.

Observando o comportamento dos muretes M421, M32 e M43, os resultados obtidos para o murete M9 e para o murete M37 são expectáveis, enquanto o do murete M36 foi superior ao que era esperado de acordo com a idade do murete.

Na tabela 4.1 resumem-se os resultados dos ensaios de compressão axial destes seis muretes, os valores da força máxima aplicada e o respectivo deslocamento, a tensão máxima e o módulo de elasticidade, calculado entre 30 e 60% da força máxima.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de compressão axial [9, 18, 21]

Murete	Idade [dias]	$F_V^{\text{máx}}$ [kN]	$\sigma^{\text{máx}}$ [MPa]	$\delta_V^{\text{máx}}$ [mm]	E [MPa]
M43 [21]	618	134,2	0,42	6,8	239
M21 [21]	626	127,7	0,40	6,4	409
M32 [21]	638	148,5	0,46	4,3	267
M36 [18]	866	238,3	0,74	6,4	212
M9 [9]	3087	192,2	0,60	5,4	341
M37	5484	245,2	0,77	5,1	724

De acordo com a tabela, o murete M37 tem quase o dobro da resistência à compressão, 0,77 MPa, dos três muretes iniciais, 0,43 MPa. Quanto ao módulo de elasticidade, o resultado obtido com o murete M37, 724 MPa, foi superior ao dobro da média do módulo de elasticidade dos três muretes iniciais, 305 MPa.

O valor da resistência mecânica foi também comparado com a fórmula 2.2, sendo que o resultado obtido, 0,77 MPa, é inferior ao estimado com base na área carbonatada do murete ( $C_a=275900 \text{ mm}^2$ ). O valor estimado é de 0,86 MPa, podendo-se afirmar que esta estimativa excede em 12% o valor obtido no ensaio.

De seguida apresenta-se um resumo, tabela 4.2, dos resultados de resistência à compressão dos trabalhos de investigação analisados e possíveis de comparar com os resultados obtidos neste trabalho.

No caso dos ensaios em laboratório, os resultados dependem de limitações como as dimensões dos modelos experimentais, a idade, o envelhecimento e o método com que foram construídos. No entanto, estes ensaios permitem obter resultados e compará-los entre si. Da mesma forma, para os ensaios in-situ, os resultados dependem, principalmente, das condições de degradação dos locais de ensaio e dos materiais e técnicas utilizados na construção da parede.

Grande parte dos resultados da resistência à compressão de alvenarias de pedra irregular com argamassa de cal aérea [2, 26, 30] são da mesma ordem de grandeza, variando entre 0,4 e 1,9 MPa.

Tabela 4.2 - Resumo dos resultados de vários trabalhos de investigação analisados

Constituição das paredes		$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)
Alvenaria de pedra irregular [14]		0,7-1,8
Alvenaria de pedra irregular com argamassa de cal aérea [26]		1,89
		0,63
Alvenaria de pedra irregular com fraca argamassa [2]		0,80-1,20
Alvenaria de pedra calcária irregular e argamassa de cal aérea [30]	E2, E3, E6 e E7	0,55 – 0,80
	E4, E5, E9	1,0 – 1,4
	E1 e E8	1,4 – 2,0

### 4.3 Profundidade de carbonatação

No contexto do trabalho de F. Pinho [21] foram registadas as profundidades de carbonatação dos muretes de alvenaria de pedra ensaiados ao longo dos anos. Na fig.4.3 apresenta-se a evolução da profundidade de carbonatação dos muretes (valores medidos e linha de tendência estimada) [23], onde o ponto laranja é o resultado obtido neste trabalho.



Figura 4.3 - Evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, adaptado de [23]

A análise da evolução da profundidade de carbonatação do murete permitiu avaliar o aumento da resistência da argamassa, do exterior para o interior à medida que a reacção com o dióxido de carbono foi evoluindo ao longo do tempo, desde a construção dos muretes até 2017.

Ao contrário do que acontece com a resistência mecânica, observa-se que a profundidade de carbonatação obtida é superior à estimada através da fórmula 2.6 [23]. Sabendo que o murete tem uma idade de 5484 dias, o valor da profundidade de carbonatação estimado foi de aproximadamente 130 mm, sendo que a profundidade de carbonatação medida foi de 155 mm.



# Capítulo 5

## Conclusões e trabalhos futuros

### 5.1 Introdução

Neste último capítulo faz-se uma síntese do trabalho realizado na presente dissertação e descrevem-se as conclusões baseadas na análise dos resultados apresentada na secção anterior. Conclui-se com algumas sugestões para trabalhos futuros.

O presente trabalho começa por fazer uma caracterização dos edifícios com paredes de alvenaria de pedra, através de uma pesquisa bibliográfica sobre trabalhos experimentais de caracterização mecânica e de avaliação da profundidade de carbonatação. O objectivo deste capítulo inicial é contextualizar o trabalho desenvolvido.

Na pesquisa bibliográfica mostraram-se alguns estudos realizados no âmbito do tema da presente dissertação, construções em alvenaria de pedra, como forma de enquadrar e apoiar os procedimentos experimentais realizados nos ensaios laboratoriais e in-situ e, quando possível, comparar os resultados obtidos neste trabalho com valores obtidos por outros autores.

A maioria dos trabalhos encontrados nesta área, caracterização da alvenaria de pedra, foram realizados na Europa, principalmente em Itália e Portugal.

O Capítulo 3 descreve o trabalho experimental realizado que consistiu num ensaio de compressão axial de um modelo experimental de alvenaria de pedra contruído em 2002 e a medição da respectiva profundidade de carbonatação. No ensaio de compressão, o murete foi sujeito a um carregamento vertical, definindo a respectiva resistência mecânica através da força vertical máxima aplicada.

Foi também descrito um ensaio in-situ de macacos planos duplos num edifício de alvenaria de pedra mista, localizado no Campus da Reitoria da UNL, em Campolide, de acordo as especificações de ASTM 1197-04 e RILEM [5, 6, 24]. Apesar de não se terem obtido resultados, todo o processo foi uma aprendizagem.

Por fim, analisaram-se os resultados obtidos, em termos: (i) experimentais, tendo sido comparados com resultados de outros autores e (ii) teóricos, tendo sido comparados com valores estimados por uma expressão teórica, que relaciona a resistência mecânica da alvenaria com a evolução da profundidade de carbonatação ao longo do tempo [23].

## 5.2 Conclusões

O murete M37 apresentou uma resistência máxima de 0,77 MPa, e um módulo de elasticidade secante de 724 MPa. O valor médio da profundidade de carbonatação foi de 155 mm. Verificou-se uma evolução da profundidade média de carbonatação de cerca de 60%, desde a data dos ensaios dos muretes M21, M32 e M43 até a data do ensaio do murete M37, traduzindo-se em ganhos de resistência.

O fenómeno de carbonatação influencia o desenvolvimento da resistência mecânica das paredes de alvenaria de pedra. Após o estudo que consistiu na análise experimental do processo de carbonatação em argamassas de cal aérea e a sua influência na evolução da resistência mecânica [18] concluiu-se que, efectivamente, a tendência crescente da força de compressão ao longo do tempo era acompanhada pelo aumento da profundidade de carbonatação. Da mesma forma, F. Pinho e V. Lúcio analisaram esta relação, propondo uma fórmula para estimar a resistência mecânica em função da área carbonatada [23]. Como já foi referido, a resistência mecânica obtida foi inferior à estimada, podendo concluir-se que, em face de esta situação e tendo sido realizado um único ensaio, deverão ser realizados mais ensaios de muretes.

Em geral, conclui-se que na argamassa de cal aérea a carbonatação tem consequências estruturais muito importantes devido ao seu efeito directo sobre as características físicas e mecânicas. Da análise do presente trabalho, é possível concluir que a argamassa, apesar de corresponder apenas a, aproximadamente, 15% do volume de elementos estruturais de alvenaria [8], é reconhecida como o principal componente, responsável pelas deformações estruturais, podendo condicionar o comportamento das paredes de alvenaria. Uma análise estrutural detalhada destas paredes exige, por isso, um cuidado especial nas argamassas, desde as suas propriedades e as dos seus constituintes, como o tipo de agregado e ligante, até à tipologia construtiva da alvenaria já que as juntas existentes de argamassa representam planos de fraqueza. Na verdade, os materiais das juntas e as condições de superfície das mesmas desempenham um papel central no comportamento de deformação da alvenaria de pedra sob compressão e no seu modo de rotura [28]. No ensaio in-situ de macacos planos [30], realizado em paredes com diferentes composições de percentagem de argamassa e pedra, os resultados de resistência à compressão são mais baixos quando a percentagem de argamassa é elevada.

A alvenaria de pedra caracteriza-se pela sua heterogeneidade [14]. O seu comportamento mecânico depende de vários aspectos como: dos seus constituintes (pedra e argamassa); da textura e morfologia; do estado de conservação e decadência da alvenaria, entre outros [8, 14]. Este trabalho pretende ampliar os dados experimentais sobre as características mecânicas da alvenaria de pedra.

### **5.3 Trabalhos futuros**

Nesta linha de investigação, propõe-se a continuação da realização de mais ensaios de muretes em laboratório.

Propõe-se a continuação do estudo da evolução da profundidade de carbonatação da alvenaria de forma a contribuir com novos valores no gráfico profundidade de carbonatação (Cd)- tempo.

Além disso, sublinha-se o interesse em concretizar o ensaio de macacos planos duplo tentado no âmbito da dissertação, de forma a comparar os resultados.



# Referências Bibliográficas

- [1] Almeida, C.; Guedes, J.; Arêde, A.; Costa, A. (2014), Experimental study on the compressive cyclic behaviour of one-leaf stone masonry walls with different regularity patterns. 9th International Masonry Conference, Guimarães
- [2] Andreini, M.; De Falco, A.; Giresini, L.; Sassu, M. (2014), Mechanical Characterization of Masonry Walls with Chaotic Texture: Procedures and Results of In-Situ Tests, *International Journal of Architectural Heritage*, 8:3, 376-407
- [3] Appleton, J. (2003), *Reabilitação de Edifícios Antigos, Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, Lisboa
- [4] Arizzi, A.; Cultrone, G. (2013), The influence of aggregate texture, morphology and grading on the carbonation of non-hydraulic (aerial) lime-based mortars, *Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol.* 46 (4) 507–520
- [5] ASTM. 2008a. ASTM-C1196-04: Standard test method for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flatjack measurements. Conshohocken, PA: ASTM International
- [6] ASTM. 2008b. ASTM-C1197-04: Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using flat-jack method. Conshohocken, PA: ASTM International
- [7] Bento, R. (2015), *Reabilitação sísmica de edifícios antigos de alvenaria*. Seminário Paredes de Alvenaria, Lisboa
- [8] Binda, L.; Saisi, A.; Tiraboschi, C. (2000), Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries, *Construction and building materials*, 14, 199-233
- [9] Correia, J. (2011), *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões*. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. FCT UNL
- [10] Coutinho, A. (2006), *Fabrico e propriedades do betão - Volume 1, 4ª Edição*. LNEC, Lisboa
- [11] Fonseca, M. (2010), *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. FCT UNL
- [12] Freire, P. (2011), *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas*. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. FCT UNL
- [13] Instituto Nacional de Estatística (INE), *Recenseamento Geral da População e da Habitação, Censos 2011*. Lisboa, 2013



- [14] Kržan, M.; Gostič, S.; Cattari, S.; Bosiljkov, V. (2014), Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings, *Bull Earthquake Eng.* 13:203–236
- [15] Lawrence, R.; Mays, T.; Walker, P.; D’Ayala, D. (2006), Determination of carbonation profiles in non-hydraulic lime mortars using thermogravimetric analysis, *Thermochim. Acta* 444 (2) 179–189
- [16] Lourenço, P.; Vasconcelos, G.; Poletti, E. (2014), Edifícios Pombalinos: Comportamento e reforço. Seminário Intervir em construções existentes de madeira, Universidade do Minho
- [17] Lúcio, V. (2015) Lisboa após o terramoto de 1755, a reconstrução e as preocupações antissísmicas. FCT UNL
- [18] Morais, H. (2011), Análise Experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional. Dissertação para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil. FCT UNL
- [19] Oliveira, M.; Azenha, M.; Lourenço, P.; Meneghini, A.; Guimarães, E.; Castro, F.; Soares, D. (2017), Experimental analysis of the carbonation and humidity diffusion processes in aerial lime mortar, *Construction and Building Materials*, 148, 38-48
- [20] Pinho, F. (2000), Paredes de Edifícios Antigos em Portugal. Coleção Edifícios. Nº 8. LNEC, Lisboa
- [21] Pinho, F. (2007), Paredes de Alvenaria Ordinária. Estudo experimental com modelos simples e reforçados, Tese de doutoramento, FCT UNL
- [22] Pinho, F. (2011), Aspectos construtivos e funcionais das paredes divisórias na construção tradicional. Paredes 2011- Divisórias: Passado, presente e futuro, 1-14; ISBN: 978- 972- 8692- 60- 5
- [23] Pinho, F.; Lúcio, V. (2017), Rubble Stone Masonry Walls in Portugal Material Properties, Carbonation Depth and Mechanical Characterization, *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis and Restoration*, pp. 1558-3066
- [24] RILEM. 2004. MDT.D.4: In-situ stress tests based on the flat-jack. Bagneux, France: RILEM
- [25] Roque, J.; Lourenço, P. (2002), Caracterização mecânica de paredes antigas de alvenaria. Um caso de estudo no Centro Histórico de Bragança. Instituto Politécnico de Bragança/ Universidade do Minho
- [26] Simões, A.; Bento, R.; Gago, A.; Lopes, M. (2014), Mechanical Characterization of Masonry Walls with Flat-Jack Tests. SEM, Lisboa
- [27] Vasconcelos, G.; Lourenço, P. (2004), Análise Experimental do Comportamento de Paredes de Alvenaria de pedra não Reforçada sob Acções Cíclicas no Plano. Sísmica 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia sísmica. Universidade do Minho, Guimarães

- [28] Vasconcelos, G.; Lourenço, P. (2009), Experimental characterization of stone masonry in shear and compression, *Construction and Building Materials*, 23, 3337-3345
- [29] Veiga, M. (2012), Argamassas de alvenarias históricas. Funções e características. Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria
- [30] Vicente, R.; Ferreira, T.; da Silva, J.; Varum, H. (2015), In Situ Flat-Jack Testing of Traditional Masonry Walls: Case Study of the Old Center of Coimbra, Portugal, *International Journal of Architectural Heritage*, 9:7, 794-810
- [31] Website: [www.wikipedia.pt](http://www.wikipedia.pt) (Necrópole de Gizé)
- [32] Website: <http://www.ncrep.pt/> (Serviços- Ensaio de Macacos Planos)