



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA
Departamento de Engenharia Civil

**Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra
tradicional de grandes dimensões.
Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas**

Pedro Filipe Rodrigues

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador científico: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Co-Orientador científico: Doutor Válter José da Guia Lúcio

JÚRI

Arguente: Doutora Maria Paulina Santos Forte de Faria Rodrigues

Vogais: Doutor Fernando Manuel Anjos Henriques

Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Doutor Válter José da Guia Lúcio

Julho de 2011



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**
Departamento de Engenharia Civil

**Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra
tradicional de grandes dimensões.
Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas**

Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Perfil de
Construção pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Pedro Filipe Rodrigues

Orientador científico: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho

Co-Orientador científico: Doutor Válder José da Guia Lúcio

Julho de 2011

**Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra
tradicional de grandes dimensões.
Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas**

COPYRIGHT

Pedro Filipe Rodrigues

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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos os que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho, em particular:

Ao Professor Fernando Pinho, meu Orientador Científico, e ao Professor Válter Lúcio, meu Co-orientador Científico, pela disponibilidade, orientação, apoio e incentivo demonstrados ao longo deste trabalho, assim como todos os conselhos e ensinamentos transmitidos.

Ao Eng. Hugo Biscaia pelo seu auxílio nos procedimentos laboratoriais.

A todos os colegas, em especial ao Marc Fonseca e Joana Correia, pela disponibilidade e auxílio prestados durante o trabalho.

Um agradecimento também ao Sr. José Gaspar e ao Sr. Jorge Silvério, técnicos do laboratório de estruturas do DEC, pela ajuda prestada na preparação do ensaio.

À minha família e amigos pelo apoio incondicional, confiança e amizade prestados no decorrer deste trabalho. Aos meus Pais pela leitura e revisão do texto.

À empresa Cudell, que na pessoa de Vânia Almeirante, emprestou o alicate de aperto utilizado na instrumentação das fitas metálicas.

À empresa Deltastigma, pela realização dos ensaios de tracção às fitas metálicas.

RESUMO

O tema abordado nesta dissertação surge na sequência de um trabalho de investigação desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da FCT/UNL [31], tendo como objectivo estudar o comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional simples e reforçados.

Na presente dissertação foi analisado o efeito do confinamento transversal contínuo conferido por fitas metálicas no comportamento de um murete em alvenaria de pedra tradicional, quantificado a sua capacidade resistente e analisado o seu modo de rotura.

O objectivo do presente trabalho foi desenvolver os conhecimentos relativos a este confinamento como integrante de uma solução de reforço em revestimento armado, para que a sua utilização seja possível na reabilitação de edifícios antigos. O murete pretende, para esse tipo de edifícios, representar as paredes de alvenaria de pedra tradicional aí existentes.

Com este intuito, descrevem-se as características construtivas dos edifícios em alvenaria de pedra tradicional, em particular as paredes, as suas anomalias mais comuns e principais técnicas de consolidação e reforço. Este estudo serve como base à realização do trabalho experimental realizado. Procede-se ao ensaio de compressão axial do murete com confinamento transversal contínuo conferido por fitas metálicas, de dimensões $1,20 \times 0,40 \times 1,20 \text{ m}^3$ e ao ensaio de determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria. São apresentados e analisados os resultados obtidos, sendo posteriormente comparados com os obtidos por outros investigadores em trabalhos que abordam o mesmo tema.

Palavras-chave: edifícios antigos; alvenaria de pedra tradicional; reabilitação estrutural; confinamento transversal; fitas metálicas.

ABSTRACT

This dissertation theme arises from an investigation work developed in the Department of Civil Engineering of FCT/UNL [31], regarding the study of the mechanical behaviour of reinforced and unreinforced stone masonry walls.

In the present dissertation, the behaviour of a stone masonry wall with continuous transverse confinement metal straps was analysed and his load capacity and failure mode studied.

The objective of the present work is to improve the knowledge regarding this type of confinement as a part of integrated reinforced solution, so it can be used on the structural rehabilitation of old masonry buildings. The analysed experimental model wall intends to exemplify the stone masonry walls present on this sort of buildings.

The characteristics of stone masonry walls are studied, comprised on the main anomalies and major retrofitting and strengthening techniques. This research serves as a base to carry out the experimental work.

The analysis of the mechanical behaviour of an experimental model wall, compressed axially and confined with transverse continuous metal straps with $1,20 \times 0,40 \times 1,20 \text{m}^3$ is incorporated. The carbonatation depth of the mortar present in the wall is also determined. The acquired results are presented and analysed, being later compared with those obtained by other researchers in studies that address the same subject.

Keywords: old buildings; stone masonry structures; structural rehabilitation; transverse confinement; metal straps.

ÍNDICE DO TEXTO

Capítulo I - Introdução

1.1	Enquadramento do trabalho	1
1.2	Objectivos e metodologia.....	2
1.3	Organização do texto	2

Capítulo II – Estado do Conhecimento

2.1	Introdução	5
2.2	Enquadramento histórico.....	5
2.3	Alvenaria de pedra	7
2.3.1	Fundações.....	7
2.3.2	Paredes de alvenaria de pedra tradicional.....	8
2.3.3	Paredes de compartimentação	11
2.3.4	Revestimento de paredes.....	11
2.4	Anomalias em paredes de alvenaria de pedra	12
2.4.1	Fendilhação de paredes	14
2.4.2	Desagregação de paredes	15
2.4.3	Esmagamento de paredes.....	16
2.4.4	Mecanismos de colapso de paredes de edifícios antigos	18
2.5	Técnicas de reabilitação estrutural	19
2.5.1	Injecções de caldas.....	20
2.5.2	Desmonte e Reconstrução de elementos degradados	22
2.5.3	Refechamento de juntas	23
2.5.4	Confinamento transversal simples.....	24
2.5.5	Reboco armado	27
2.5.6	Elementos de Material Compósito (FRP)	28
2.5.7	Encamisamento	28
2.5.8	Pré-esforço	29

Capítulo III – Ensaios Experimentais de Referência

3.1	Introdução	31
3.2	Trabalhos experimentais.....	32

Capítulo IV – Caracterização dos Materiais e Preparação do Murete

4.1	Introdução	57
-----	------------------	----

4.2	Descrição e caracterização da solução de reforço do murete	57
4.2.1	Furação do lintel do murete	58
4.2.2	Furação da base do murete.....	58
4.2.3	Realização dos furos transversais por onde passam as fitas metálicas	59
4.2.4	Colocação das fitas metálicas.....	59
4.2.5	Realização das almofadas de argamassa.....	61
4.2.6	Selagem dos furos com calda de cimento	62
4.2.7	Aspecto do murete pronto a ensaiar	63
4.3	Características das fitas metálicas em aço inox	63
4.3.1	Aço inox	64
4.3.2	Fitas metálicas a adquirir no mercado	64
4.3.3	Ensaio de tracção realizados às fitas metálicas adquiridas	66
Capítulo V – Ensaio Realizado sobre o Murete		
5.1	Introdução	69
5.2	Sistema de ensaio de compressão axial.....	69
5.3	Preparação final do murete prévia ao ensaio	72
5.4	Instrumentação das fitas metálicas.....	72
5.5	Comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial	73
5.6	Comportamento das fitas metálicas	75
5.7	Determinação da profundidade de carbonatação	78
Capítulo VI – Apresentação e Discussão de Resultados		
6.1	Introdução	81
6.2	Apresentação de resultados do murete M8	81
6.3	Comparação com os principais trabalhos de referência	82
Capítulo VII - Conclusões		
7.1	Síntese final	87
7.2	Conclusões e comentários finais	87
7.3	Desenvolvimentos futuros	88
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		89
Anexo I		95

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – Edifício antigo de alvenaria de pedra	1
Fig. 2.1 – Edifício Pombalino na baixa de Lisboa.....	6
Fig. 2.2 – Número de edifícios por época de construção e materiais usados na sua construção	6
Fig. 2.3 – Representação esquemática de fundações de edifícios antigos	8
Fig. 2.4 – Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de panos...10	
Fig. 2.5 – Exemplo de parede de compartimentação	11
Fig. 2.6 – Representação esquemática de abaulamento de uma parede de alvenaria de pedra.....	13
Fig. 2.7 – Fendilhação em paredes de alvenaria de pedra.....	15
Fig. 2.8 – Desagregação de alvenaria	16
Fig. 2.9 – Viga de madeira apoiada em parede de alvenaria de pedra.....	17
Fig. 2.10 – Representação esquemática do colapso de paredes ortogonais consoante a eficiência da sua ligação	18
Fig. 2.11 – Representação esquemática de mecanismos de colapso no plano da parede.....	18
Fig. 2.12 – Exemplo de injeção de caldas	21
Fig. 2.13 – Representação esquemática de desmonte e reconstrução de elementos degradados	23
Fig. 2.14 – Exemplo de refechamento das juntas com argamassa	23
Fig. 2.15 – Representação esquemática de reticulado cimentado (corte vertical)	25
Fig. 2.16 – Representação esquemática de pregagens costura (corte em planta).....	25
Fig. 2.17 – Representação esquemática de confinamento por conectores transversais de confinamento	26
Fig. 2.18 – Exemplo de confinamento transversal contínuo.....	26
Fig. 2.19 – Exemplo aplicação de reboco armado.....	27
Fig. 2.20 – Encamisamento de uma parede em alvenaria de pedra.....	28
Fig. 2.21 – Representação esquemática de pré-esforço interno utilizado na compensação de arcos em alvenaria	29
Fig. 3.1 – Execução e ambiente de cura dos modelos experimentais (muretes) de alvenaria de pedra tradicional	33
Fig. 3.2 – Esquema ilustrativo dos muretes de referência de F. Pinho	34
Fig. 3.3 – Diagramas força/deslocamento e tensão/deformação do ensaio dos muretes de referência (M43, M21 e M32)	34
Fig. 3.4 – Esquema ilustrativo da solução de reforço I de F. Pinho.....	35
Fig. 3.5 – Representação do pormenor da colocação do conector	36
Fig. 3.6 - Diagramas força/deslocamento e tensão/deformação do ensaio dos muretes da solução de reforço I	36

Fig. 3.7 – Esquema ilustrativo da solução de reforço IV de F. Pinho	37
Fig. 3.8 – Diagramas força/deslocamentos do ensaio dos muretes da solução de reforço IV	38
Fig. 3.9 – Modelo experimental ensaiado por H. Morais.....	38
Fig. 3.10 - Modelo experimental ensaiado por M. Fonseca.....	39
Fig. 3.11 – Diagrama força - deslocamento do ensaio à compressão obtido por M. Fonseca	40
Fig. 3.12 – Modelo experimental ensaiado por J. Correia	40
Fig. 3.13 – Diagrama força/deslocamento do ensaio à compressão obtido por J. Correia	41
Fig. 3.14 – Modelo experimental do trabalho realizado por D. Oliveira <i>et. al.</i>	42
Fig. 3.15 – Sistema de ensaio utilizado por C. Almeida <i>et. al.</i>	43
Fig. 3.16 – Diagramas tensão-deformação obtidos por C. Almeida <i>et. al.</i>	43
Fig. 3.17 – Modelo experimental do trabalho realizado por B. Silva.....	44
Fig. 3.18 – Diagrama força/deslocamento da parede do trabalho de B. Silva.....	45
Fig. 3.19 – Dispositivo de ensaio cíclico laboratorial do modelo de H. Varum <i>et. al.</i>	45
Fig. 3.20 – Diagrama força/deslocamento da parede do trabalho de H. Varum <i>et. al.</i>	46
Fig. 3.21 – Reforço da estrutura modelo em alvenaria de pedra por R. Bairrão <i>et. al.</i>	46
Fig. 3.22 – Esquema representativo do reforço aplicado na estrutura	47
Fig. 3.23 – Modelo experimental do trabalho realizado por M. Dolce <i>et.al.</i>	49
Fig. 3.24 – Gráfico força diagonal/deslocamento da parede M3B2 sob carregamento monotónico, antes e após reforço, obtido por M. Dolce <i>et.al.</i>	49
Fig. 3.25 – Modelo experimental do trabalho realizado por Vintzileou <i>et.al.</i>	50
Fig. 3.26 – Modelo experimental e sistema de ensaio utilizado por Valluzzi <i>et. al.</i>	51
Fig. 3.27 – Modelo experimental do trabalho realizado por Valluzzi <i>et. al.</i>	53
Fig. 3.28 – Modelo experimental do trabalho realizado por M. Sorour <i>et. al.</i>	54
Fig. 3.29 – Modelo experimental do trabalho realizado por R. Petersen	55
Fig. 4.1 – Esquema ilustrativo do murete M8 antes de ser reforçado (alçado principal e lateral).....	57
Fig. 4.2 – Furação do lintel do murete	58
Fig. 4.3 – Colocação dos varões roscados na base do murete.....	58
Fig. 4.4 – Realização dos furos para passagem das fitas metálicas.....	59
Fig. 4.5 – Colocação da rede de metal distendido à passagem da fita em cada furo	59
Fig. 4.6 – Realização da passagem das fitas pelos furos no murete	60
Fig. 4.7 – Acessórios utilizados no confinamento do murete com fitas metálicas	60
Fig. 4.8 – Finalização da colocação das fitas metálicas	61
Fig. 4.9 – Realização das almofadas de argamassa à saída de cada furo.....	61
Fig. 4.10 – Realização da calda de cimento.....	62
Fig. 4.11 – Realização da injeção de calda nos muretes.....	63
Fig. 4.12 – Aspecto do murete M8 antes do ensaio.....	63

Fig. 4.13 – Relação entre resistência mecânica, resistência à corrosão e custo nos diferentes tipos de aço inox	65
Fig. 4.14 – Modelo de fitas metálicas adquiridas à empresa <i>YuYao ZiHai Metals</i>	65
Fig. 4.15 – Ensaio de tracção das fitas metálicas realizado pela empresa Deltasigma.....	66
Fig. 4.16 – Diagrama força/deslocamento obtido nos ensaios de tracção realizados aos provetes	67
Fig. 5.1 – Representação esquemática do sistema de ensaio.....	69
Fig. 5.2 – Sistema de ensaio utilizado no murete M8.....	70
Fig. 5.3 – Aquisição de dados durante o ensaio.....	71
Fig. 5.4 – Esquema representativo da identificação dos extensómetros na fita metálica	72
Fig. 5.5 – Instalação dos extensómetros na fita metálica	73
Fig. 5.6 – Diagrama da história de carga do ensaio à compressão sobre o murete M8.....	73
Fig. 5.7 – Ensaio de compressão axial do murete M8.....	74
Fig. 5.8 – Diagrama deformação vertical do murete/extensão das fitas metálicas.....	75
Fig. 5.9 – Diagrama força vertical/extensão das fitas metálicas.....	77
Fig. 5.10 – Medição da profundidade de carbonatação do murete	79
Fig. 5.11 – Diagrama profundidade de carbonatação – tempo	80
Fig. 6.1 – Diagrama força/deslocamento do ensaio à compressão do murete M8.....	81
Fig. 6.2 – Diagrama comparativo de tensões máximas dos muretes ensaiados à compressão axial ...	83
Fig. 6.3 – Diagrama comparativo de extensões na força máxima dos muretes	83

ÍNDICE DE TABELAS

Tab. 2.1 – Diferentes épocas do edificado Lisboaeta	7
Tab. 2.2 – Quadro resumo dos elementos construtivos e anomalias vulgares	14
Tab. 3.1 – Trabalhos Experimentais de Referência Nacionais	31
Tab. 3.2 – Trabalhos Experimentais de Referência Internacionais	32
Tab. 3.3 – Características físicas e mecânicas dos principais constituintes dos muretes.....	33
Tab. 3.4 – Forças e Tensões máximas verificadas nos muretes de referência	35
Tab. 3.5 – Forças máximas verificadas nos muretes com solução de reforço I.....	36
Tab. 3.6 – Forças máximas verificadas nos muretes com solução de reforço IV	37
Tab. 3.7 – Resultados dos ensaios experimentais realizados nas paredes por D. Oliveira <i>et. al.</i>	42
Tab. 3.8 – Resultados experimentais realizados nas duas paredes, ensaiados por M. Dolce <i>et.al.</i>	49
Tab. 3.9 – Resultados experimentais do trabalho realizado por Vintzileou <i>et.al.</i>	50
Tab. 3.10 – Resultados experimentais do trabalho realizado por Valluzzi <i>et. al.</i>	52
Tab. 3.11 – Resultados dos testes de compressão antes e depois da intervenção de reforço obtidos por Valluzzi <i>et. al.</i>	53
Tab. 3.12 – Módulos de elasticidade calculados antes e depois da intervenção de reforço por Valluzzi <i>et. al.</i>	53
Tab. 3.13 – Resultados dos testes de compressão diagonal obtidos por R. Petersen.....	56
Tab. 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de tracção à fita metálica da <i>YuYao ZiHai Metals</i>	66
Tab. 5.1 – Siglas de identificação dos elementos do ensaio	71
Tab. 5.2 - Resumo dos resultados obtidos pelas fitas metálicas	76
Tab. 5.3 – Medições de carbonatação realizadas no murete M8.....	79
Tab. 6.1 – Resumo dos dados e resultados dos ensaios aos muretes à compressão axial.....	82

SIMBOLOGIA

FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
UNL	Universidade Nova de Lisboa
DEC	Departamento de Engenharia Civil
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
FRP	Fiber Reinforced Polymer (Polímeros reforçados com fibra)
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer (Polímeros reforçados com fibras de vidro)
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer (Polímeros reforçados com fibras de carbono)
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer (Polímeros reforçados com fibras de aramida)
Mf	Módulo de finura
D	Máxima dimensão do agregado
d	Mínima dimensão do agregado
EC6	Eurocódigo 6 – (EN 1996) - Projecto de estruturas de alvenaria
AISI	American Iron and Steel Institute

1.1 Enquadramento do trabalho

O presente estudo é realizado no âmbito da Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil com o tema “*Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas*” e enquadra-se num conjunto de outras dissertações [11, 15, 26] que vêm na continuação de uma Tese de Doutoramento [31] realizada por F. Pinho no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL) sobre o comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional. Com o propósito de averiguar e otimizar a sua eficácia, os resultados deste estudo serão comparados com os obtidos nos principais trabalhos de referência desta dissertação.

O património edificado presente nos grandes centros urbanos encontra-se bastante degradado, tendo implicações negativas na segurança dos seus utilizadores. São vários os edifícios antigos de alvenaria de pedra em risco de colapso que se tornam alvo de abandono e originam cenários como os ilustrados na figura 1.1, contribuindo deste modo para a criação de zonas pouco atractivas.



Fig. 1.1 – Edifício antigo de alvenaria de pedra

Nos últimos anos tem-se assistido a uma crescente preocupação em conservar e reabilitar o património arquitectónico que caracteriza o nosso país. O futuro deverá passar essencialmente pela salvaguarda, recuperação, reabilitação e valorização do património edificado intervindo de forma activa, adequada mas também sustentada e integrada [6, 23].

Até a introdução do Eurocódigo 6 – “Design of masonry structures”, EC6 [9], não existia qualquer documento nacional actualizado para o projecto de estruturas em alvenaria. Com a publicação do EC6 por parte do Instituto Português da Qualidade, é de esperar que seja reconhecida a importância das paredes de alvenaria como elementos resistentes no comportamento global de estruturas de edifícios [9, 18, 51].

Sendo esta dissertação constituída pela análise experimental de um murete construído em alvenaria de pedra tradicional (também designada por alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária), com solução de reforço parcial, o seu modelo não está incluído na classificação de paredes de alvenaria abrangidas pelo EC6, pelo que as suas regras de aplicação não são contempladas neste estudo. O EC6 apenas aborda casos de estudo relativos a edifícios novos, não estando incluídas regras para a reabilitação de edifícios antigos.

1.2 Objectivos e metodologia

A presente dissertação tem como intuito o ensaio de um murete com solução de reforço parcial, capaz de ser utilizada na reabilitação de edifícios antigos. Para tal, pretende-se avaliar a capacidade resistente de um modelo experimental em alvenaria de pedra tradicional com confinamento transversal contínuo com fitas metálicas com $1,20 \times 0,40 \times 1,20 \text{m}^3$. É importante salientar que este sistema de confinamento é parte de uma solução de reforço aproximada à solução de reforço IV incluída no principal trabalho de referência da presente dissertação realizada por F. Pinho [31]. Para tal, é necessário complementá-lo com um revestimento armado.

Foi determinada a profundidade de carbonatação da argamassa de cal aérea, constituinte do murete ensaiado nesta dissertação, sendo este construído em 2002.

1.3 Organização do texto

Esta dissertação está dividida em seis capítulos para além do presente:

No **Capítulo 2** apresenta-se o estado do conhecimento, um estudo sobre edifícios antigos em alvenaria de pedra tradicional, focado maioritariamente nas paredes constituintes, onde se incluem as características gerais, anomalias frequentes e principais técnicas de reabilitação estrutural.

No **Capítulo 3** faz-se referência a trabalhos experimentais utilizando modelos em alvenaria com ou sem reforço, desenvolvidos nos últimos anos por unidades de investigação a nível nacional e internacional.

No **Capítulo 4** são apresentados os trabalhos preparatórios a que foi sujeito o murete no âmbito da dissertação, até ser submetido ao ensaio de compressão uniaxial. Inclui-se também o ensaio de tracção realizado nas fitas metálicas usadas no confinamento transversal contínuo do murete.

No **Capítulo 5** descreve-se o ensaio de compressão axial efectuado sobre o murete, incluindo o seu comportamento mecânico e resultados obtidos e o ensaio de determinação da profundidade de carbonatação da argamassa.

O **Capítulo 6** é composto pela análise detalhada dos resultados obtidos no ensaio do murete, a sua comparação com os resultados obtidos por F. Pinho na sua Tese [31], e por outros trabalhos efectuados no Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL no âmbito de dissertações de mestrado [11, 15, 26].

No **Capítulo 7** são apresentadas algumas conclusões e comentários finais a esta dissertação, para além de sugestões de alguns desenvolvimentos futuros.

No **Anexo I** está incluída a caracterização física, mecânica e química dos materiais utilizados na construção dos muretes.

2.1 Introdução

Este capítulo é composto por uma breve caracterização das construções em alvenaria de pedra tradicional, com especial incidência em paredes de alvenaria de pedra, principais anomalias e técnicas de reabilitação estrutural. Tem como intuito servir de base ao trabalho experimental realizado no âmbito desta dissertação.

2.2 Enquadramento histórico

A alvenaria de pedra, material que integra grande parte do património cultural mundial é uma das soluções construtivas mais antigas. Dada a sua abundância na natureza, este material tornou-se largamente utilizado em todo o tipo de construções desde os tempos remotos [25].

O uso da pedra como matéria-prima na construção foi crescendo com o passar dos tempos, espalhando-se rapidamente pelo continente europeu, ligando-se ao desenvolvimento/crescimento de algumas das mais conhecidas civilizações do mundo (grega e romana por exemplo). A grandiosidade, a solidez e a durabilidade eram características das construções com este tipo de material, sendo a disponibilidade de meios para a sua construção elevada e sendo empregues as mais avançadas técnicas de construção disponíveis à época.

Também em Portugal se podem observar inúmeros exemplos de construções em alvenaria de pedra em paisagens urbanas e rurais, comprovando a consolidação e importância deste tipo de construção na nossa cultura. Exemplos disto são as várias obras desde castelos até simples casas de habitação em aldeias remotas.

Com a ocorrência do sismo de 1755 e das catástrofes que dele resultaram, a maioria do edificado Lisboa foi destruído, tal como as restantes construções da época, devastadas por desastres menores, ou mesmo pelo homem.

Lisboa passou então por um período de construção de excepcional qualidade dando origem a um sistema construtivo original e aperfeiçoado para resistir a acções sísmicas, denominado sistema pombalino. Era composto por uma estrutura de madeira flexível e resistente formando diagonais cruzadas (cruzes de Santo André), e preenchido por alvenaria pesada, rígida que no seu conjunto assegurava um desempenho notável para cargas verticais e horizontais, figura 2.1 [2].



Fig. 2.1 – Edifício Pombalino na baixa de Lisboa [53]

No final da década de 1870 surgiram os edifícios “gaioleiros”, decorrentes de uma construção mais rápida e económica, levando à decadência da qualidade de construção do período pombalino. [52]

Os procedimentos construtivos só evoluíram com a chegada das tecnologias do ferro e do aço com a revolução industrial (embora de forma pouco significativa em Portugal, com a introdução de algumas destas técnicas em alguns elementos estruturais), e mais tarde com a introdução do betão armado e pré-esforçado. Com a chegada destas novas tecnologias e materiais, perderam-se as técnicas tradicionais utilizadas inicialmente na execução das estruturas dos edifícios antigos.

A progressão dos procedimentos construtivos é visível na figura 2.2, onde está exibido o número de edifícios por época e material utilizado na sua construção.

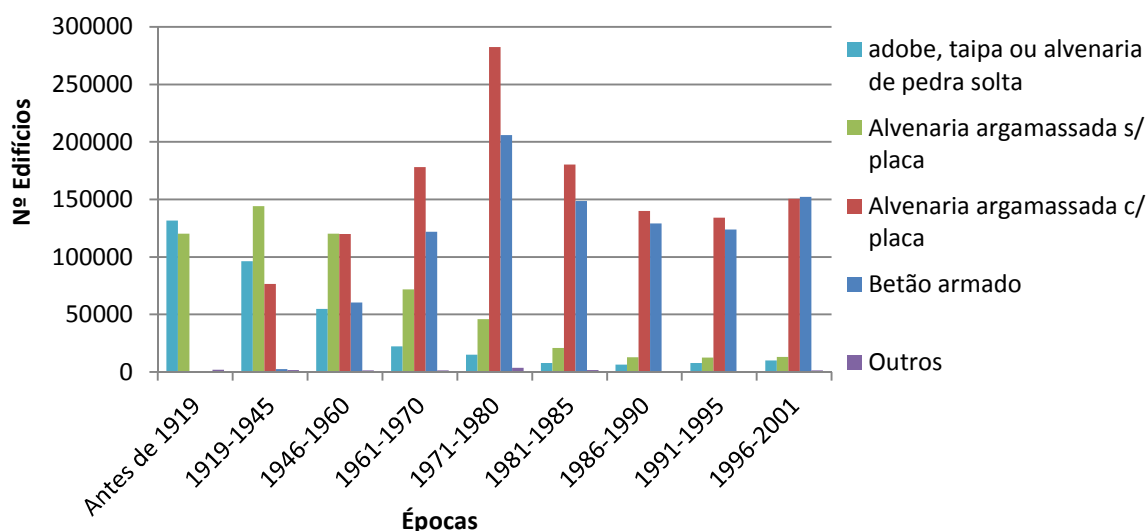


Fig. 2.2 – Número de edifícios por época de construção e materiais usados na sua construção [48]

A título elucidativo, a tabela 2.1 apresenta a evolução das tipologias construtivas do parque edificado lisboeta, generalizável para o resto do país, embora se observem regiões com características ambientais e culturais distintas [52].

Tab. 2.1 – Diferentes épocas do edificado Lisboaeta [52]

Época de Construção	Características Estruturais
Anterior a 1755	Estrutura de alvenaria
Entre 1755 e 1880	Estrutura de alvenaria da época Pombalina
Entre 1880 e 1930	Estrutura de alvenaria tipo gaioleiro
Entre 1930 e 1940	Estrutura mista de alvenaria e betão
Entre 1940 e 1960	Estrutura mista de betão armado e alvenaria
Depois de 1960	Edifícios recentes de betão armado

2.3 Alvenaria de pedra

Designa-se por alvenaria de pedra o conjunto de elementos fragmentados em várias grandezas, ligados por meio de um aglomerante, argamassa de cal ou cimento, entre outros. Caso os elementos sejam apenas travados entre si por sobreposição, designam-se por alvenaria de pedra seca.

A estrutura resultante apresenta geometria bastante irregular, heterogeneidade e descontinuidade intrínseca, sendo caracterizável pela sua baixa resistência à tracção e razoável resistência à compressão [35].

Nas construções de alvenaria de pedra os elementos preponderantes em termos estruturais são as paredes, elementos interiores ou exteriores cujo comprimento e altura excede em muito a espessura e as fundações, transmitindo as cargas da estrutura ao terreno [2].

2.3.1 Fundações

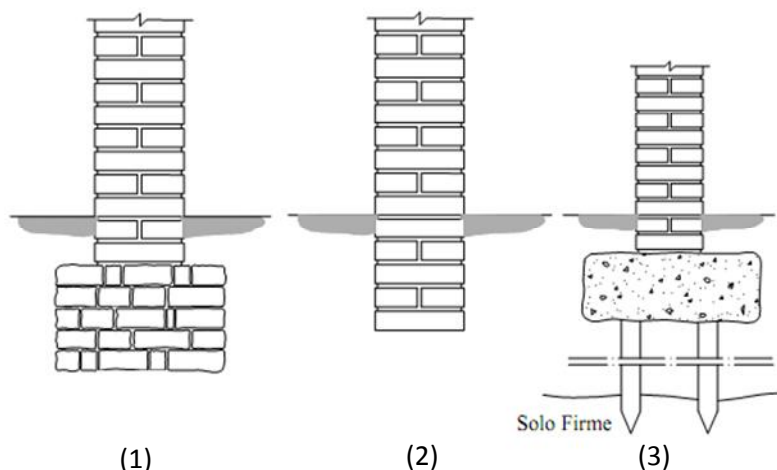
As fundações dos edifícios antigos eram constituídas por sapatas isoladas (pilares) ou contínuas (paredes) em alvenaria de pedra, fazendo a transição entre o terreno e a parede de alvenaria. Eram constituídas por uma alvenaria mais pobre que a da parede, evidenciando o facto de ser um elemento construtivo intermédio que se comprovava pelo contraste entre a alvenaria de pedra como elemento resistente e o terreno de fundação como elemento menos resistente [2].

Cada fundação apresentava uma sobrelargura em relação à parede que suportava, o que se justificava pelos erros de execução e desvios dimensionais presentes na sua construção e pelo facto de ser elemento de transição entre a parede de alvenaria e o terreno de fundação. Consoante a sua profundidade, as fundações podem dividir-se em directas ou indirectas, figura 2.3 [2, 32].

As fundações directas eram erguidas por um simples prolongamento das próprias paredes resistentes até ao terreno com a mesma largura ou com um ligeiro alargamento em função das características do terreno [35].

Para se alcançarem terrenos mais resistentes na construção de fundações era por vezes necessário aprofundar a escavação mais alguns metros. As seguintes soluções serviam esse propósito [2, 35]:

As fundações indirectas eram compostas por estacas de madeira atravessando aterros recentes e atingindo estratos mais profundos de solo resistente. Desta técnica resultam algumas limitações como a natureza das camadas que a estaca tem de atravessar antes de atingir solos mais resistentes. Outra limitação é a dificuldade em encontrar elementos em madeira resistente de dimensões tais que permitissem o uso para fundações em estacaria.



(1) - fundação directa com largura de envasamento; (2) - sem sobrelargura; (3) - fundação por estacas

Fig. 2.3 – Representação esquemática de fundações de edifícios antigos [35]

A realização de poços quadrangulares em alvenaria de pedra com boa qualidade era uma alternativa à cravação de estacas de madeira. Estes tinham geralmente um metro de lado e altura suficiente para alcançarem camadas resistentes dos terrenos de fundação. No topo eram realizados arcos em tijolo maciço ou pedra sobre os quais nasciam as paredes estruturais. Esta solução designa-se por fundação semi-directa [2, 32].

2.3.2 Paredes de alvenaria de pedra tradicional

As paredes de alvenaria de pedra são elementos construtivos cujo comprimento e altura excede a espessura. Estes são constituídos por pedras unidas entre si por disposição relativa ou adição de argamassa de cal ou cimento, entre outros [32].

Estas paredes apresentam uma grande espessura que se manifesta na razoável resistência à compressão, quase nula resistência à tracção e fraca resistência ao corte e flexão. A grande espessura justifica-se não só por razões de cariz estrutural e mecânica mas também por reduzir o risco de colapso por encurvadura e aumentar peso próprio da estrutura. A força de compressão

resultante é estabilizadora, equilibrando os esforços horizontais deslizantes e derrubantes. Estas duas razões em conjunto tornam as paredes mais resistentes a acções de derrubamento, reduzindo o risco de instalação de forças de tracção às quais estão associadas anomalias como a fendilhação do material [2, 21, 32].

Face à sua fraca resistência à tracção, estas alvenarias demonstram fragilidade a acções sísmicas ou assentamentos diferenciais. A presença de “perpianhos”, pedras transversais que atravessam toda a largura da parede, transmite informação sobre o grau de ligação entre paramentos. A existência, distribuição e dimensão de vazios pode influenciar a qualidade da construção e o seu estado de degradação.

As paredes de alvenaria de pedra podem ser classificadas segundo as suas características construtivas tendo como base os seguintes parâmetros que influenciam directa e indirectamente o seu comportamento mecânico espectável [35]:

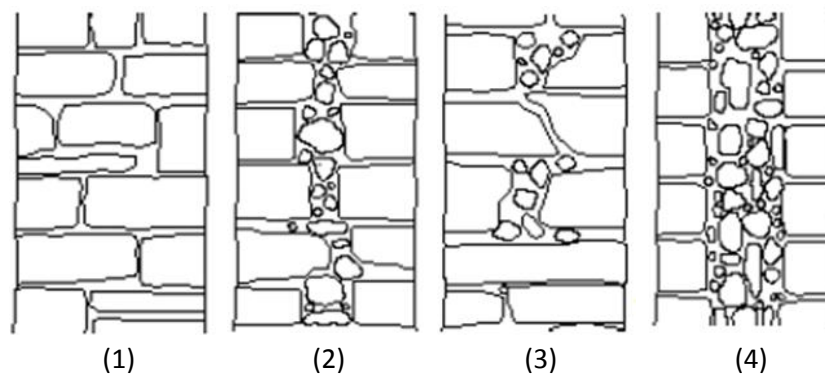
- *Pedra* – forma das pedras utilizadas, natureza e estado de conservação;
- *Assentamento* – textura e regularidade das superfícies de assentamento e sua disposição, com destaque na presença de calços ou cunhas (realizados com pedras de menores dimensões – seixos de assentamento);
- *Secção* – número de panos e respectiva espessura, presença de perpianhos, cunhos ou calçados de assentamento, dimensão e distribuição dos vazios, percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios);
- *Argamassa* – diferenciada pela sua consistência, desempenho, espessura de juntas e constituição.

As pedras usadas na sua constituição podem ser diferenciadas pela forma (trabalhadas ou não, regulares ou irregulares) ou natureza (sedimentares, metamórficas ou magmáticas), dimensões e estado de conservação. Estas podem ser assentes com argamassa, ou ser sobrepostas e justapostas sem argamassa formando alvenarias de pedra seca. As pedras naturais presentes nas paredes de alvenarias de pedra variam em função das disponibilidades geológicas locais. Era comum usarem-se pedras existentes na região como por exemplo o granito na zona norte do país, o xisto na zona centro e sul, ou o calcário na região de Lisboa e Algarve.

O assentamento das pedras diferencia-se pela regularidade da superfície (regular, irregular, desbastada, etc.), textura e disposição. Face à sua qualidade é possível estudar o comportamento mecânico e a vulnerabilidade a mecanismos de instabilidade.

A secção transversal da parede pode ser caracterizada pelo grau de sobreposição entre panos, número de panos e grau de imbricamento das pedras que desempenham uma função crítica no estudo das suas propriedades e comportamento [2, 5, 32].

Em função do número de panos, são definíveis três tipologias principais de secções de paredes, nomeadamente: um, dois ou três panos (folhas), figura 2.4.



(1) - folha simples; (2) – duas folhas sem ligação;
(3) – duas folhas com ligação; (4) - três folhas com núcleo de fraca qualidade.

Fig. 2.4 – Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de panos [17]

As paredes de alvenaria de pedra que apresentam um pano são compostas por elementos imbricados que compõem a secção transversal e exibem perpianhos em diversos pontos, blocos de grandes dimensões que apresentam comprimento igual à largura da parede e promovem um adequado travamento vertical.

Paredes que apresentem dois panos, geralmente de menor qualidade construtiva, são compostas por pedras cuja dimensão é inferior à espessura total da parede. Os seus panos podem ser ligeiramente sobrepostos na interface de contacto ou ligados por perpianhos.

As paredes de três panos são caracterizadas por um núcleo central formado por pedras ou outros materiais de menores dimensões, muitas vezes resultantes dos desperdícios das pedras maiores, utilizadas nas folhas exteriores. Apresentam morfologia irregular, vazios no núcleo central e são muito propensas a roturas frágeis facilitadas pela separação das camadas e perda de material. Nestas paredes a presença de perpianhos minimiza os fenómenos de abaulamento e fendilhação vertical interligando as camadas interiores devido à sua função de travamento [5, 17, 35].

A alvenaria de pedra tradicional, por vezes designada por alvenaria ordinária ou de pedra e cal, era composta pelo assentamento de pedra irregular de dimensões médias com argamassa de cal aérea e areia, definida muitas vezes ao traço volumétrico de 1:3. A argamassa comportava-se como elemento normalizador de transmissão de cargas verticais, garantindo a solidez do conjunto. Era uma tipologia construtiva comum nas construções portuguesas até meados do séc. XX [31, 34].

2.3.3 Paredes de compartimentação

As paredes de compartimentação, embora também recebam cargas verticais directamente, são importantes no travamento geral da estrutura, contraventando o edifício através da ligação entre paredes, pavimentos e coberturas na eventualidade da ocorrência de um sismo, figura 2.5 [32].

Ao longo do tempo, o equilíbrio estático da estrutura pode vir a ser alterado devido aos mais variados factores, como o envelhecimento dos materiais e estruturas, os movimentos das fundações e degradações devido a sismos. Sendo uma parede inicialmente concebida como elemento de separação de espaços interiores, pode tornar-se assim numa parede resistente após o reajuste do equilíbrio estático, substituindo em certos casos as paredes-mestras degradadas ou suprimidas em intervenções descuidadas [2, 32].



Fig. 2.5 – Exemplo de parede de compartimentação

2.3.4 Revestimento de paredes

Os revestimentos de paredes têm como função proteger o interior dos elementos de acções agressivas de natureza física, química e mecânica, servindo como primeira camada de protecção [2].

O uso de rebocos à base de cal aérea e areia ou argilosos como revestimento de paredes era usual. Embora fossem argamassas fracas, possuíam as características necessárias para se adequarem à base como baixa rigidez, boa porosidade, boa aderência à base e boa trabalhabilidade, em contraste com a sua baixa resistência mecânica [32].

A adição de elementos pozolânicos nas argamassas de cal aérea permitiu melhorar as suas características de endurecimento e resistência mecânica de forma significativa sem afectar muito a

sua rigidez. Isto deve-se ao facto das pozolanas, quando em contacto com a água, combinarem com o hidróxido de cálcio da cal originando compostos hidráulicos de grande estabilidade [14].

As argamassas eram aplicadas em várias camadas, normalmente três, sendo a primeira a mais forte garantindo melhor ligação à base, retraindo e fendilhando mais. As camadas posteriores eram mais fracas, variando a resistência de cada camada consoante o traço que lhe era atribuído no seu fabrico, sendo as argamassas mais fortes mais ricas em ligante. Os rebocos usados em alvenarias antigas chegavam a atingir 5cm tanto em revestimentos interiores como exteriores. Em revestimentos interiores a fendilhação era menor, facto conseguido utilizando argamassas de textura mais fina com materiais granulometricamente seleccionados, tal como o estuque com argamassas de cal e gesso.

A caição era o acabamento mais frequentemente utilizado, sendo no entanto facilmente lavável pela água da chuva. Os azulejos eram também usados como camada de acabamento de paredes, desempenhando em simultâneo a função de decoração e camada de “acabamento” da parede, proporcionando a durabilidade que a caição não assegurava [2, 32].

Com o aparecimento e divulgação do cimento Portland as técnicas tradicionais de revestimento de paredes foram esquecidas sendo os materiais tradicionais desprezados.

2.4 Anomalias em paredes de alvenaria de pedra

Mencionam-se em seguida as anomalias mais correntes em paredes de edifícios antigos, que em muitos casos podem por em risco as suas condições de segurança e no limite provocar-lhes o colapso. Embora haja diversas formas de abordar tais anomalias, qualquer análise corre o risco de estar incompleta pois a existência de cruzamentos de anomalias e respectivas causas impossibilita uma classificação rigorosa.

As principais causas directas e indirectas de anomalias em paredes de edifícios antigos são de origem natural e prendem-se com a acção da humidade e com envelhecimento inevitável dos seus materiais constituintes, actuando com mais ou menos intensidade. No entanto, caso estes edifícios não sejam sujeitos a intervenções periódicas de manutenção, a sua conservação não é assegurada tornando-se obsoletos. Nestes casos diversas anomalias de cariz estrutural podem surgir originando instabilidade local ou global [28, 37, 40].

As principais anomalias presentes na alvenaria de pedra podem ser classificadas conforme o seu comportamento material, caso resultem de deficiente estado de conservação dos seus materiais constituintes, influenciando como consequência, a capacidade resistente da alvenaria. Estas podem também ser inerentes ao comportamento estrutural, caso resultem de fenómenos de instabilidade local ou global, quando associados às ligações entre elementos estruturais, ao esmagamento de

paredes, à fraca ductilidade das alvenarias. É no entanto difícil atribuir a estas anomalias uma origem específica, pois manifestam-se geralmente com uma combinação de ambas as vertentes [35]. O excesso de humidade nas suas várias origens, nomeadamente as humidades de precipitação, de condensação (interna) e de causas fortuitas, podem também afectar as paredes provocando a sua desagregação, alterando a distribuição de tensões e diminuindo a sua capacidade resistente.

As anomalias resultantes do comportamento material relacionam-se geralmente com:

- Fraca resistência à tracção relacionada com a fraca ligação oferecida pela argamassa. Da fraca resistência à tracção resulta uma fraca resistência à flexão que se reflecte nas acções críticas para fora do plano e cargas verticais excêntricas demasiado elevadas [35];
- Uma dependência da resistência à compressão, do grau do confinamento transversal das camadas externas, da existência de material incoerente na camada interna e do volume e distribuição dos vazios [35];
- Fraca resistência ao corte da parede resultante de uma débil resistência da argamassa a tensões de corte, devido à fraca resistência a mecanismos de tracção que se formam no funcionamento global da parede, quando submetida a cargas horizontais no seu plano [28].

Anomalias relacionadas com o comportamento estrutural associam-se a fenómenos de instabilidade local ou global, como [39]:

- Baixa ductilidade e baixa capacidade de dissipação de energia durante acções sísmicas, resultante de mecanismos de rotura frágil, por instabilidade global;
- Fraca ligação transversal entre as diferentes camadas constituintes da parede, admitida pela fraca ou inexistente ligação promovida pela argamassa de assentamento. Manifesta-se após acções de compressão nas paredes de alvenaria, originando mecanismos de rotura por instabilização local, como é o caso do abaulamento, figura 2.6.

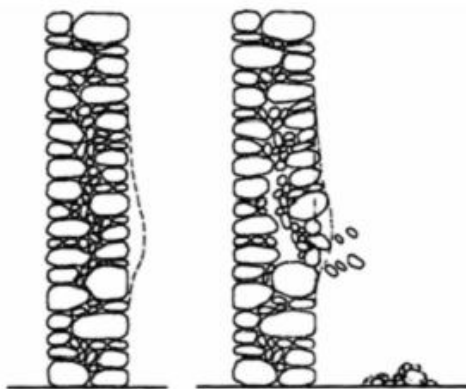


Fig. 2.6 – Representação esquemática de abaulamento de uma parede de alvenaria de pedra [32]

Embora os materiais usados na construção de paredes de edifícios antigos possam ser de natureza e origem diferente, é possível sintetizar as anomalias de cariz estrutural mais vulgares neste tipo de soluções construtivas, tabela 2.2 [33]:

Tab. 2.2 – Quadro resumo dos elementos construtivos e anomalias vulgares (adaptado de [33])

Anomalias	Elementos construtivos	
	Paredes estruturais e não estruturais	Revestimentos e acabamentos
Rotura das ligações	•	
Degradação provocada pela acção da água	•	•
Esmagamento	•	•
Fendilhação	•	•
Deformação	•	
Oxidação ou corrosão de elementos metálicos	•	
Erosão e/ou degradação por acção de agentes climáticos	•	•
Perda de aderência (ou destacamento)		•
Insuficiente permeabilidade ao vapor de água		•

Descrevem-se em seguida as anomalias estruturais mais comuns em paredes de edifícios antigos: fendilhação, desagregação, esmagamento.

2.4.1 Fendilhação de paredes

A fendilhação das paredes está associada a acções que geram esforços para os quais esta não tem capacidade para resistir, dada a sua reduzida resistência à tracção.

A fendilhação junto a aberturas de vãos de portas e janelas ou em ligações de paredes ortogonais, geralmente dos pontos mais fracos de uma parede em alvenaria antiga, ocorre devido à acumulação de tensões ao longo do seu contorno. Também a fraca qualidade dos lintéis superiores ou os arcos de descarga conduz a esforços de flexão excessivos e fissuras verticais, figura 2.7 [2].

Poderão ocorrer assentamentos diferenciais devido a movimentos nas fundações, dando origem a fendas que se estendem a toda a espessura da parede. Estas, através da sua inclinação, facultam a identificação de zonas críticas nas fundações onde se registam maiores movimentos. A presença de perpianhos melhora as ligações entre os elementos constituintes do edifício e contribui para a minoração dos efeitos de assentamento diferencial das fundações [28, 32, 33].



Fig. 2.7 – Fendilhação em paredes de alvenaria de pedra

A fendilhação causada na parede pode ocorrer apenas no seu revestimento devido à retracção das argamassas, maioritariamente as que são ricas em ligantes hidráulicos, como é o caso do cimento. A esta fendilhação está associado o aparecimento de criptoflorescência, afectando a própria estrutura. O abatimento de arcos de descarga ou o disfuncionamento estrutural das asnas da cobertura induzem impulsos horizontais que provocam forças de corte no topo das paredes que as suportam e têm como consequência a sua rotação, originando fendas horizontais na parte superior externa e na parte inferior interna da parede [2, 28, 32].

2.4.2 Desagregação de paredes

Esta anomalia bastante comum em paredes de edifícios antigos, pode resultar do agravamento da fendilhação existente na parede, ou em casos mais extremos, da acção dos agentes climáticos, como vento, poeiras, areias, poluição e acção da água, quer água das chuvas, quer águas infiltradas e humidade ascendente por capilaridade [2, 32].

O aparecimento de abaulamentos e desagregações superficiais está na maioria dos casos associado à expansão da parede por acção da humidade, deteriorando as argamassas e elementos superficiais. É um inconveniente para a capacidade resistente da parede pois diminui a sua resistência e reduz a sua espessura, criando excentricidades na actuação dos esforços, figura 2.8 [28].



Fig. 2.8 – Desagregação de alvenaria

A água é uma das principais causas de desagregação das paredes, pois infiltra-se no seu interior procurando todos os pontos fracos, criando percursos através de fendas e vazios presentes no interior. A água (contendo sais solúveis) pode ascender facilmente pelas paredes, sendo os sintomas facilmente identificáveis através da formação de uma linha horizontal nas paredes. Esta linha define pontos de equilíbrio ao longo do paramento entre a capilaridade e a capacidade de evaporação, onde se podem observar vestígios de cristalização de sais à superfície, designados por “eflorescências”. Quando se dá uma evaporação rápida da água no interior da parede, os sais solúveis por si arrastados cristalizam, introduzindo esforços mecânicos de desagregação, designados criptoflorescência.

Paralelamente a este tipo de desgaste, podem ocorrer reacções provenientes de águas infiltradas, provocadas pela rotura da canalização das redes de águas residuais e domésticas.

Como consequência da degradação das alvenarias, as suas características mecânicas são afectadas notando-se uma redução da resistência das paredes à compressão e ao corte, quando sujeitas a acções verticais e horizontais [2].

2.4.3 Esmagamento de paredes

O esmagamento de paredes é uma anomalia estrutural, geralmente de carácter local, que advém da presença de cargas excessivas em determinados pontos de aplicação, como é o caso da descarga de uma viga numa parede, figura 2.9. Ocorre quando cargas aplicadas excedem largamente as previstas e não são tomadas as devidas precauções. Como medida de precaução, é prática corrente na construção cuidada, assegurar a transmissão de cargas concentradas através de elementos de reforço de paredes [28, 32].



Fig. 2.9 – Viga de madeira apoiada em parede de alvenaria de pedra [53]

É uma anomalia comum em paredes de pisos inferiores de edifícios antigos sujeitos a cargas concentradas provenientes dos pisos cimeiros. A prática de demolição de paredes resistentes e a sua substituição por vigas metálicas perturba o equilíbrio estático estabelecido na concepção inicial do edifício e gera condições de segurança difíceis de prever [32, 34].

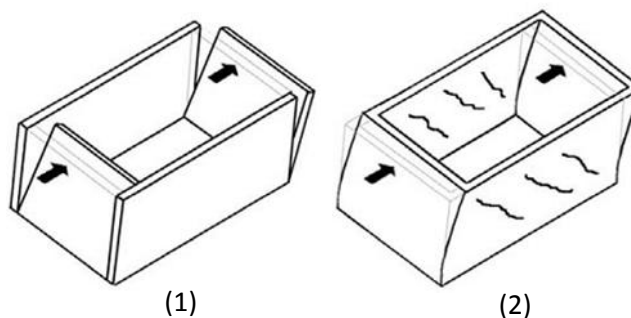
Podem ocorrer roturas por compressão devido à heterogeneidade das paredes constituídas por panos com características diferentes sem ligação adequada, como por exemplo panos exteriores em cantaria menos deformáveis que panos interiores de alvenaria irregular [28].

No caso da inexistência de perpianos na parede, a ocorrência de fendilhação vertical da parede por acções de compressão está associada à divisão das camadas constituintes da parede – abaulamento, instabilização do pano exterior das paredes de alvenaria de pedra devido à fraca ligação transversal dos panos. Esta acção é agravada no caso de haver águas infiltradas nos vazios, gerando pressões que acentuam a anomalia, como referido anteriormente.

Também a argamassa de reboco da parede pode apresentar tensões demasiado elevadas, como consequência da compressão excessiva sofrida pelo esmagamento da parede. Este fenómeno poderá manifestar-se apenas no reboco, (mantendo-se a parede estruturalmente intacta) especialmente quando este é rico em cal aérea, caracterizada pela sua baixa resistência mecânica [28].

2.4.4 Mecanismos de colapso de paredes de edifícios antigos

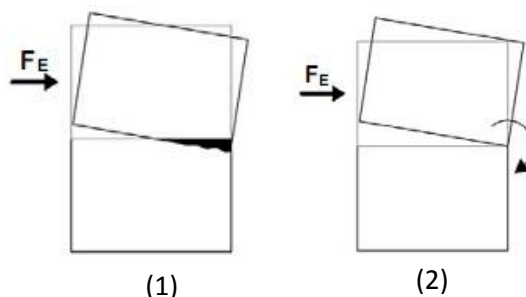
Dois tipos de mecanismos de colapso podem ocorrer nas paredes, quando submetidas a acções sísmicas. A figura 2.10 demonstra dois tipos de colapso consoante a eficiência entre a ligação de paredes ortogonais [4, 8].



(1) - Danos para fora do plano devidos a acções horizontais; (2) - Danos no plano devido a acções horizontais;
Fig. 2.10 – Representação esquemática do colapso de paredes ortogonais consoante a eficiência da sua ligação [8]

A deficiente ligação entre paredes ortogonais provoca colapsos para fora do plano associados a mecanismos de flexão composta e derrubamento. Quando esta ligação é eficiente, mobilizando um efeito monolítico, o método de rotura é associado à fendilhação diagonal e ao deslizamento por mecanismos de rotura por corte dos panos da alvenaria, constituindo danos no plano da parede.

O colapso da parede por derrubamento retrata uma deformação no seu plano, podendo ocorrer devido à acumulação de tensões de compressão na interface entre duas paredes de pisos consecutivos, levando ao esmagamento do material e conseqüentemente à diminuição da sua base de apoio. A figura 2.11 esquematiza o processo descrito.



(1) – esmagamento; (2) – derrubamento;

Fig. 2.11 – Representação esquemática de mecanismos de colapso no plano da parede [29]

É um mecanismo de rotura bastante expectável em edifícios antigos abrangendo apenas o colapso das fachadas do edifício e remanescendo o interior intacto, permitindo salvaguardar vidas humanas e minorando prejuízos materiais [29].

2.5 Técnicas de reabilitação estrutural

O objectivo de qualquer intervenção de consolidação/reforço de uma estrutura é corrigir anomalias detectadas e melhorar o seu comportamento a acções sísmicas, ao aumento das sobrecargas e à alteração da sua utilização [28].

Uma intervenção estrutural pode ser distinguida pelos seguintes pontos:

- **Consolidação** – Termo usado muitas vezes para traduzir a ideia de reparação no sentido de manutenção da integridade da estrutura [19];
- **Reforço** – Melhoria da capacidade resistente da estrutura visando o aumento da capacidade de carga e eliminação de eventuais insuficiências [10].

Entre as várias técnicas de intervenção estrutural usadas actualmente em paredes de edifícios antigos, distinguem-se as técnicas tradicionais que empregam materiais e técnicas de construção idênticos aos originais e as técnicas modernas que através do uso de materiais e equipamentos modernos com maior durabilidade, originam soluções mais eficientes [35].

As técnicas de reforço podem ser identificadas quanto aos seus efeitos como passivas, quando são accionadas apenas para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores. As técnicas de reforço activo pressupõem a alteração imediata do estado de equilíbrio e de deformabilidade da estrutura [35, 37].

A consolidação e reforço de paredes utilizando métodos actuais é discutível quando está em causa a compatibilidade entre os materiais originais e os de reforço. Por outro lado, nem sempre é possível recorrer a técnicas de reforço tradicionais, quer por falta de materiais idênticos aos originais, quer por falta de artesãos que saibam aplicar os processos antigos originais ou por razões económicas. Sempre que possível, é preferível manter o nível estético e cultural [2].

Uma intervenção estrutural é necessária quando se deparam as seguintes situações:

- Anomalias descritas no capítulo anterior, constituindo o motivo mais frequente de intervenção;
- Alteração das condições de equilíbrio na fronteira ou vizinhança do edifício, provocando a ocorrência de anomalias futuras;
- Ampliação do edifício em altura, ou subdivisão de pisos com pé-direito elevado, incitando o aumento de esforços na estrutura.

A necessidade de reabilitar um edifício antigo levanta algumas questões importantes, tais como [4, 28, 36]:

- A solução a empregar depende de condicionamentos específicos do edifício em estudo, garantindo uma escolha adequada aos objectivos de intervenção sem prejuízo da harmonia de funcionamento da construção e permitindo a reversibilidade e flexibilidade das soluções a considerar;
- O uso de uma solução economicamente viável cuja execução possa ser realizada em boas condições de segurança, evitando a menor perturbação possível na utilização do edifício e sua periferia, durante a realização dos trabalhos;
- A utilização de uma técnica tradicional implica na maior parte das vezes a melhoria significativa das condições de resistência conseguida através da sua eficiência, em contraste com as técnicas actuais em que os materiais não apresentam tais características.

Apresentam-se seguidamente algumas das principais técnicas de consolidação e reforço utilizadas na reabilitação de paredes de edifícios antigos:

1. Injecções de caldas por gravidade, pressão e vácuo;
2. Desmonte e reconstrução de elementos degradados;
3. Refechamento de juntas;
4. Confinamento transversal;
5. Reboco armado;
6. Elementos de material compósito;
7. Encamisamento;
8. Pré-esforço.

2.5.1 Injecções de caldas

Esta técnica tem como objectivo melhorar as condições intrínsecas de alvenarias de pedra mal argamassadas apresentando perda de material aglutinante ou fendas profundas.

A sua aplicação envolve um processo complexo que requer uma profunda avaliação das paredes que se pretendem injectar, com o objectivo de identificar se a injeção é adequada e determinar a composição da calda de injeção que melhor se adapte.

São injectadas caldas fluidas inorgânicas (ligante hidráulico) ou orgânicas (ligante de resinas orgânicas) através de furos realizados no exterior de modo a preencher os vazios presentes do interior, figura 2.12, alterando as características físicas e mecânicas da alvenaria [4].



Fig. 2.12 – Exemplo de injeção de caldas [7]

Com efeito, a injeção tem como objectivo preencher os vazios e fendas da alvenaria, aumentando a sua continuidade e resistência, homogeneizando as diferenças entre as propriedades mecânicas das camadas externa e interna, e promovendo a sua ligação.

Para aumentar a eficácia há que garantir uma percentagem mínima nunca inferior a 4% de vazios na alvenaria a injectar. A interligação entre os vários vazios presentes no interior da alvenaria auxilia o seu uso, pois permite um preenchimento mais completo através do furo de injeção e a purga completa do ar [31, 35].

Esta técnica tem como vantagens:

- Ser invisível, proporcionando a preservação do aspecto estético e cultural do edifício;
- Possibilitar a intervenção passiva que não altere o equilíbrio das forças na alvenaria;
- Permitir uma resistência mais uniforme na secção da alvenaria.

Tem no entanto muitos inconvenientes como:

- A dificuldade de penetração das caldas de injeção em fendas de reduzida abertura;
- A definição da composição da calda de injeção compatível com as características do suporte;
- Poder ser economicamente dispendiosa e irreversível.

Para a realização da injeção, alguns processos utilizados diferem entre si através das características da alvenaria a injectar e da calda injectada:

- Injeção por gravidade – destinada a paredes fortemente degradadas, injectando-se a calda nas fissuras ou cavidades por intermédio de tubos de injeção pré-dispostos na parede. A injeção é realizada do topo da parede através de fendas e vazios [35].
- Injeção sob pressão – Utilizada em alvenarias, mesmo as mais degradadas, que disponham de capacidade para conter a pressão das injeções. A calda é injectada através de furos de adução procedendo de baixo para cima e da extremidade para o centro de modo a prevenir desequilíbrios e instabilidades estruturais [35].
- Injeção por vácuo – Indicada para intervenções em pequenos elementos arquitectónicos. A calda ascende através da purga do ar provocada em tubos colocados na zona superior da parede enquanto é injectada nos tubos da zona inferior. Pressupõe a utilização de caldas muito fluidas [44].

É possível afirmar recorrendo a resultados experimentais [43, 46] que esta técnica traz benefícios para a alvenaria injectada, na medida em que aumenta a sua resistência à compressão, promovendo a ligação entre as várias camadas que compõem a parede. Traz como efeitos uma melhoria da resistência à tracção nessa direcção, e um ligeiro aumento do módulo de elasticidade.

2.5.2 Desmonte e Reconstrução de elementos degradados

A substituição de material degradado é uma técnica de consolidação que recorre apenas a tecnologias tradicionais. Consiste na remoção de material constituinte da parede na zona degradada e na sua reconstituição utilizando material semelhante ao existente, aproveitando sempre que possível os elementos removidos, figura 2.13. É um processo trabalhoso mas eficaz, na medida em que vê a capacidade mecânica da parede ser melhorada e as fendilhações presentes corrigidas [36]. Do ponto de vista estrutural, estas operações não colocam grandes problemas mas exigem um grande cuidado construtivo na numeração e recolocação das peças. O desmonte de elementos estruturais exige sempre o escoramento prévio que substitua temporariamente o elemento em reconstrução [28].

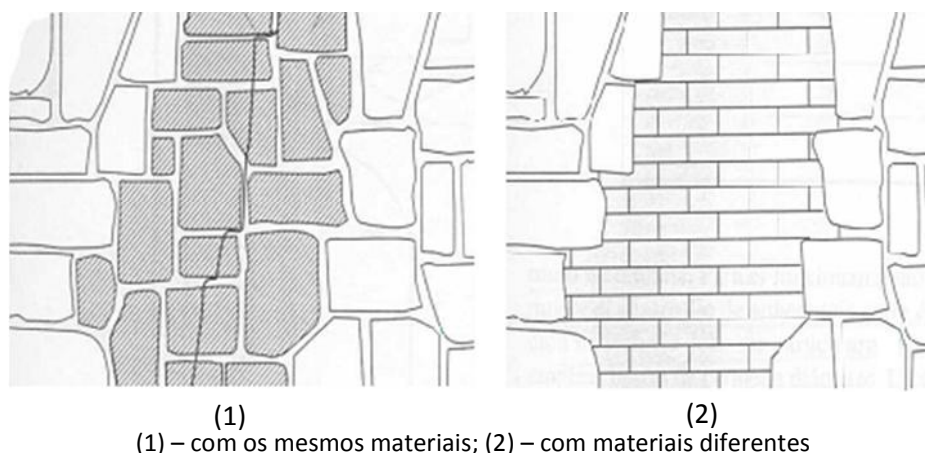


Fig. 2.13 – Representação esquemática de desmonte e reconstrução de elementos degradados [35]

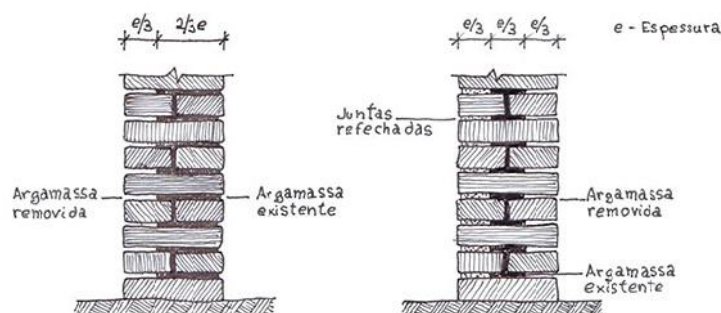
Os problemas associados a esta técnica surgem quando é necessário empregar materiais diferentes na substituição dos elementos, devido ao facto de ser necessária uma compatibilidade entre os elementos novos e os existentes que nem sempre pode ser garantida, mesmo quando se usam materiais idênticos. A dificuldade reside na selecção das argamassas de ligação e assentamento e no respectivo controlo da retracção. A adopção de argamassas ricas em cimento é então apenas possível recorrendo a elementos que permitam controlar ou mesmo anular a retracção, tal como adjuvantes retardadores de presa. Argamassas ricas em cal provaram ser mais eficazes garantindo maior qualidade construtiva [2].

2.5.3 Refechamento de juntas

Esta técnica é indicada para a reposição ou melhoria das características mecânicas e de durabilidade de paredes que tenham problemas de degradação em juntas argamassadas. Este tipo de reforço pode ser aplicado em um ou em ambos os lados da parede e visa melhorar a resistência à compressão, impermeabilização face à água da chuva e promover a ligação entre unidades de alvenaria e argamassa, figura 2.14 [42].



(1)



(2)

(1) – Exemplo de aplicação de refechamento de juntas [50];

(2) – Representação esquemática de intervenção em um ou ambos os lados da alvenaria [49]

Fig. 2.14 – Exemplo de refechamento das juntas com argamassa

A argamassa seleccionada é definida em função do material aplicado nas juntas a refechar, das condições de compatibilidade com os materiais existentes e da finalidade da intervenção [35, 49].

O refechamento de juntas com argamassa complementado com armaduras de reforço constitui uma variante, apenas viável em paredes de junta regular. A colocação de armaduras de materiais compósitos ou barras de Fiber Reinforced Polymer (FRP) ou de aço inoxidável é feito após a aplicação de uma primeira camada de enchimento e antes de se proceder ao refechamento da junta.

2.5.4 Confinamento transversal simples

Esta técnica de intervenção baseia-se numa solução mecânica que tem como propósito reforçar e promover a ligação entre elementos cooperantes. A utilização deste método consiste na colocação de elementos metálicos com tratamento anticorrosivo em furos de pequenas dimensões, previamente abertos que atravessam os elementos a reforçar. Estes elementos designam-se por conectores, no caso de apresentarem comprimento igual à espessura da parede, ou pregagens no caso de apresentarem comprimento inferior à espessura da parede.

Na selagem dos furos são usadas caldas de injeção apropriadas que ajudam a colmatar os vazios da alvenaria. Os furos são efectuados com equipamento adequado em função das características do elemento a reforçar. De dimensão e comprimento variável, os furos têm ainda distribuição e direcção dependentes da natureza e extensão dos danos e do objectivo pretendido [20, 35].

Elementos metálicos são posteriormente ancorados nas faces da alvenaria com auxílio de chapas metálicas, sendo comum a utilização ancoragens de anilha ou porcas de aperto como sistemas de fixação [43].

Para efeitos de intervenção, evidenciam-se alguns tipos de pregagens utilizadas:

- ***Reticolo cimentato:***

A sua utilização conduz à melhoria notória das características mecânicas da alvenaria, na medida em que permite resistir a esforços de corte e tracção para além de melhorar a resistência à compressão. Para este tipo de pregagens, barras de aço inoxidável são dispostas em direcções cruzadas constituindo uma malha tridimensional interior à alvenaria, figura 2.15 [35].

Esta solução tem como desvantagens o facto de ser dispendiosa, aplicável apenas em casos estritamente justificados devido aos custos associados, à sua intrusividade, sendo também de difícil execução dado que as furações efectuadas na parede provocam desagregações difíceis de evitar. Assim, a aplicação desta técnica é apenas aconselhável em paredes com espessuras superiores a 0,5m [2, 36].



Fig. 2.15 – Representação esquemática de reticelo cimentado (corte vertical) [35]

- **Pregagens costura:**

As pregagens costura destinam-se a promover o funcionamento conjunto de paredes ortogonais melhorando o seu contraventamento e coesão. São executadas pregagens com tratamento anti-corrosivo, que atravessam ambas as paredes na zona onde se cruzam e injectadas posteriormente com caldas ou argamassas fluidas, figura 2.16. Têm como vantagem o facto de melhorarem e reforçarem os materiais e elementos estruturais onde se inserem. No entanto são bastante intrusivas, causando alguma deterioração em zonas onde sejam executados os furos [29].

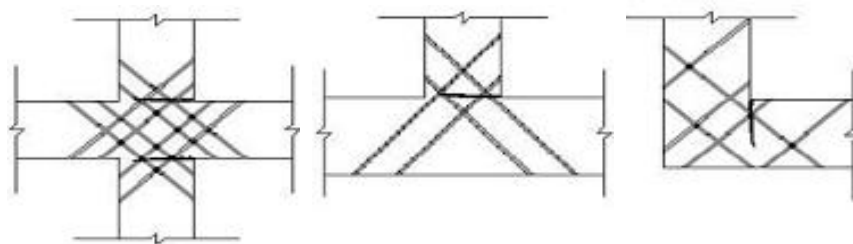
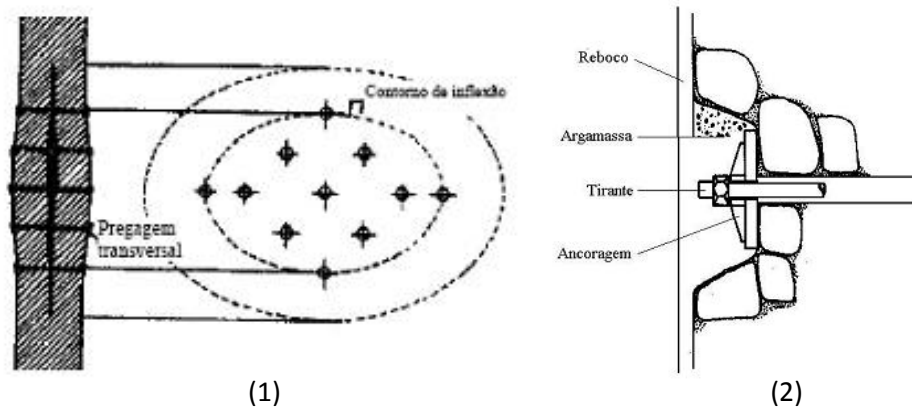


Fig. 2.16 – Representação esquemática de pregagens costura (corte em planta) [29]

- **Confinamento transversal:**

O confinamento transversal aplica-se a paredes de alvenaria de panos múltiplos com deficiente interligação, sendo feito por conectores e pregagens transversais. Consiste no confinamento pontual da parede com elementos metálicos introduzidos em furos previamente abertos no plano perpendicular, e posteriormente fixos à alvenaria através de placas de ancoragem em aço e caldas de injeção, promovendo a sua integridade estrutural, induzindo a ligação entre paramentos e evitando fenómenos de abaulamento por compressão.

Trata-se de uma técnica invasiva e parcialmente irreversível da qual resulta uma redução das possibilidades de instabilização e um melhor controlo da dilatação transversal da parede sob acção de cargas verticais, figura 2.17 [31, 37].



(1) – Confinamento da secção transversal; (2) – Pormenor de sistema de ancoragem

Fig. 2.17 – Representação esquemática de confinamento por conectores transversais de confinamento [37]

O uso de pré-esforço deve ser convenientemente avaliado de modo a antever a garantia de estabilidade e segurança face ao novo estado de tensão-deformação imposto. Em paredes de alvenaria de pedra com espessura inferior a 0.50m, a sua aplicação é feita com extrema dificuldade. A utilização desta intervenção em alvenarias com argamassas fracas é possível desde que se proceda a uma prévia injeção e tratamento das juntas antes de iniciar a perfuração [2, 20, 37].

A eficácia na melhoria do confinamento e no controlo da dilatação transversal é notória quando se recorre à aplicação de pregagens transversais em paredes de alvenaria de pedra. Com a sua utilização foi detectada uma diminuição da dilatação transversal superior a 50% [43].

i. Confinamento transversal contínuo

Esta técnica foi estudada por F. Pinho [31] sendo o objectivo de análise da presente dissertação. Consiste no uso de elementos metálicos (fios ou fitas) em aço inoxidável, úteis no confinamento transversal da alvenaria. Os elementos metálicos “cozem” a alvenaria em seu redor através de furos feitos na transversal e devem ser complementados com a aplicação de reboco armado, figura 2.18.



Fig. 2.18 – Exemplo de confinamento transversal contínuo [31]

Esta solução será apresentada no capítulo III – Trabalhos experimentais de referência e consistiu na passagem de fios de aço zincados em furos previamente abertos na alvenaria num processo contínuo, dando origem à “cosedura” da alvenaria.

2.5.5 Reboco armado

A realização de lâminas exteriores de reboco armado é uma solução de reforço de paredes de alvenaria que visa a melhoria da capacidade de absorção e dissipação de energia sísmica das paredes de alvenaria, da sua resistência e ductilidade (capacidade de deformação). O reboco armado é aplicado em estruturas que apresentem acentuada degradação superficial e fendilhação.

É aplicável em edifícios cuja aparência estética superficial de alvenaria não constitui um entrave. Consiste na disposição ao longo da parede de um material de reforço no interior de uma camada de reboco com espessura mínima na ordem dos 0,05m, permitindo assim resistir a tensões de tracção superiores, controlar a fendilhação e melhorar a resistência superficial à tracção e ao corte das paredes, evitando a concentração de tensões, figura 2.19 [29, 33].



(1)

(2)

(1) – rede de metal distendido [52]; (2) - rede de polímero [3]

Fig. 2.19 – Exemplo aplicação de reboco armado

A escolha do tipo de armadura é condicionada por aspectos económicos, de durabilidade, dimensão da malha e resistência à tracção pretendidas. A malha metálica pode ser em metal distendido (aço macio, aço inox, alumínio); compósitos (fibra de vidro); poliméricas (polipropileno). A ligação entre os paramentos é conseguida com argamassa, complementada na malha metálica por conectores metálicos, pregagens, grampos ou fixadores [24, 29, 35].

2.5.6 Elementos de Material Compósito (FRP)

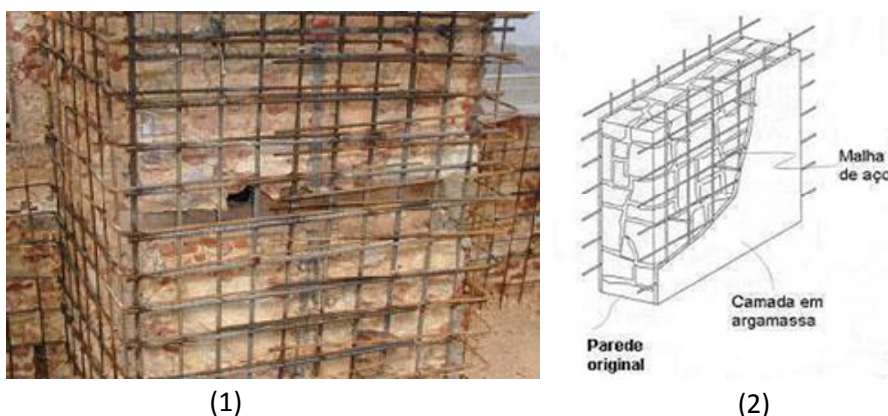
Sendo usados com grande sucesso no reforço de estruturas de betão armado, investigações foram feitas no sentido de avaliar o potencial dos compósitos FRP em estruturas de alvenaria. Os materiais compósitos mais utilizados no reforço estrutural são designados por FRP (Fiber Reinforced Polymer), sendo distinguidos de acordo com o tipo de fibras utilizadas na sua composição como fibras de vidro (GFRP), fibras de carbono (CFRP) e fibras de aramida (AFRP). São constituídos por uma matriz de resina geralmente reforçada por fibras de vidro ou fibras de carbono. A matriz aglutina as fibras e providencia protecção química sendo estas responsáveis por conferir resistência mecânica ao produto final [3, 29].

Este tipo de reforço tem como vantagens, o facto de ter uma elevada resistência à tracção, flexão e compressão, elevada resistência à corrosão, com baixa relaxação, bom comportamento à fadiga e a acções cíclicas, tornando-o um importante reforço em zonas sísmicas. Apresenta no entanto custo elevado, comportamento muito frágil e elástico até a rotura com pequenas extensões, difícil mobilização da aderência e baixa durabilidade.

O uso de materiais compósitos no reforço de alvenarias tradicionais tem como finalidade compensar a grande deficiência de resistência à tracção apresentada por estas. A sua aplicabilidade é condicionada pela dificuldade da aderência das fibras às paredes devido à sua irregularidade superficial e pela alteração do aspecto superficial [31, 35].

2.5.7 Encamisamento

O encamisamento consiste na aplicação em um ou ambos os lados de uma camada fina de betão projectado com cerca de 0,08 a 0,1m de espessura, reforçada com malha de aço (6 a 8mm de espessura) e fixa à parede por confinadores transversais em aço, através de pregagens ou conectores.



(1) – Exemplo de aplicação de encamisamento [12]; (2) – Representação esquemática de encamisamento [35]

Fig. 2.20 – Encamisamento de uma parede em alvenaria de pedra

Trata-se de uma técnica semelhante à do reboco armado em que o revestimento possui uma espessura superior, conferindo características mecânicas de reforço à compressão e sobretudo ao corte, característica ausente na técnica de rebocos armados. É no entanto destinada ao reforço de alvenarias “pobres” bastante degradadas, contendo argamassas muito deterioradas e fraca ligação entre materiais, sendo de carácter irreversível [31, 37].

Estruturalmente, o encamisamento com betão armado para além de levar ao aumento da resistência à compressão, da rigidez axial e transversal da parede original, melhora a ligação entre paredes.

Quando aplicado em alvenaria de pedra irregular, o processo é dificultado devido à ausência de juntas que atravessem toda a secção da parede, complicando a aplicação de pregagens. Nestes casos, de modo a evitar a perfuração das pedras, as furações acabam por não ser realizadas nas zonas previstas dando origem a uma perda de eficiência.

A eficácia desta técnica depende também da acção de confinamento induzido pelas novas camadas de betão envolventes sobre a parede original, de modo que a acção das pregagens na fixação da armadura é de extrema importância [31, 35].

2.5.8 Pré-esforço

A técnica de pré-esforço consiste na alteração do sistema de forças de alvenaria através da colocação de varões metálicos traccionados, tirantes que aumentam a resistência mecânica e a ductilidade da alvenaria, figura 2.21. A aplicação do pré-esforço pode ser feita tanto pelo interior, como pelo exterior.

Se forem usadas tensões baixas de pré-esforço, torna-se possível limitar a deficiência das estruturas de alvenaria a esforços de tracção, proporcionando um maior controlo da deformabilidade e da fendilhação [27, 35].

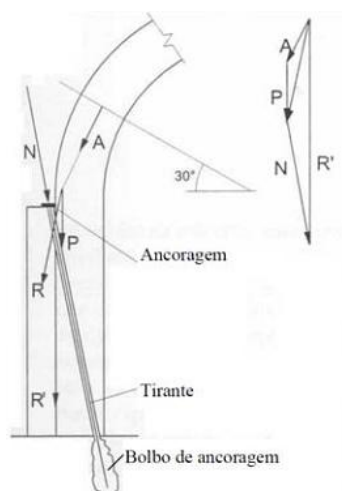


Fig. 2.21 – Representação esquemática de pré-esforço interno utilizado na compensação de arcos em alvenaria [35]

TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

3.1 Introdução

Pretende-se com este capítulo abordar o estado actual do conhecimento referente ao comportamento de modelos experimentais em alvenaria sujeitos a ensaios laboratoriais, realizados nos últimos anos por diversas unidades de investigação nacionais e internacionais.

Na descrição dos trabalhos de investigação analisados, são referidos apenas os modelos experimentais ensaiados e os resultados obtidos.

Serve esta análise como item de comparação ao trabalho experimental realizado nesta dissertação. Com excepção dos trabalhos realizados na FCT/UNL, a comparação directa de valores é muito difícil pois os procedimentos e sistemas de ensaio são geralmente, diferentes de trabalho para trabalho. Nas tabelas 3.1 e 3.2 estão identificados os trabalhos analisados.

Tab. 3.1 – Trabalhos Experimentais de Referência Nacionais

Autores	Data	Unidade de Investigação	Trabalho
Fernando F. S. Pinho	2007	Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa	Paredes de alvenaria ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados [31]
H. Morais	2010		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional [26, 31]
M. Fonseca	2010		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [15, 31]
J. Correia	2011		Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões [11, 31]
D. Oliveira <i>et. al.</i>	2007	Universidade do Minho	Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos [27]
C. Almeida <i>et. al.</i>	2010	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	Mechanical behaviour analysis of one leaf stone masonry walls [1]
B. Silva	2008		Aplicação de um modelo de dano contínuo na modelação de estruturas de alvenaria de pedra [38]
H. Varum <i>et. al.</i>	2008	Universidade de Aveiro	Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [45]
Rogério Bairrão <i>et.al.</i>	2007	Laboratório Nacional de Engenharia Civil	Comparison of different reinforcement techniques using polymeric grids on a limestone masonry structure [3]

Tab. 3.2 – Trabalhos Experimentais de Referência Internacionais

Autores	Data	Unidade de Investigação	Trabalho
M. Dolce <i>et. al.</i>	2001	Basilicata University, Potenza, Italia	New technologies for the structural rehabilitation of masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM system [13]
Vintzileou <i>et. al.</i>	2007	National Technical University of Athens, Greece	Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts [46]
Valluzzi <i>et. al.</i>	2004	Università di Padova, Italia	Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques [43]
Valluzzi <i>et. al.</i>	2005		Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing [42]
M. Sorour <i>et. al.</i>	2010	University of Calgary, Canada	Effect of through-the-wall anchors on multiwythe stone masonry walls [41]
R. Peterson	2009	University of Newcastle, Australia	In-Plane shear behaviour of unreinforced masonry panels strengthened with fibre reinforced polymer strips [30]

3.2 Trabalhos experimentais

O principal trabalho de referência desta dissertação foi realizado por F. Pinho [31], no âmbito da sua tese de doutoramento pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Consistiu na análise comparativa de diferentes soluções de reforço de paredes de alvenaria de pedra tradicional, sendo que uma dessas soluções é parcialmente desenvolvida na presente dissertação.

Foram construídos 62 modelos experimentais (muretes) de alvenaria de pedra tradicional, sendo 42 destes de dimensões 0,80x0,40x1,20m³ (comprimento, largura e altura), designados por muretes pequenos, sujeitos a ensaios de compressão simples e 20 com 1,20x0,40x1,20m³, designados por muretes grandes, sujeitos a ensaios de compressão-corte.

Com vista à protecção dos muretes das condições atmosféricas, chuva ou incidência directa da luz solar, foi construído um “abrigo” coberto com pé direito de 2,4m que garantia uma boa ventilação natural e as melhores condições de cura possíveis.

Os muretes foram construídos sobre bases de betão armado com 20cm de altura e tinham uma composição volumétrica de 75% de pedra calcária para 25% de argamassa de cal aérea hidratada ao traço 1:3 (1.5 areia de rio, 1.5 areia de areeiro), com uma relação água/ligante de 1,2. A pedra calcária utilizada tinha uma dimensão máxima na ordem de D=25cm. Os blocos grandes de pedra calcária, depois de lavados com água abundante para remoção do pó e outras impurezas, foram partidos em pedras com comprimentos da ordem da espessura e em dimensões de 10 e 20cm.



Fig. 3.1 – Execução e ambiente de cura dos modelos experimentais (muretes) de alvenaria de pedra tradicional [31]

Com o objectivo de travar verticalmente cada murete foram preparadas pedras transversais que atravessam toda a largura da parede, designadas por “perpianhos”, para serem colocadas a 1/3 e 2/3 da altura de cada murete.

Para uma melhor compreensão do seu comportamento, foram realizados diversos ensaios de caracterização dos materiais utilizados na construção dos muretes, tendo em vista o conhecimento de algumas das suas propriedades físicas, mecânicas e químicas. Para esse efeito, foram retiradas amostras durante os trabalhos de execução dos muretes.

Na tabela 3.3 são resumidas as características físicas e mecânicas dos principais constituintes dos muretes. A restante caracterização é apresentada no Anexo I.

Tab. 3.3 – Características físicas e mecânicas dos principais constituintes dos muretes [31]

Característica	Pedra	Argamassa (aos 90 dias)
Massa volúmica real [Kg/m ³]	2709,4	2590,1
Massa volúmica aparente [Kg/m ³]	2490,6	1742,9
Porosidade aberta [%]	8,1	32,7
Resistência à compressão [MPa]	47,8	0,65

Os muretes simples (M43, M21 e M32), cujo esquema ilustrativo se encontra na figura 3.2, foram ensaiados à compressão simples e serviram como referência a outras soluções de reforço de muretes.

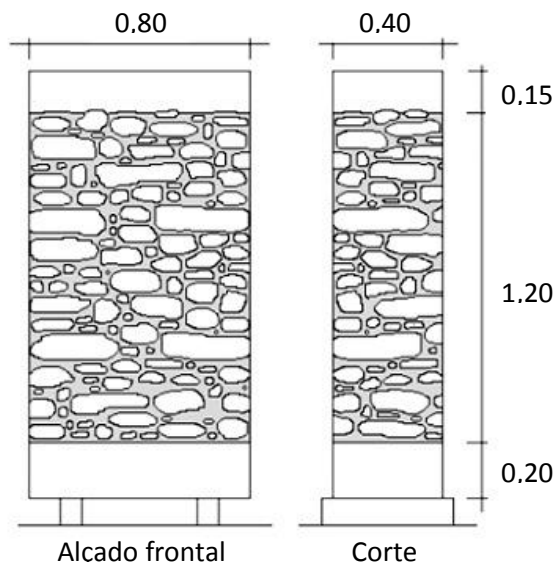


Fig. 3.2 – Esquema ilustrativo dos muretes de referência de F. Pinho [31]

Os muretes apresentaram roturas do tipo frágil, com perda acentuada da capacidade resistente a partir do momento em que se iniciava a desagregação da alvenaria. A resistência à compressão média obtida foi de 0,43MPa correspondente a uma força máxima média de 136,8kN e um deslocamento na força máxima de 5,8mm [31]. Os diagramas força-deslocamento e tensão-deformação estão representados na figura 3.3.

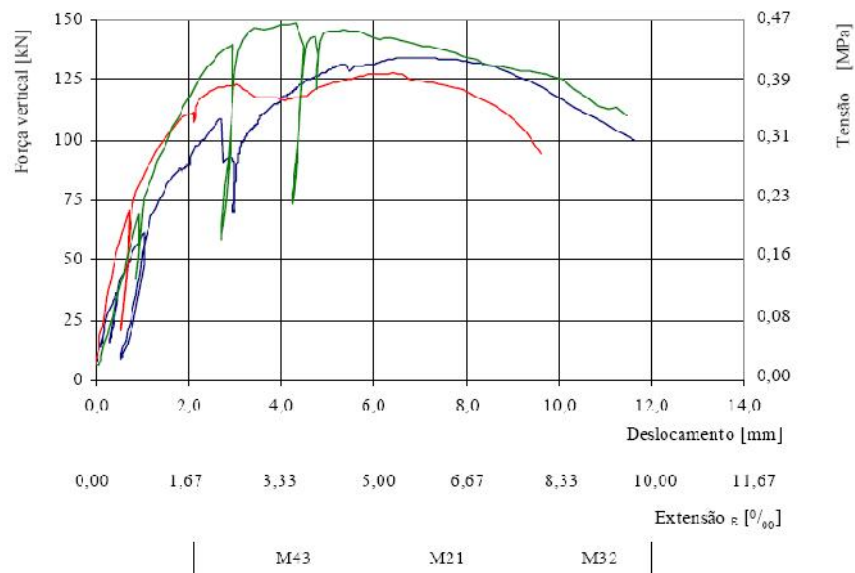


Fig. 3.3 – Diagramas força/deslocamento e tensão/deformação do ensaio dos muretes de referência (M43, M21 e M32) [31]

A tabela 3.4 refere-se às forças e tensões máximas registadas nos ensaios dos muretes de referência.

Tab. 3.4 – Forças e Tensões máximas verificadas nos muretes de referência [31]

Murete	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
M43	134,2	0,42
M21	127,7	0,40
M32	148,5	0,46
Média	136,8	0,43

A *Solução de Reforço I – Conectores metálicos transversais* baseia-se na utilização de conectores transversais isolados, varões roscados de aço galvanizado, sendo que três muretes de pequenas dimensões (0,80x0,40x1,20m de comprimento, largura e altura, respectivamente) foram reforçados e ensaiados à compressão axial, M41, M44 e M28. O ensaio tinha como objectivo avaliar a influência do confinamento transversal simples no comportamento mecânico dos muretes.

A figura 3.4 apresenta a distribuição dos conectores, em forma de quincôncio, com afastamentos entre si de 0,40m, nas direcções horizontal e vertical.

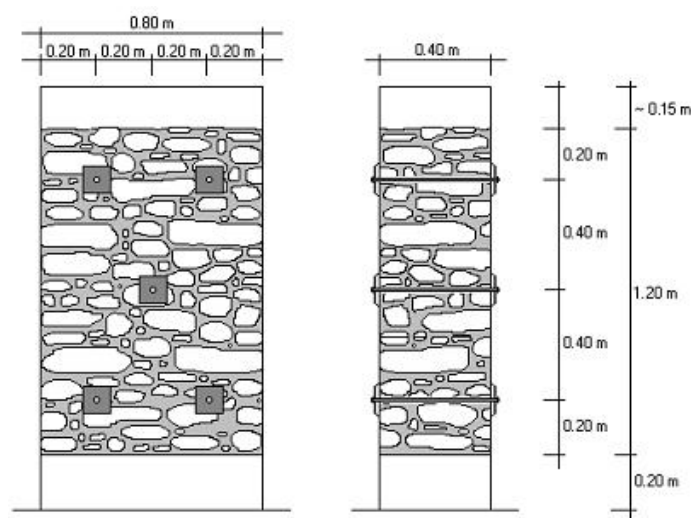
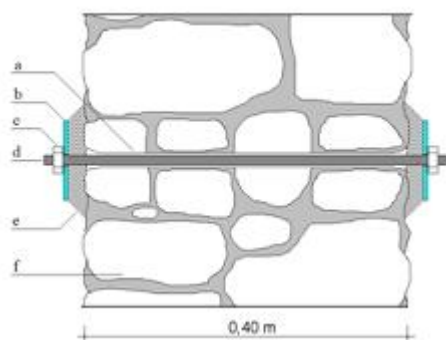


Fig. 3.4 – Esquema ilustrativo da solução de reforço I de F. Pinho [31]

Para a sua colocação foi realizada a furação dos muretes com uma broca de 16mm de diâmetro. Cada conector metálico era constituído por um varão roscado, M12, com 50cm de comprimento, ligando as duas faces do murete através de chapas metálicas com dimensão de 100x100mm² e espessura de 5mm, “apertadas” com porcas nas duas extremidades dos varões, figura 3.5.



PORMENOR TIPO

- a – furo com diâmetro de 16mm, injectado com calda de injeção de “micro-argamassa” pozolânica;
- b – chapa metálica de 100×100mm², com espessura de 5mm, e com um furo central de 14mm de diâmetro;
- c – porca M12;
- d – varão rosca M12, de aço galvanizado;
- e – camada de argamassa de cimento e areia, para assentamento da chapa metálica na alvenaria (traço 1:3);
- f – murete de alvenaria de pedra tradicional.

Fig. 3.5 – Representação do pormenor da colocação do conector [31]

As forças máximas registadas nos ensaios aos muretes com solução de reforço I são referidas na tabela 3.5.

Tab. 3.5 – Forças máximas verificadas nos muretes com solução de reforço I [31]

Murete	Força máxima [kN]	Tensão máxima [MPa]
M44	168,5	0,53
M41	266,0	0,73
M28	203,3	0,63
Média	212,6	0,63

A força máxima média obtida foi de 212,6kN, correspondente a uma tensão de 0,63MPa. Os diagramas força-deslocamento e tensão-deformação estão representados na figura 3.6.

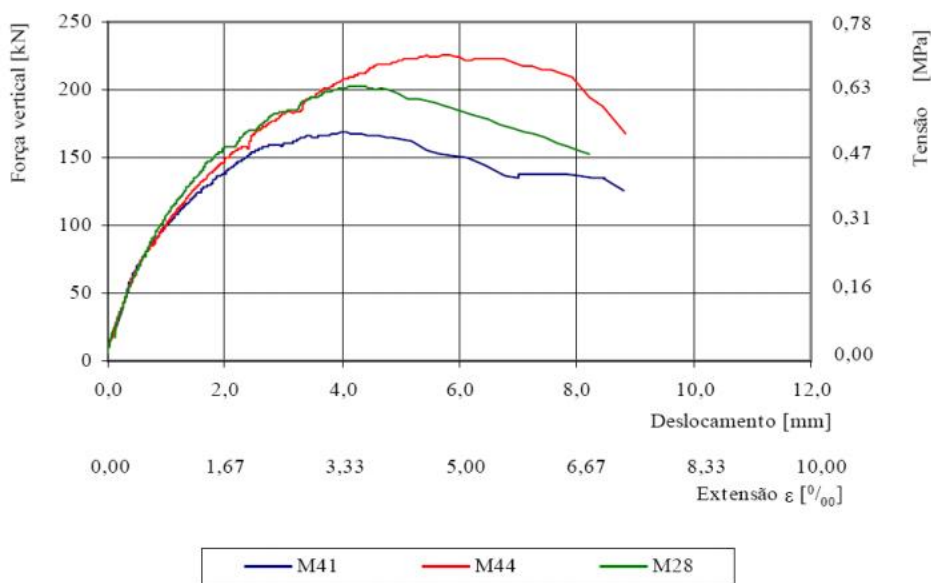


Fig. 3.6 - Diagramas força/deslocamento e tensão/deformação do ensaio dos muretes da solução de reforço I [31]

A solução de reforço IV – muretes reforçados com reboco de argamassa bastarda, armada com rede de fibra de vidro e confinamento transversal com apoio na base, diz respeito ao confinamento transversal contínuo conferido por fios de aço zincado a muretes de pequenas dimensões, reforçados com reboco armado com fibra de vidro, figura 3.7.

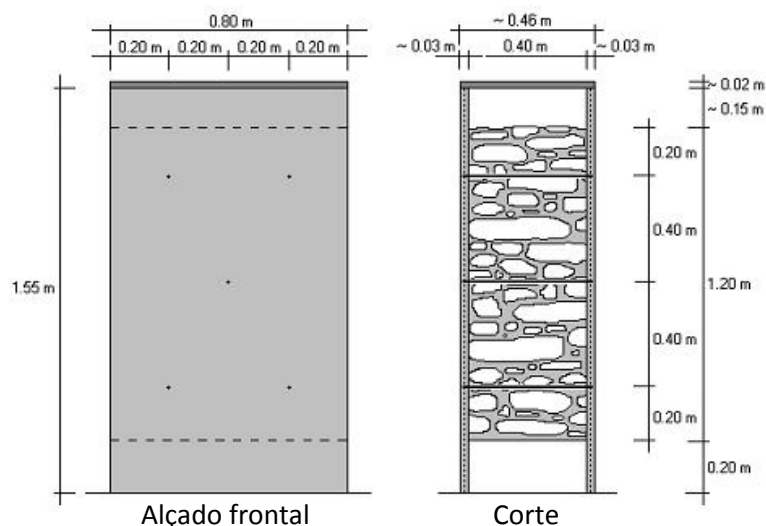


Fig. 3.7 – Esquema ilustrativo da solução de reforço IV de F. Pinho [31]

No confinamento do murete, foram realizados cinco furos de 16mm de diâmetro por murete “pequeno” e feita a passagem do fio de aço quatro vezes em cada furo de forma contínua, dando origem à “cozedura” da alvenaria. Os fios eram dobrados à saída de cada furo e voltavam a entrar imediatamente num dos furos mais próximos, perfazendo uma área de aço de 50,24mm².

O reboco em argamassa bastarda com 3cm de espessura média, ao traço volumétrico de 1:1:6 (cimento: cal aérea: areia, sendo areia do rio e de areeiro em partes iguais) foi aplicado em duas camadas de 1,5cm e armado com rede dupla de fibra de vidro com densidade de 120g/m². Através dos negativos deixados no reboco, foram injectados os furos com calda de cimento com uma relação água/cimento=0,4 [31].

As forças máximas registadas nos ensaios aos muretes com solução de reforço IV são referidas na tabela 3.6.

Tab. 3.6 – Forças máximas verificadas nos muretes com solução de reforço IV [31]

Murete	Força máxima [kN]
M34	467,5
M29	414,6
M27	438,7
Média	440,3

A força máxima média obtida foi de 440,3kN correspondente a um deslocamento na força máxima de 4,9mm. Esta solução de reforço apresentou alguma ductilidade, sendo o ensaio concluído com os modelos experimentais a exibirem uma configuração relativamente boa e não colapsando completamente devido à acção preventiva do confinamento transversal [31]. Os diagramas força-deslocamento e tensão-deformação estão representados na figura 3.8.

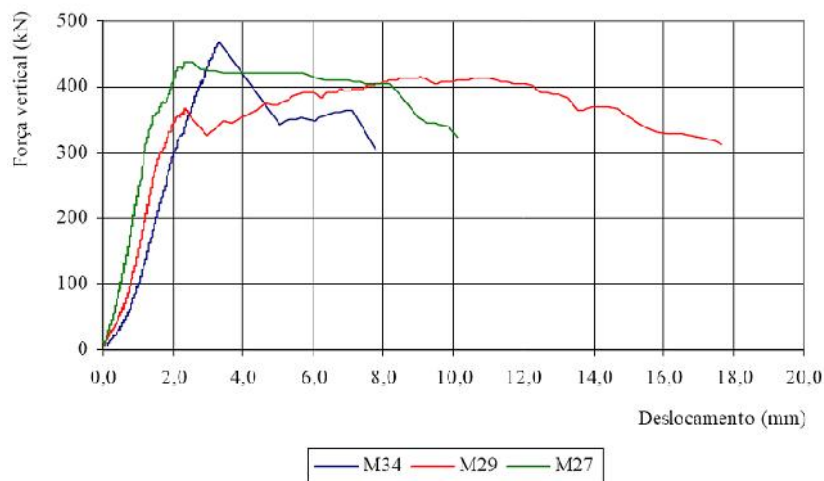


Fig. 3.8 – Diagramas força/deslocamentos do ensaio dos muretes da solução de reforço IV [31]

O segundo trabalho de referência desta dissertação foi realizado por H. Morais [26] no âmbito da sua dissertação de mestrado pela FCT/UNL. Este trabalho consistiu no ensaio de compressão simples de um modelo experimental simples (murete M36), realizado no âmbito da tese de doutoramento do F. Pinho [31], com as dimensões $0,80 \times 0,40 \times 1,20 \text{ m}^3$ (comprimento, largura e altura), designado por murete pequeno. O aspecto final do murete M36 antes do ensaio e o seu modo de rotura são ilustrados na figura 3.9.



Fig. 3.9 – Modelo experimental ensaiado por H. Morais [26, 31]

O modo de rotura do murete M36 deu-se pelo desenvolvimento de uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo até ao canto inferior direito até ser atingido o colapso. A força máxima obtida foi de 238,3kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,74MPa e um deslocamento de 6.5mm.

O terceiro trabalho de referência desta dissertação foi realizado por M. Fonseca [15] no âmbito da sua dissertação de mestrado pela FCT/UNL. Consiste no ensaio de compressão simples de um modelo experimental (murete M45), realizado também no âmbito da tese de doutoramento do F. Pinho [31], com as dimensões 0,80x0,40x1,20m³ (comprimento, largura e altura), designado por murete pequeno, reforçado com fitas metálicas.

As fitas metálicas em aço inox utilizadas apresentavam uma secção de 12,7mm², com espessura de 1mm. A realização de ensaios de tracção em amostras destas fitas permitiu obter uma força máxima média de 6,98kN, extensão máxima média de 17,22% e tensão de cedência média de 217,95MPa.

As fitas foram aplicadas no murete em furos previamente realizados, sendo posteriormente cobertas com almofadas de argamassa em cada furo de modo a melhorar a distribuição dos esforços pela alvenaria. Foi injectada uma calda de cimento a uma relação água/cimento=0,4 para promover a aderência entre as fitas metálicas e a alvenaria de pedra.

O aspecto final do murete M45 antes do ensaio e o seu modo de rotura são ilustrados na figura 3.10.



Fig. 3.10 - Modelo experimental ensaiado por M. Fonseca [15, 31]

O diagrama força-deslocamento apresentado na figura 3.11 permitiu obter uma resistência máxima à compressão de 253,3kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,79MPa e um deslocamento de 13,2mm.

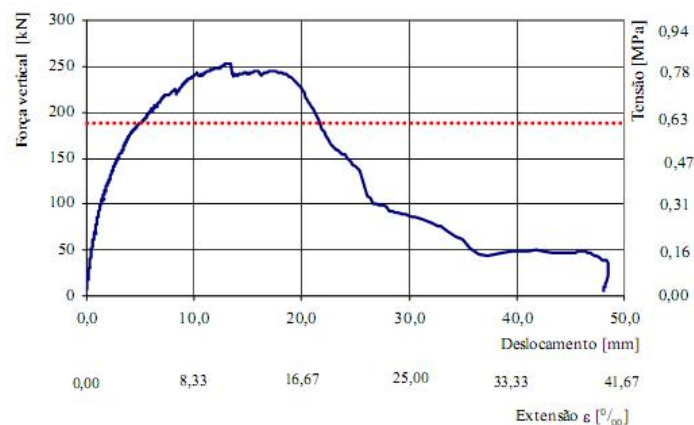


Fig. 3.11 – Diagrama força - deslocamento do ensaio à compressão obtido por M. Fonseca [15]

A realização deste ensaio mostrou que o confinamento transversal contínuo por fitas metálicas conferiu ao murete uma boa ductilidade, permitindo deslocamentos verticais na ordem dos 12mm até atingir a rotura.

Outro trabalho de referência igualmente no seguimento da tese de doutoramento de F. Pinho [31] foi realizado por J. Correia [11] para a sua dissertação de mestrado pela FCT/UNL em 2011. O trabalho consistiu no ensaio à compressão simples de um modelo experimental simples de grandes dimensões (murete M9), com $1,20 \times 0,40 \times 1,20 \text{m}^3$, comprimento, largura e altura respectivamente. O aspecto final do murete M9 antes do ensaio e o seu modo de rotura são ilustrados na figura 3.12.

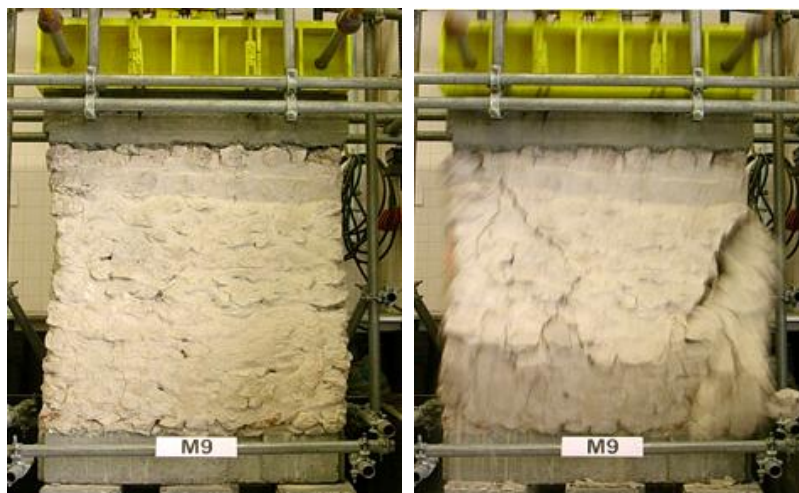


Fig. 3.12 – Modelo experimental ensaiado por J. Correia [11, 31]

A rotura do murete foi do tipo frágil, com uma perda acentuada da capacidade resistente a partir do momento em que se iniciou a desagregação da alvenaria.

O ensaio de compressão axial submetido ao murete M9 permitiu obter uma resistência à compressão máxima de 288,4kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,60MPa e um deslocamento de 4,5mm, observável no diagrama da figura 3.13.

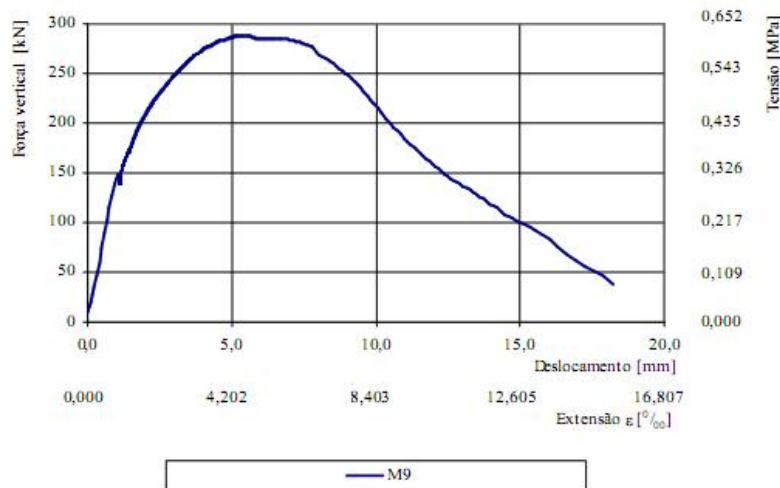


Fig. 3.13 – Diagrama força/deslocamento do ensaio à compressão obtido por J. Correia [11]

Outros trabalhos de referência nacionais consultados foram desenvolvidos por D. Oliveira *et. al.*, C. Almeida *et. al.*, B. Silva *et. al.*, H. Varum *et. al.*, R. Bairrão *et. al.*, conforme se indica na tabela 3.1.

O trabalho realizado por D. Oliveira, P. Lourenço e R. Silva na Universidade do Minho [27] em 2007, trata o *comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos* múltiplos, constituído pelo ensaio à compressão uniaxial com carregamento monotónico de paredes de alvenaria de pedra de três panos reforçadas pelas técnicas de refechamento de juntas com inserção de varões em fibra de vidro e ligação transversal dos panos através da aplicação de varões GFRP, aplicadas individualmente ou em simultâneo. O ensaio tinha como objectivo a determinação de parâmetros mecânicos (resistência à compressão e módulo de elasticidade), para melhor compreensão do comportamento global das paredes.

Os panos exteriores das paredes foram construídos em granito e pano interior com material de enchimento, tendo dimensões $60 \times 30 \times 110 \text{cm}^3$, comprimento, largura e altura respectivamente, figura 3.14. Ensaio mecânicos à compressão realizados em provetes cilíndricos de granito com um diâmetro de 100mm e uma altura de 200mm permitiram obter um valor médio de resistência à compressão uniaxial de 54,9MPa, um valor médio do módulo de elasticidade de 20,6GPa e um coeficiente de Poisson médio de 0,24 para este material. Foi utilizada uma argamassa de assentamento de cal aérea e areia com traço ligante/areia 1:3 e razão água/ligante de 0.8. Ensaio à

compressão em provetes cúbicos desta argamassa com 50mm de aresta realizados aquando da construção das paredes permitiram obter um valor médio da resistência à compressão uniaxial da argamassa de 0.5MPa, 2.9MPa e 2.2 MPa para as idades de 7, 28 e 90 dias, respectivamente.

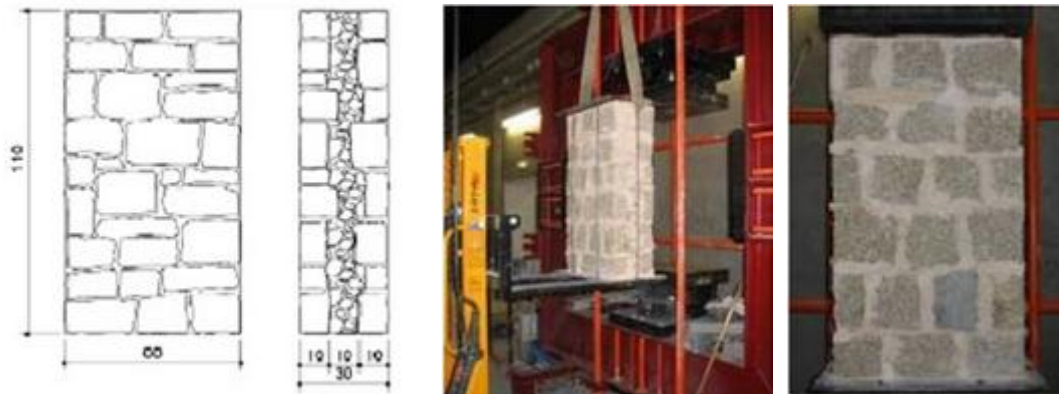


Fig. 3.14 – Modelo experimental do trabalho realizado por D. Oliveira *et. al.* [27]

O valor médio da resistência à compressão obtido para paredes reforçadas revelou um aumento de 71% em relação ao valor médio obtido para paredes não reforçadas, facto explicável devido ao efeito de confinamento produzido pelas barras de GFRP, tabela 3.7.

Tab. 3.7 – Resultados dos ensaios experimentais realizados nas paredes por D. Oliveira *et. al.* [27]

Tipo de parede	Valores médios da resistência à compressão [MPa]
Paredes simples	1,8
Paredes reforçadas	3,1

O trabalho desenvolvido por C. Almeida *et. al.* [1] na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em 2010 diz respeito à análise do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra com paramento simples.

Foram utilizadas três paredes de dimensões $1,20 \times 0,40 \times 2,50 \text{m}^3$, retiradas de uma parede com trinta metros de um edifício situado no Porto, para serem sujeitas a ensaios monotónicos de compressão uniaxial. As paredes eram compostas por pedras de granito com resistência à compressão e módulo de Young de 61GPa e 26GPa, respectivamente, e separadas por uma argamassa de assentamento de cal aérea e areia ao traço 1:3.

As paredes foram ensaiadas num sistema de ensaio composto por uma máquina de testes com capacidade para 3mN e dezasseis deflectómetros, figura 3.15. Previamente à realização do ensaio foram confinadas lateralmente às paredes duas estruturas em aço ligadas por tirantes Dywidag, para contrariar as condições de instabilidade criadas após o corte da parede original.

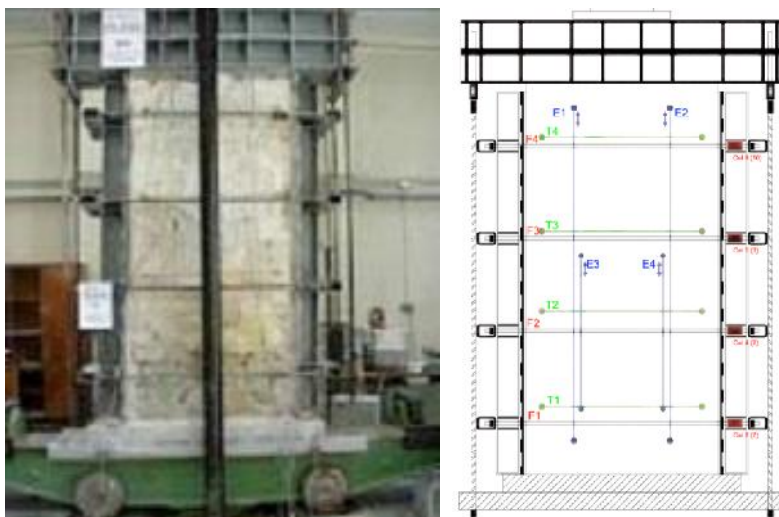
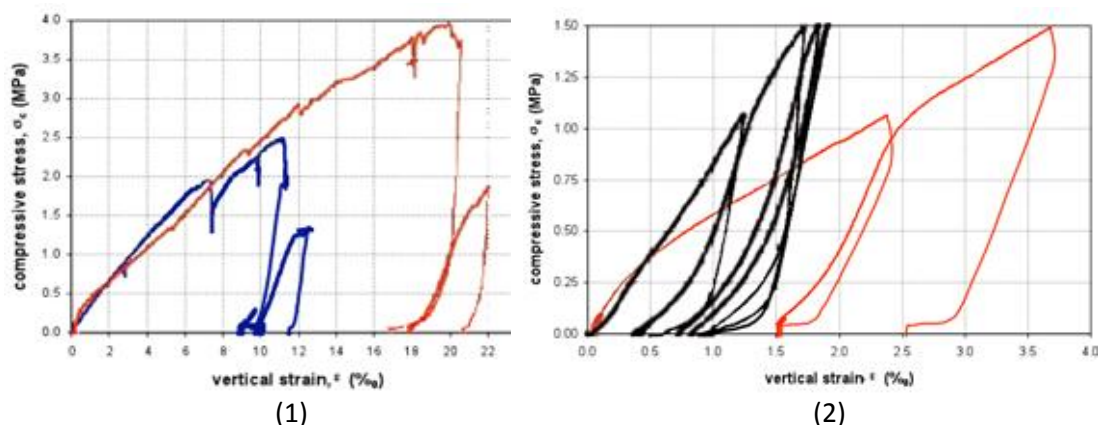


Fig. 3.15 – Sistema de ensaio utilizado por C. Almeida *et. al.* [1]

Foram ensaiadas inicialmente duas paredes (PP1 e PP2) à compressão monotónica até a um estado próximo da rotura, altura em que se suspendeu o ensaio e se retiraram as estruturas de confinamento laterais. As paredes foram de novo ensaiadas, desta vez até ocorrer a rotura. Este ensaio teve como objectivo analisar o efeito que a estrutura de confinamento lateral tem na resistência e deformabilidade da parede. Os resultados registados permitiram quantificar uma força máxima de 1,7mN, correspondente a um deslocamento de 40mm para a parede PP1, e uma força máxima de 1,2mN, correspondente a um deslocamento de 23mm para a parede PP2.

Em seguida, a parede restante PP3 foi também submetida a duas fases de testes, para que se pudesse avaliar a influência dos vazios internos no seu comportamento. Inicialmente foram aplicados dois ciclos de compressão, de carga bem abaixo da capacidade resistente esperada para a parede. Posteriormente, esta foi injectada com uma calda de cal hidráulica e areia com baixa resistência e submetida de novo a ciclos de carga e descarga até se atingir a rotura.



(1) – PP1 e PP2 (vermelho e azul, respectivamente); (2) – PP3 antes e depois da injeção

Fig. 3.16 – Diagramas tensão-deformação obtidos por C. Almeida *et. al.* [1]

A rotura foi alcançada para uma tensão máxima de 5,4MPa. Na comparação dos resultados obtidos pela parede PP3 com as paredes PP1 e PP2, a parede reforçada exibe um ganho resistência na ordem dos 60%. O gráfico ilustrado na figura 3.16, demonstra que a injeção dos vazios internos da parede leva a um aumento significativo da rigidez, cerca de três vezes superior à rigidez original.

B. Silva [38] realizou um trabalho em 2008, que consistiu numa campanha de ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Estes ensaios pretendiam avaliar experimentalmente a capacidade de dissipação de energia, a ductilidade, a resistência e rigidez de paredes de alvenaria de pedra.

Para esse efeito, duas paredes de granito de boa qualidade, (PA1 e PA2), com as dimensões 1,60x0,60x1,60m³ de largura, comprimento e altura, respectivamente, com juntas desalinhas de dois panos, com travadouros e assentamento aleatório, foram ensaiadas ao corte, sob carga axial vertical constante e acção horizontal cíclica crescente imposta no plano da parede, aplicada de forma quasi-estática, sem mobilização da inércia, figura 3.17. As paredes apresentavam juntas seladas com argamassa de areia e cal.

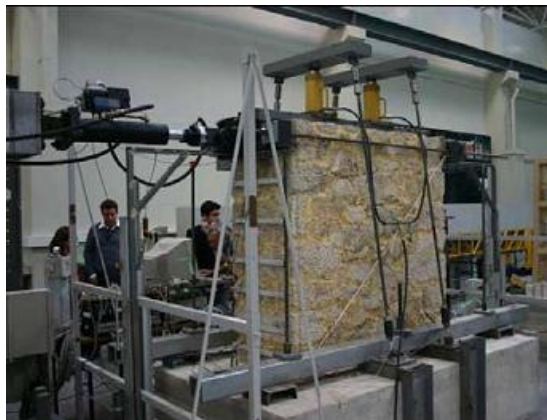


Fig. 3.17 – Modelo experimental do trabalho realizado por B. Silva [38]

Ambas as paredes foram ensaiadas sob a acção de uma carga vertical constante de 50kN, correspondente a uma tensão de compressão de aproximadamente 52kPa, e de um deslocamento horizontal cíclico crescente aplicado no topo e no plano de cada uma das paredes. A carga vertical foi aplicada através de dois actuadores hidráulicos que possuíam uma capacidade de carga máxima individual de 50ton. A acção - deslocamento cíclico horizontal foi aplicada através de um actuador hidráulico rotulado nas extremidades, com capacidade máxima de cerca de 10ton.

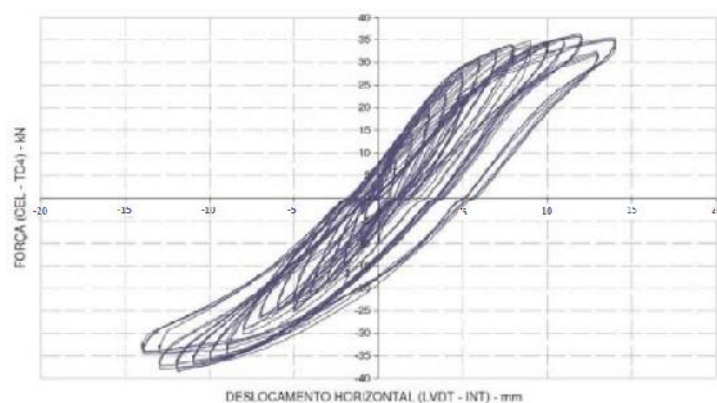


Fig. 3.18 – Diagrama força/deslocamento da parede do trabalho de B. Silva [38]

Através da realização dos ensaios foi traçado o diagrama força-deslocamento, figura 3.18, que permitiu concluir que ambas as paredes apresentavam alguma capacidade de dissipação de energia por comportamento não-linear e uma resistência máxima semelhante em ambas as direcções de 36kN. A perda de rigidez que ocorreu nas paredes não foi significativa, dados os níveis de deslocamentos impostos durante o ensaio realizado.

O trabalho realizado por H. Varum *et. al.* [45] na Universidade de Aveiro consistiu na caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe através de um ensaio cíclico de corte a uma parede de alvenaria em blocos de adobe recolhidos em construções existentes na região de Aveiro.

Em laboratório foi determinada a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dinâmica dos blocos de adobe, através de ensaios de ultra-sons, e efectuada a caracterização granulométrica e mecânica. Destes ensaios concluiu-se que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos blocos de adobe era de 1,10MPa e 147,3MPa, respectivamente.

Com o auxílio de uma argamassa de características semelhantes à usada neste tipo de construções, foi erguida uma parede de 1,02m×0,85x1,08m³ (comprimento, largura e altura), figura 3.19.

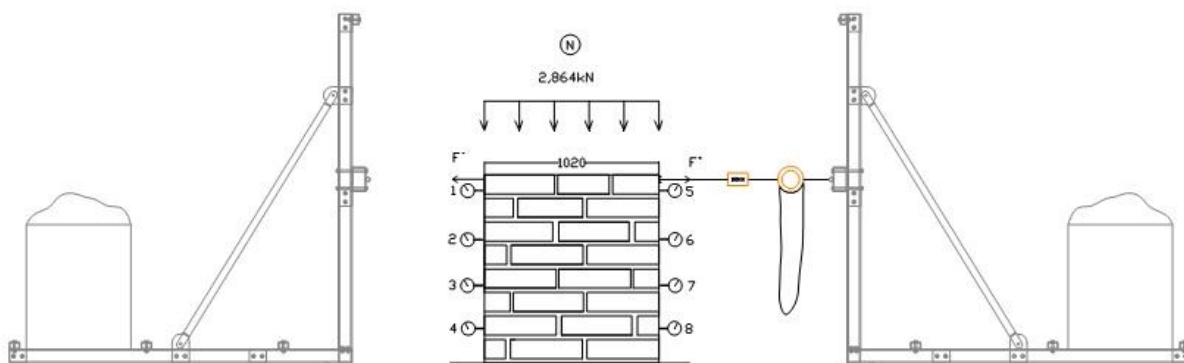


Fig. 3.19 – Dispositivo de ensaio cíclico laboratorial do modelo de H. Varum *et. al.* [45]

O ensaio de corte semi-destrutivo realizado na parede consistiu na aplicação de uma carga vertical constante de 2,86 kN, e um ciclo de cargas horizontais impostas no plano da parede, de amplitude crescente, até ser atingido o colapso. A figura 3.20 exibe o gráfico força-deslocamento obtido no ensaio realizado.

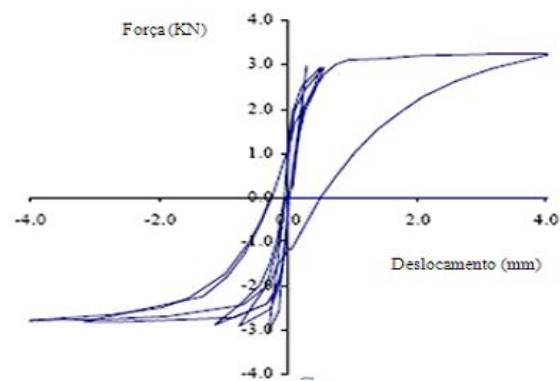


Fig. 3.20 – Diagrama força/deslocamento da parede do trabalho de H. Varum *et. al.* [45]

Para forças aplicadas inferiores à cedência, aproximadamente 3kN, verificou-se que a deformação no topo da parede era relativamente contida. Para valores posteriores, as deformações cresceram consideravelmente.

R. Bairrão *et. al.* [3] construiu e testou em 2007, numa mesa vibratória do Laboratório Nacional de Engenharia Civil uma estrutura modelo em alvenaria de pedra natural reforçada com rede de polímero. O ensaio tinha como objectivo redistribuir os esforços presentes e prevenir o colapso da estrutura quando submetida a esforços sísmicos.

A estrutura modelo era composta por duas janelas na fachada este, uma porta na fachada sul, uma parede resistente na fachada norte, uma indentação no canto norte-oeste e tinha como dimensões $401 \times 358 \times 360 \text{cm}^3$, figura 3.21.

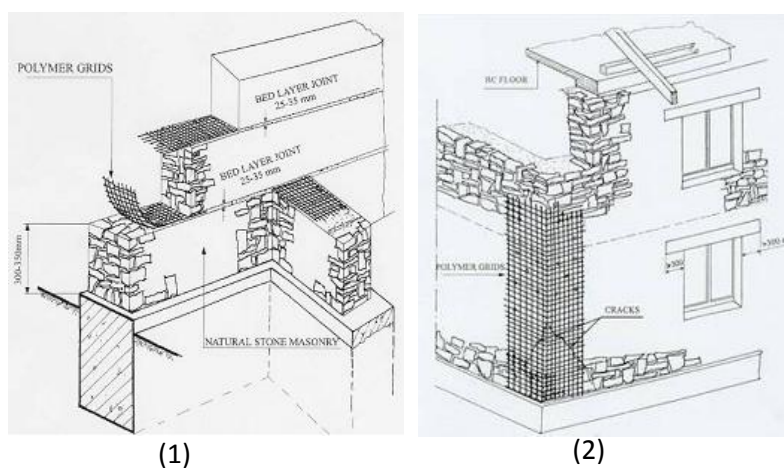


(1) - estrutura modelo original; (2) - procedimento de reparação do modelo após 1º ensaio;
(3) - estrutura modelo reforçada

Fig. 3.21 – Reforço da estrutura modelo em alvenaria de pedra por R. Bairrão *et. al.* [3]

A argamassa de assentamento à base de cal e cimento utilizada na sua construção apresentava uma resistência à compressão média aos 28 dias de 0,85-1MPa, sendo a resistência à compressão da pedra calcária de 67MPa com módulo de elasticidade de 37GPa.

A intervenção de reforço foi dividida em duas fases, sendo a primeira composta pelo reforço das juntas de assentamento horizontais de argamassa com rede de polímero seguido de uma série de testes envolvendo carregamentos sísmicos até se atingir um nível de dano razoável. A estrutura foi em seguida reparada exteriormente com o confinamento total da mesma rede de polímero e reboco de argamassa com adição de fibras, fazendo aumentar a espessura da parede de 24 para 32 cm, figura 3.22. A segunda fase de testes foi processada de seguida, com a estrutura a ser submetida a novos carregamentos sísmicos.



(1) – reforço das juntas horizontais de argamassa de assentamento na 1ª fase de testes;
 (2) – reforço da superfície vertical na 2ª fase de testes

Fig. 3.22 – Esquema representativo do reforço aplicado na estrutura [3]

Ensaio realizados à estrutura original revelaram uma integridade aceitável, não se verificando a perda de integridade estrutural e instabilidade.

Na primeira fase do ensaio, foi confirmado que as redes de polímero colocadas horizontalmente nas juntas de argamassa garantiram a integridade da estrutura e suportaram a fricção criada por pedras soltas individualmente, permitindo no entanto grandes vibrações e amplitudes deflacionárias para fora do plano das paredes. Registou-se também uma fendilhação admissível, e confirmou-se a distribuição uniforme de esforços conferida pelo reforço das juntas de argamassa horizontais. Os danos verificados foram registados maioritariamente na zona inferior da estrutura junto à ligação com a mesa vibratória. Próximo do final da primeira fase de ensaios, observaram-se ainda danos consideráveis junto às aberturas das janelas.

Para a segunda fase de ensaios, sendo a resposta sísmica diferente da submetida na primeira fase de ensaios, o padrão de fendas observado indicava que o dano causado se concentrava também na sua

maioria em zonas inferiores da parede, perto da base da estrutura. Foram observadas fendas junto às aberturas de janelas embora fossem mais pequenas e em menor quantidade.

Assinalou-se apenas fendilhação vertical na argamassa de revestimento, não sendo demasiado profunda para atingir as unidades de alvenaria. Não foram presenciadas fendas inclinadas, o que se traduz numa boa resistência a esforços de corte, conferida pelo reforço em rede de polímero.

Registou-se uma enorme dissipação de energia e ductilidade conferida pela estrutura modelo, resultando no aumento da resistência sísmica quando sujeita ao reforço aplicado neste tipo de intervenção.

Relativamente aos trabalhos internacionais consultados (tabela 3.2), apresentam-se em seguida os trabalhos realizados por M. Dolce *et. al.*, Vintzileou *et. al.*, Valluzzi *et. al.*, M. Sorour *et. al.*, R. Peterson.

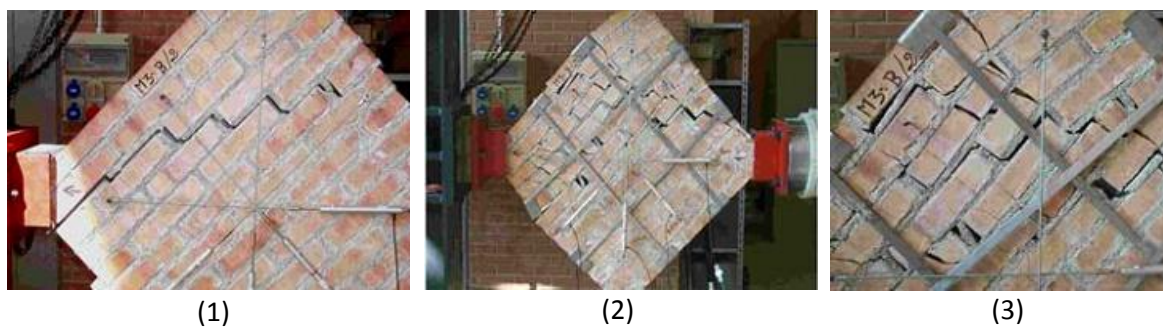
M. Dolce *et. al.* [13] realizou em Basilicata University Potenza, Itália, ensaios experimentais em modelos desenvolvidos com o objectivo de investigar o potencial do sistema de confinamento transversal conferido por fitas metálicas. O intuito principal da intervenção era avaliar a melhoria da ductilidade e resistência da face interior de muretes e de pilares com secção quadrangular.

Foram construídas 50 paredes em alvenaria de tijolo de dimensões $90 \times 90 \times 12 \text{cm}^3$, que foram sujeitos a ensaios de compressão diagonal e 20 pilares, também em alvenaria de tijolo de dimensões $32 \times 32 \times 82 \text{cm}^3$, sujeitos a ensaios de compressão simples. Na sua construção foram usadas argamassas bastardas de cimento e cal aérea, M3.

Vinte amostras de fitas metálicas em aço inoxidável do tipo AISI 304, destinadas ao confinamento transversal foram ensaiadas à tração, com o intuito de determinar a sua tensão de rotura e características de ductilidade. A cedência das fitas foi registada para uma tensão média de 610,2MPa com 60% de extensão, conferindo-lhes grande ductilidade quando incorporadas no sistema de confinamento.

Até à data da publicação deste artigo em 2001, foram ensaiadas duas paredes, sujeitas a um estado de compressão preliminar à aplicação do sistema de confinamento transversal em carregamento monotónico. Seguidamente, foram ensaiadas de novo à compressão, uma com carregamento monotónico (M3-B2) e outra com carregamentos cíclicos (M3-B1). O ensaio cíclico era composto por quatro grupos de ciclos carga-descarga com deslocamento constante em cada grupo, e aumento da amplitude de deslocamento desde o primeiro ao último grupo, até ser atingida a rotura.

Pela análise da figura 3.23, é evidente a eficácia da intervenção de reforço no sentido de impedir a propagação das fendas iniciadas no 1º ensaio e favorecer a sua propagação pela totalidade da parede, dissipando uma enorme quantidade de energia.



(1) (2) (3)
 (1) - rotura da parede não reforçada; (2,3) - rotura da parede reforçada
Fig. 3.23 – Modelo experimental do trabalho realizado por M. Dolce *et.al.* [13]

Como observado nos gráficos da figura 3.24 e na tabela 3.8, o deslocamento máximo obtido para as paredes reforçadas está classificado numa ordem de grandeza superior ao valor obtido para as paredes não reforçadas. Também a força máxima obtida na altura da cedência é superior em 50% para o caso do carregamento monotónico e em cerca de 15% para o carregamento cíclico. A energia dissipada foi superior em 30 vezes quando ambos os testes são monotónicos e 60 vezes superior quando a parede reforçada é ensaiada ciclicamente.

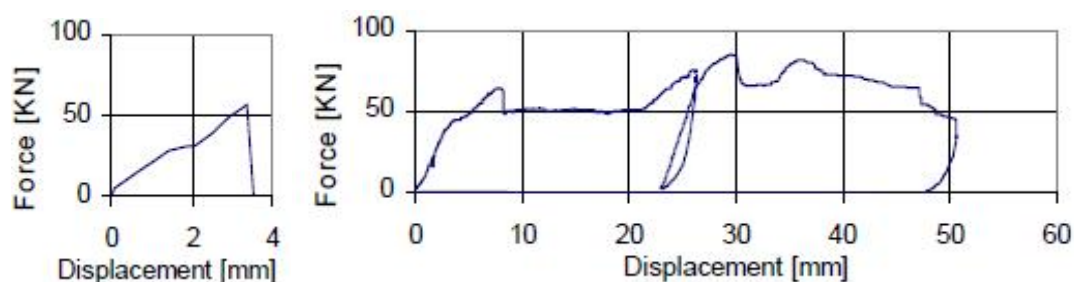


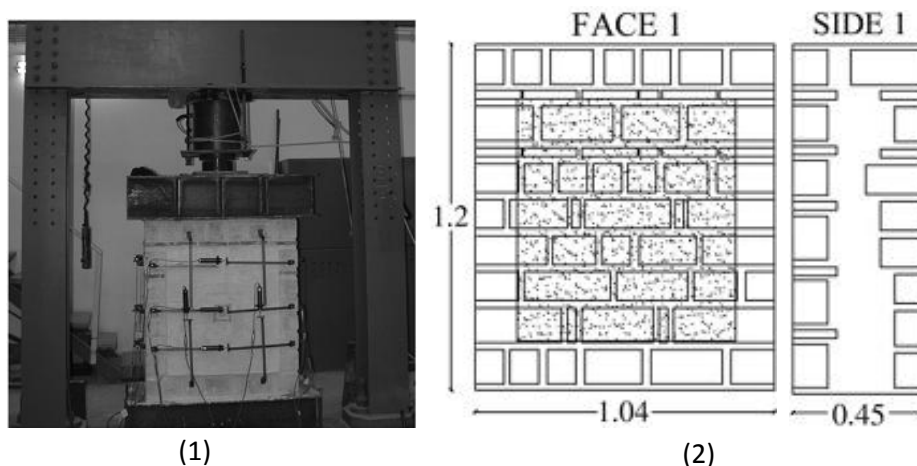
Fig. 3.24 – Gráfico força diagonal/deslocamento da parede M3B2 sob carregamento monotónico, antes e após reforço, obtido por M. Dolce *et.al.* [13]

Tab. 3.8 – Resultados experimentais realizados nas duas paredes, ensaiados por M. Dolce *et.al.* [13]

	M3-B2 (mo- notónico)	M3-B2 reforçado (monotónico)	M3-B1 (mo- notónico)	M3-B1 reforçado (cíclico)
Deslocamento máximo [mm]	3,4	50,7	3,9	2,3/3,7/10,3/45,0
Força máxima [kN]	56,4	85,07	80,6	93
Energia dissipada [J]	103,3	3049,3	112,4	34+125+2300+3845 = 6304
Nº Ciclos/deslocamento do ciclo [mm]	1	1	2	2/1, 12/2, 72/3, 84/6

Vintzileou *et. al.* [46] publicou um artigo em 2007 referente a uma campanha de ensaios à compressão uniaxial realizados em paredes de alvenaria de pedra de três panos, não reforçadas e reforçadas pelo método de injeção. No caso das paredes reforçadas, procedeu-se à sua deterioração previamente à aplicação do reforço através de um ensaio de compressão uniaxial até se atingir a carga de pico, figura 3.25. Estas paredes, apresentando como dimensões 1,04x0,45x1,20m³, comprimento, largura e altura, respectivamente, eram constituídas por pedra calcária com resistência à compressão média de 17MPa e juntas argamassadas de cal aérea com adição de pozolana e areia de rio ao traço areia/ligante 2:3, e razão água/ligante=0,65, com resistência à compressão da 4,35MPa para uma idade de três meses.

Na aplicação do método de reforço, fazendo uso dos cerca de 40% de vazios presentes em cada parede, foram injectadas duas caldas diferentes. A calda de injeção A, à base de cal aérea apresentava valores de resistência à compressão médios de 2,82MPa. A calda de injeção B, de cimento e cal aérea com adição de pozolana registava valores de resistência à compressão médios de 4,08MPa.



(1) – Modelo experimental ensaiado; (2) – Representação esquemática geometria das paredes a ensaiar

Fig. 3.25 – Modelo experimental do trabalho realizado por Vintzileou *et.al.* [46]

Na tabela 3.9 apresenta-se o resumo dos resultados relativos às propriedades mecânicas desses ensaios:

Tab. 3.9 – Resultados experimentais do trabalho realizado por Vintzileou *et.al.* [46]

Parede	Calda de injeção	Resistência a compressão uniaxial da parede não reforçada [MPa]	Resistência a compressão uniaxial da parede reforçada [MPa]
1	A	1,82	3,00
2	B	1,74	3,75
3	A	2,26	3,73

Pela análise da tabela, observa-se um aumento significativo da resistência à compressão das paredes reforçadas em relação às não reforçadas de cerca de 119%, mesmo tendo estas sido previamente danificadas antes da aplicação do reforço.

Valluzzi *et. al.* [43] realizou em 2004, um trabalho experimental sobre o comportamento de paredes de alvenaria de três panos à compressão uniaxial. Foram ensaiadas paredes de pedra calcária, reforçadas e não reforçadas. As reforçadas foram ensaiadas à compressão uniaxial previamente à aplicação da injeção da calda, de modo a que se introduzisse um estado de dano prévio. Nas paredes reforçadas foi empregue, entre outras, a técnica de injeção a qual se irá fazer referência. O objectivo desta técnica destinava-se a preencher os vazios no núcleo interno das paredes e melhorar a sua aderência aos panos exteriores.

As paredes tinham como dimensões $0,80 \times 0,50 \times 1,40 \text{m}^3$, comprimento, largura e altura respectivamente, e eram caracterizadas por uma proporção de 68% de pedra calcária, 17-22% de argamassa e 10-15% de vazios, figura 3.26, o que as tornava alvos prioritários na utilização da técnica de injeção de caldas, sendo os seus efeitos facilmente observáveis devido à percentagem de vazios presentes.

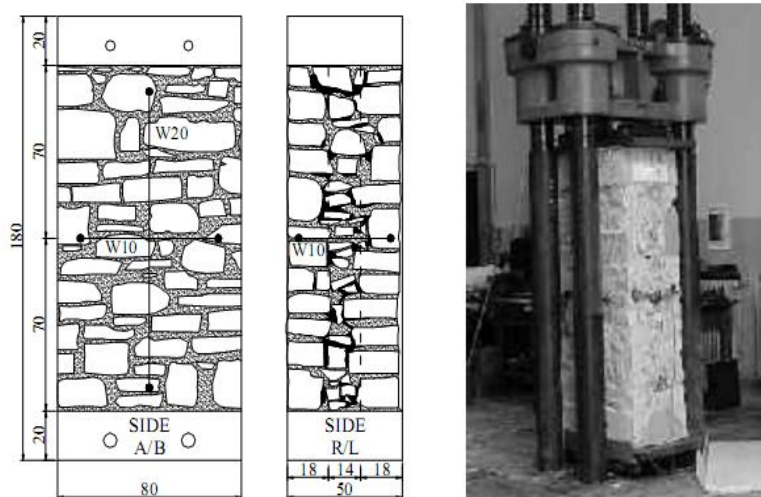


Fig. 3.26 – Modelo experimental e sistema de ensaio utilizado por Valluzzi *et. al.* [43]

A resistência à compressão da pedra calcária medida em cubos com 71mm de aresta era de 164MPa. A argamassa de assentamento composta por cal hidráulica e areia tinha um traço ligante/areia de 1:3 e uma razão água/ligante=0,5. A resistência à compressão desta argamassa aos 28 e 60 dias em prismas de 40x40x160mm era de 1,57MPa e 1,64MPa, respectivamente.

Foram utilizadas duas caldas à base de ligante hidráulico natural, I1e I2, com uma resistência à compressão aos 28 dias de 5,1MPa e 3,2MPa, respectivamente.

As paredes 1I2, 5I1, 6I1, 8I2 foram testadas antes (28 dias após a cura) e após o reforço (60 dias após a construção). Já as paredes 13I1 E 16I2 foram ensaiadas a carregamentos cíclicos apenas após o reforço, com incrementos de carregamento vertical de 0,25KN/s após cada ciclo. Na tabela 3.10 são apresentados os resultados relativos às propriedades mecânicas desses ensaios.

Tab. 3.10 – Resultados experimentais do trabalho realizado por Valluzzi *et. al.* [43]

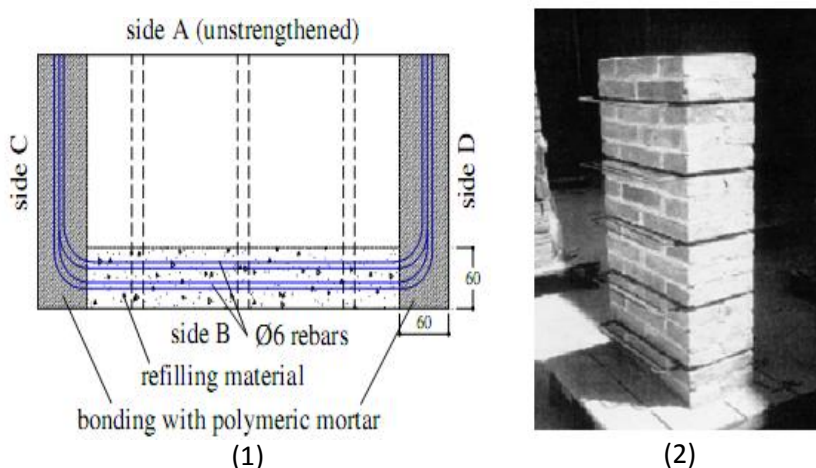
Parede	Calda de injeção	Resistência a compressão uniaxial das paredes não reforçadas [MPa]	Resistência a compressão uniaxial das paredes reforçadas [MPa]
5I1	I1	1,45	2,49
6I1	I1	1,95	2,49
13I1	I1	-	2,54
1I2	I2	1,97	2,57
8I2	I2	1,91	1,82
16I2	I2	-	2,48
Média	-	1,82	2,4

A injeção de calda nas paredes permitiu registar um aumento médio da resistência à compressão de aproximadamente 40%. A resistência à compressão da parede não depende, aparentemente, do tipo de calda injectada, pois o valor médio registado foi semelhante para as paredes injectadas com grout I1 e I2.

M. Valluzzi, L. Binda e C. Modena [42] realizaram um trabalho experimental em 2005, sobre o comportamento de paredes de alvenaria de tijolo de dois panos a acções monotónicas de compressão axial, em condições de reforço e não reforço. Cinco paredes de dimensões 0,50x0,25x1,10m³, comprimento, largura e altura respectivamente, foram reforçadas com a técnica de refechamento de juntas, ilustrada na figura 3.27.

A investigação tinha como objectivo principal controlar a ocorrência e propagação da fendilhação nos tijolos, reduzindo a dilatância da parede. Foram então inseridas a cada três juntas de assentamento, barras em aço inoxidável de diâmetro reduzido (2Ø6) em cavidades de 60mm de profundidade. De modo a garantir uma ancoragem adequada, cada barra foi fixada com argamassa polimérica. Dois tipos de argamassas de substituição foram usados, uma à base de cal hidráulica que apresentava uma resistência à compressão de 5,4MPa e uma argamassa polimérica de resistência mecânica à compressão variável entre 50-90MPa.

Tal como noutras intervenções, as paredes foram sujeitas a um estado de compressão preliminar, seguido de uma intervenção de restauro de fendas e substituição do material danificado. Para efeitos comparativos, uma parede foi submetida ao ensaio após a aplicação do reforço, sem qualquer carregamento prévio, ao contrário das restantes.



(1) - corte transversal da parede; (2) - modelo experimental
Fig. 3.27 – Modelo experimental do trabalho realizado por Valluzzi *et. al.* [42]

As tabela 3.11 e tabela 3.12 mostram os resultados dos ensaios de compressão a que as paredes foram submetidas, tendo os símbolos a seguinte correspondência: E_s - módulo de elasticidade calculado para um intervalo variando entre 30% a 60% da tensão de compressão máxima, E_{sR} - módulo de elasticidade das paredes reforçadas.

Tab. 3.11 – Resultados dos testes de compressão antes e depois da intervenção de reforço obtidos por Valluzzi *et. al.* [42]

Tipo de reforço	Resistência à compressão [MPa]
Paredes sem reforço	6,2
Paredes reforçadas com refechamento de juntas	4,8

Tab. 3.12 – Módulos de elasticidade calculados antes e depois da intervenção de reforço por Valluzzi *et. al.* [42]

Tipo de reforço	E_s [MPa]	E_{sR} (A) [MPa]	E_{sR} (B-C-D) [MPa]
Paredes sem reforço	1675	-	-
Paredes reforçadas com refechamento de juntas	-	1010	1030

Através da análise da tabela foi possível concluir que a intervenção de reforço não melhorou as condições da parede, nomeadamente a sua resistência à compressão.

Por outro lado, foram obtidos resultados positivos relativos à deformação sofrida pela parede. Na face reforçada (B), a parede mostrou claros sinais de reduzida fendilhação. Já na face não reforçada (A), notou-se uma abertura de fendas e a propagação dos danos a zonas vizinhas, particularmente nas zonas de canto.

M. Sorour *et. al.* [41] realizou no Canada, ensaios em paredes de alvenaria. O trabalho experimental consistiu na construção de oito paredes de alvenaria de pedra de panos múltiplos, duas paredes simples e cinco paredes reforçadas com vários tipos de confinamentos transversais (conectores). Cada parede era composta por dois panos de alvenaria distintas, um composto por arenito, outro composto por calcário e núcleo formado por alvenaria de cascalho, apresentando como dimensões, 2,00x0,54x2,75m³ de largura, comprimento e altura respectivamente, figura 3.28.



Fig. 3.28 – Modelo experimental do trabalho realizado por M. Sorour *et. al.* [41]

O programa de testes submetido às paredes de alvenaria envolveu uma série de carregamentos axiais de compressão concêntricos e excêntricos, carregamentos de compressão-corte e flexão e carregamentos vibratórios.

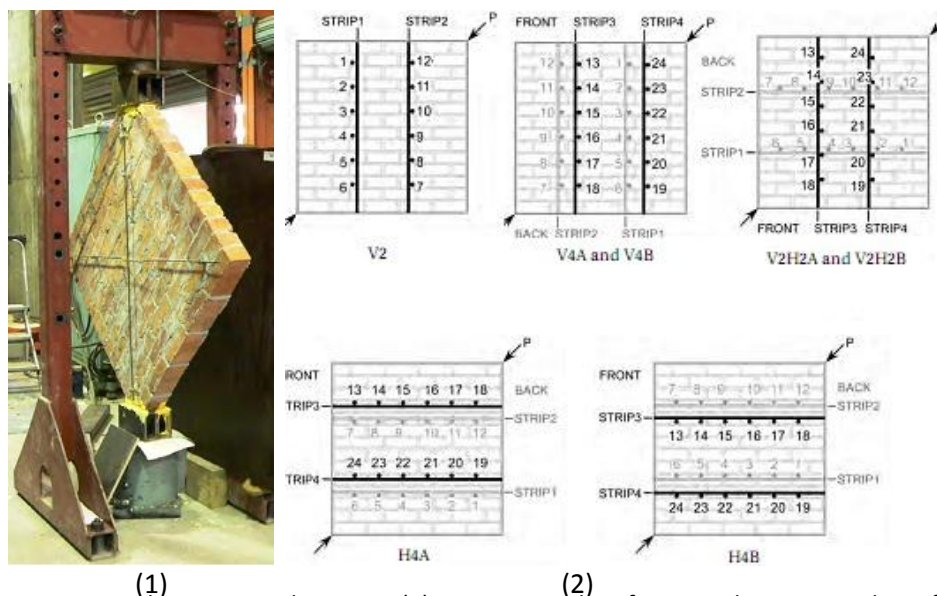
A determinação do módulo de elasticidade, objectivo principal dos ensaios de compressão, foi conseguida através de gráficos tensão-deslocamento traçados para cada parede. Os módulos de elasticidade médios obtidos para cada parede na sua altura total variam entre 1,6 e 2,3GPa, já os valores registados para o segundo terço da altura de cada parede variam entre 1,8 e 3,5GPa. Esta diferença sugere que os conectores utilizados podem ter provocado algum efeito de rigidez local.

No entanto, apesar da presença de confinamento transversal com conectores, a formação de fendas verticais que separam os dois panos da parede não foi impedida, revelando a ineficácia deste tipo de reforço para situações sísmicas.

Conclui-se que o confinamento transversal confere alguma rigidez às paredes quando carregadas axialmente, contrariamente ao ocorrido quando as mesmas paredes são carregadas lateralmente. A técnica provou não ser eficaz no aumento da capacidade de carga de uma parede de alvenaria de pedra submetida a um carregamento sísmico e na melhoria da ligação entre os diferentes panos [43].

R. Petersen [30] desenvolveu um trabalho experimental em 2009, no âmbito da sua tese de doutoramento na Universidade de Newcastle na Austrália. Este envolveu o ensaio de compressão diagonal de onze paredes de alvenaria, quatro paredes de referência não-reforçadas e sete paredes reforçadas com várias configurações diferentes de elementos em material compósito CFRP. O objectivo do trabalho experimental era investigar a eficácia das várias configurações de reforço das paredes, no que diz respeito à sua força máxima, ductilidade e o comportamento da ligação entre a alvenaria e os elementos FRP.

As paredes foram construídas em alvenaria de tijolo maciço e argamassa de assentamento de razão 1:1:6 (cimento, cal e areia) com 10mm de espessura tendo uma forma quadrada com 120cm de largura e 110cm de comprimento, figura 3.29.



(1) – modelo experimental no sistema de ensaio; (2) – esquemas de reforço usados nas paredes reforçadas

Fig. 3.29 – Modelo experimental do trabalho realizado por R. Petersen [30]

As tiras de CFRP usadas no reforço das paredes, observáveis nos esquemas de configuração da figura 3.29 tinham 15mm de largura e 2,8mm de espessura e apresentavam um módulo de elasticidade de 210GPa. A tabela 3.13 indica a força máxima aplicada em cada uma das paredes ensaiadas:

Tab. 3.13 – Resultados dos testes de compressão diagonal obtidos por R. Petersen [30]

	Parede		Força aplicada quando surgiu a 1ª fenda [kN]	Força máxima [kN]	Incremento de força [%]
Paredes não-reforçadas	URM-1		237	-	-
	URM-2		290	-	-
	URM-3		65	-	-
	URM-4		183	-	-
Paredes reforçadas	Vertical	V2	125	160	28
		V4A	172	210	22
		V4B	140	205	46
	Horizontal	H4A	251	264	5
		H4B	183	185	1
	Ambos	V2H2A	177	206	16
		V2H2B	120	158	32

Através da análise da tabela 3.13 concluiu-se que o uso de tiras verticais de CFRP é o esquema de reforço mais eficaz no aumento da força máxima aplicada às paredes, correspondente a um incremento de 46%, no caso da parede V4B. Devido às variações de resistência da argamassa de assentamento usada e às variações estáticas das propriedades do material usado na sua construção, algumas paredes apresentam menores forças máximas que as paredes não-reforçadas.

CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E PREPARAÇÃO DO MURETE

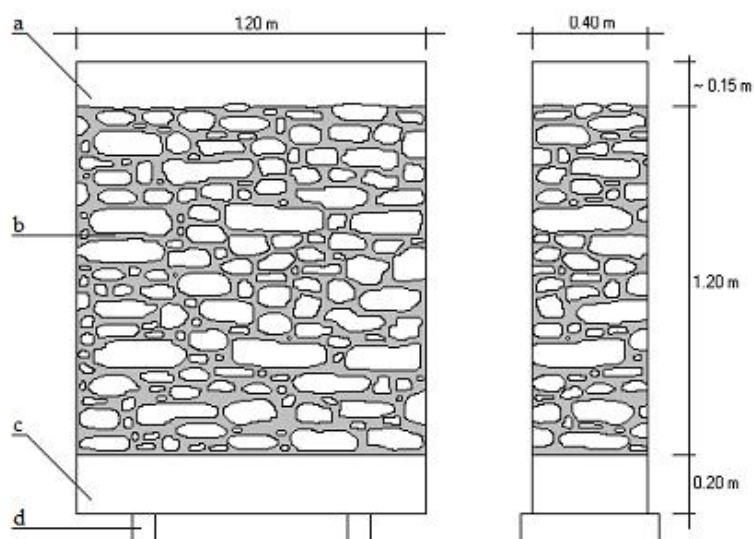
4.1 Introdução

No presente capítulo são descritos os trabalhos de preparação do murete M8, submetido posteriormente ao ensaio de compressão axial. As etapas preparatórias foram realizadas no laboratório de estruturas do DEC e incluem a furação do murete, colocação das fitas metálicas, realização das “almofadas” de argamassa e injeção dos furos com calda de cimento.

Paralelamente aos trabalhos realizados no modelo experimental foi necessário adquirir e ensaiar algum material utilizado no confinamento do murete. Para esse efeito foram efectuados estudos sobre aço inoxidável, material constituinte das fitas metálicas aplicadas no confinamento.

4.2 Descrição e caracterização da solução de reforço do murete

O desenvolvimento das etapas de preparação do murete em estudo para o ensaio de compressão axial são descritas de seguida. Estes trabalhos consistiram na aplicação da solução de reforço utilizada na presente dissertação. O esquema ilustrativo do murete M8 antes de ser confinado está representado na figura 4.1.

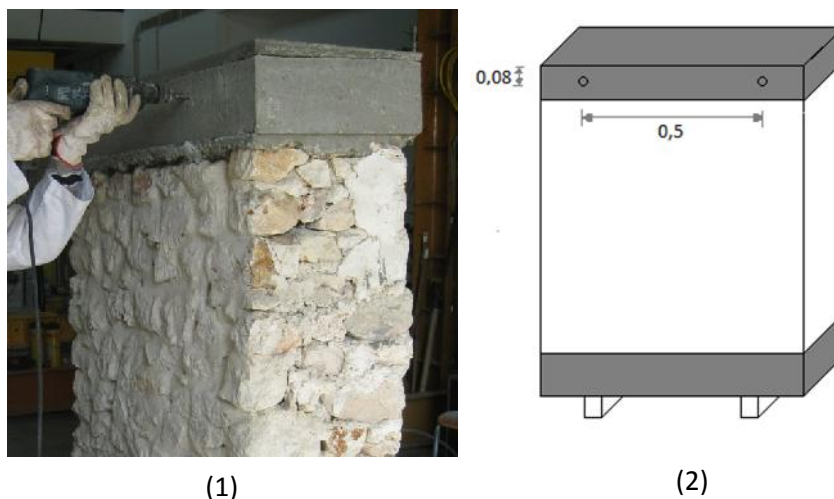


(a) - lintel em betão armado; (b) - murete de alvenaria ordinária;
(c) - base de apoio em betão; (d) - apoios de madeira

Fig. 4.1 – Esquema ilustrativo do murete M8 antes de ser reforçado (alçado principal e lateral) [31]

4.2.1 Furação do lintel do murete

Como medida de segurança, de modo a precaver a queda do lintel superior durante a realização do ensaio de compressão axial do murete e consequentes danos materiais no laboratório, foram efectuados quatro furos de 16mm de diâmetro, com 10mm de profundidade, dois de cada lado, figura 4.2. Varões de 12mm de diâmetro foram aplicados em cada furo, estabelecendo a ligação ao pórtico do sistema de ensaio.

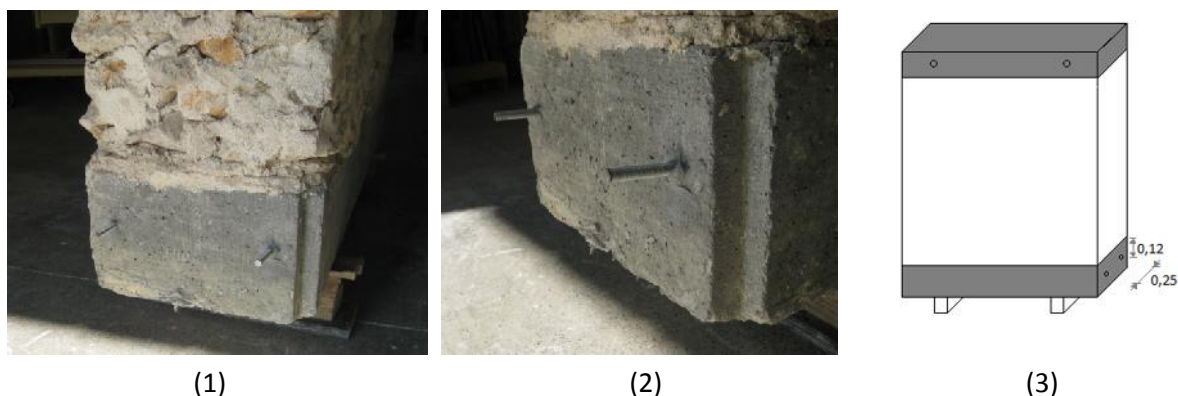


(1) - realização do furo; (2) - esquema representativo dos furos no lintel

Fig. 4.2 – Furação do lintel do murete

4.2.2 Furação da base do murete

Com o intuito de instalar deflectómetros no sistema de ensaio, foram colocados varões M10 com 15cm de comprimento em furos com 10cm de profundidade, sendo executados dois furos por lateral da base do murete, figura 4.3. Os varões foram selados com bucha química *Sika AnchorFix* e tinham como objectivo assegurar a ligação entre a base do murete e os deflectómetros, através de uma estrutura de barras metálicas, sendo assim registados os deslocamentos durante o ensaio.

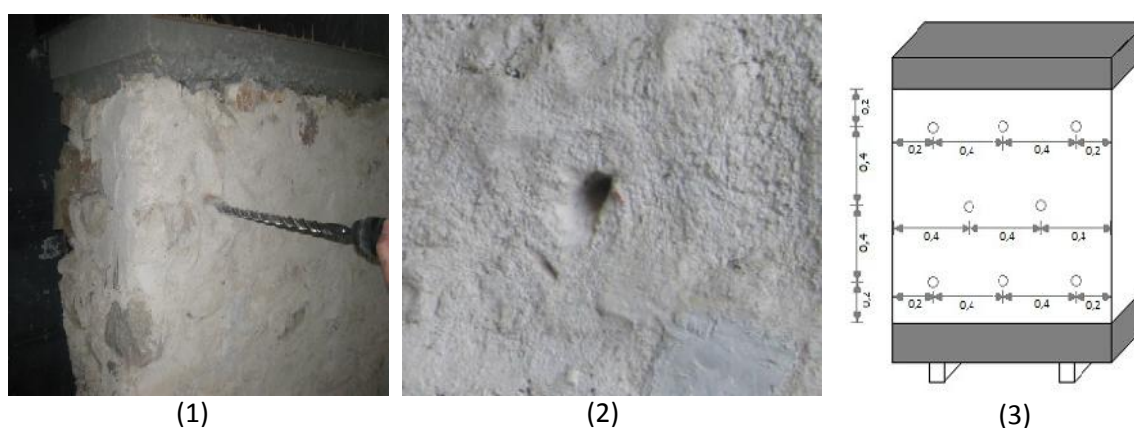


(1,2) - varões roscados na base do murete; (3) - esquema representativo dos furos realizados

Fig. 4.3 – Colocação dos varões roscados na base do murete

4.2.3 Realização dos furos transversais por onde passam as fitas metálicas

O confinamento com fitas metálicas foi aplicado de forma contínua, através de furos executados transversalmente ao murete, figura 4.4. Marcados antecipadamente com auxílio de fio-de-prumo, nível de bolha e fita métrica, os furos foram efectuados inicialmente com uma broca de 12mm, de modo a minimizar os danos provocados na alvenaria e posteriormente com uma broca de 16mm. Na execução dos furos foi montado um sistema de segurança que visava minimizar o dano provocado pela vibração e percussão causada pelo equipamento de furação. Este era composto por um sistema de apoio no tardo do muro, imediatamente atrás do furo que estava a ser feito.



(1,2) - pormenor de realização de um furo; (3) - esquema representativo dos furos realizados

Fig. 4.4 – Realização dos furos para passagem das fitas metálicas

4.2.4 Colocação das fitas metálicas

Previamente à passagem de cada fita metálica foi colocada em cada furo, uma rede de metal distendida com as dimensões de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ com o objectivo de distribuir as tensões aplicadas pela fita à alvenaria em redor do furo, minimizando danos possíveis na mesma, figura 4.5.



Fig. 4.5 – Colocação da rede de metal distendido à passagem da fita em cada furo

As fitas foram colocadas em três níveis horizontais, uma no nível superior a 20cm do topo, uma no nível médio ao centro do murete, e uma no nível inferior a 20cm da base do murete (40cm abaixo do nível médio). A “cozedura” da alvenaria foi feita com duas passagens da fita metálica por cada furo, processo contínuo que incluía o seu cruzamento no interior do furo. Durante a sua colocação houve o cuidado de não permitir a existência de folgas, sendo a fita traccionada e dobrada nos cantos com a ajuda de um alicate.



Fig. 4.6 – Realização da passagem das fitas pelos furos no murete

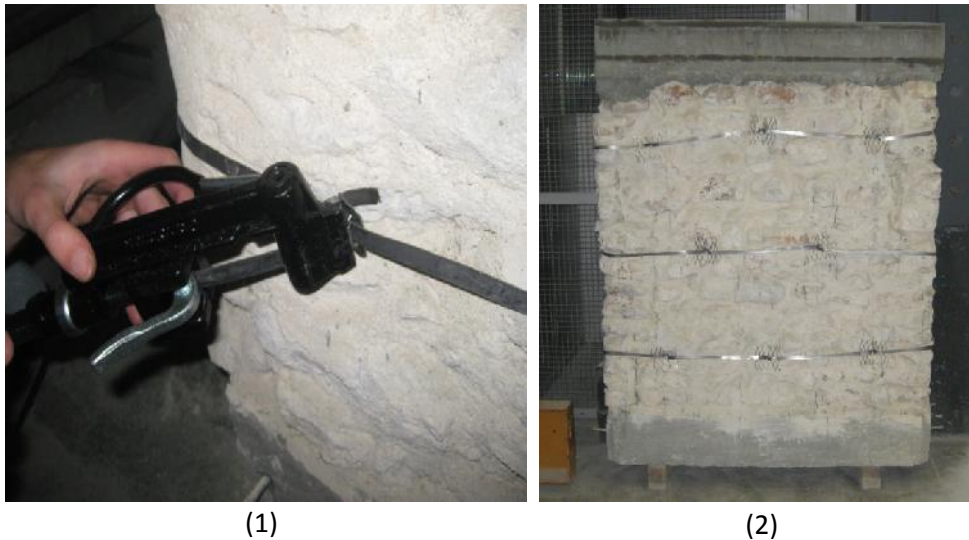
O aperto das fitas foi efectuado na face lateral do murete com o auxílio de uma máquina própria para o efeito e recorrendo a fivelas metálicas, usadas na dobragem e junção das mesmas. A máquina de aperto, para além de pré-esforçar ligeiramente a fita, efectuava a dobragem sobre a fivela metálica e o corte do material sobranente, figura 4.7.



(1) máquina de aperto das fitas; (2) - fivela metálica

Fig. 4.7 – Acessórios utilizados no confinamento do murete com fitas metálicas

Na dobragem das fitas, uma das pontas passava por dentro da fivela, sendo dobrada, e a outra pelo interior da fivela e entrando depois na máquina de aperto, sendo traccionada e cortada, figura 4.8.



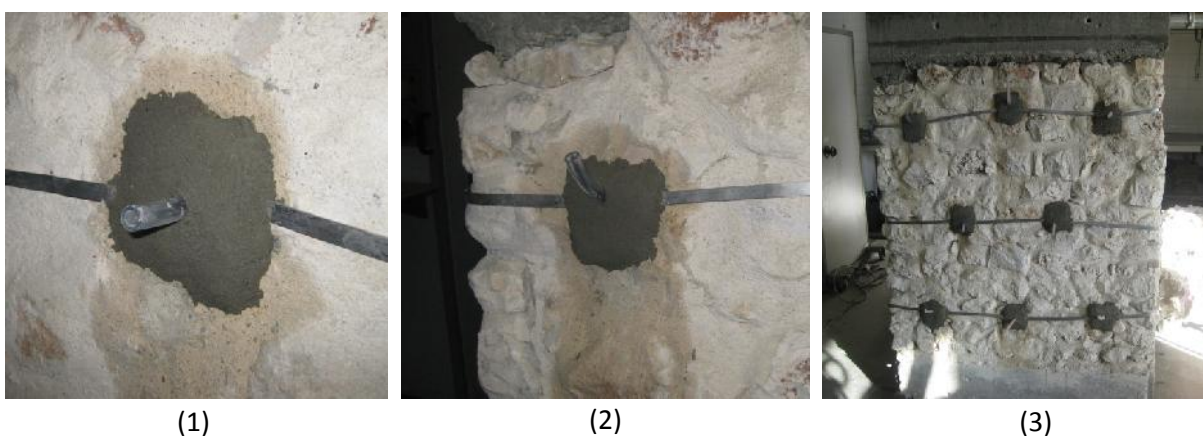
(1) - realização do aperto da fita; (2) - aspecto final do murete após a colocação das fitas

Fig. 4.8 – Finalização da colocação das fitas metálicas

4.2.5 Realização das almofadas de argamassa

Após a limpeza dos furos com ar comprimido para remoção dos resíduos existentes, foram fixados tubos de injeção de plástico com 8mm de diâmetro, para posteriormente se proceder à injeção de calda de cimento e a selagem dos furos.

Com o objectivo de distribuir os esforços das fitas metálicas à alvenaria, foram realizadas “almofadas” de argamassa, ao traço volumétrico de 1:3 (cimento; areia de rio) envolvendo as redes metálicas e tubos de injeção instalados, figura 4.9. Esta tarefa foi realizada de modo a permitir o melhor contacto entre a argamassa e a fita metálica.

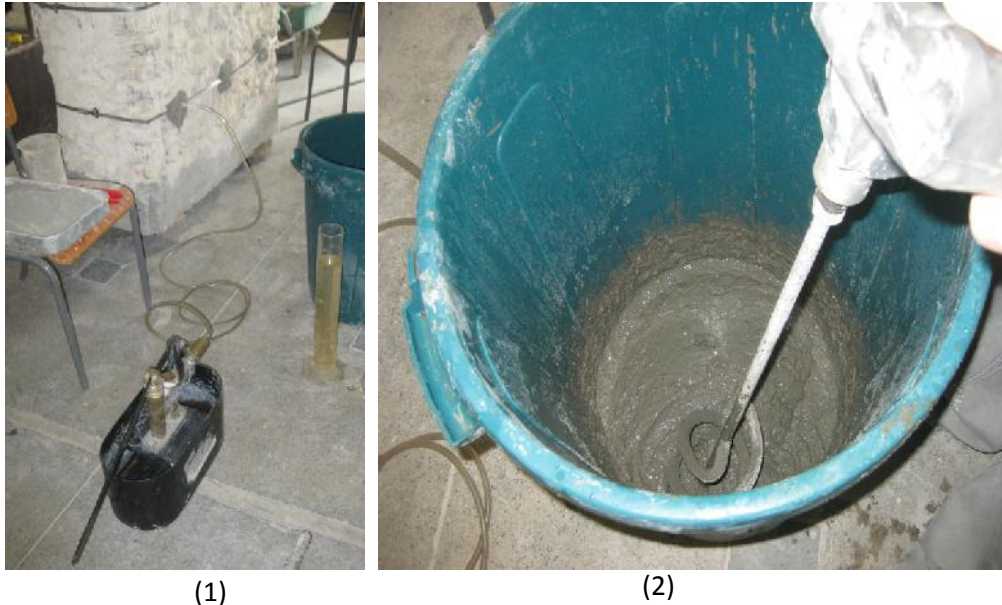


(1,2) - almofada de argamassa num furo; (3) - aspecto final do murete após a realização das almofadas

Fig. 4.9 – Realização das almofadas de argamassa à saída de cada furo

4.2.6 Selagem dos furos com calda de cimento

Em cada tubo foi injectada, sob pressão, uma calda de cimento com relação água/cimento=0,4. Utilizou-se uma máquina de injeção de caldas manual para onde era vertida a calda para posteriormente ser bombada em cada um dos oito furos realizados no murete, figura 4.10.



(1) - Máquina de injeção de caldas manual; (2) - realização da mistura da calda de cimento

Fig. 4.10 – Realização da calda de cimento

Correspondendo cada bombada da máquina de injeção a 25cm^3 de calda, e tendo em conta o volume a ser preenchido em cada furo, foram realizadas cinco bombadas por furo em ambos os lados do murete, repetindo-se o processo de modo a garantir dez bombadas por furo. Devido à existência de um volume de vazios considerável no murete, foi necessária uma injeção cuidada, para evitar a propagação da calda para além do preenchimento dos furos, correndo-se o risco de alterar os resultados do ensaio de compressão axial do murete. O objectivo da calda de injeção foi garantir o preenchimento dos furos transversais por onde passam as fitas metálicas e não reforçar o murete melhorando as suas características resistentes.

Devido à escassez de tempo e materiais para a realização deste ensaio, optou-se por uma calda de cimento na realização da injeção devido ao seu reduzido tempo de secagem. No entanto, a utilização de uma argamassa de cal aérea com adição de pozolanas seria a mais adequada pois permitiria uma maior compatibilidade com o material existente.



Fig. 4.11 – Realização da injeção de calda nos muretes

4.2.7 Aspecto do murete pronto a ensaiar

Após a conclusão das etapas preparatórias, deu-se o murete como apto para ensaiar, sendo o seu aspecto final ilustrado na figura 4.12.



(1) (2)
(1) – vista em perspectiva; (2) - vista de frente

Fig. 4.12 – Aspecto do murete M8 antes do ensaio

4.3 Características das fitas metálicas em aço inox

Sendo o provete ensaiado nesta dissertação confinado com fitas metálicas, foi necessário efectuar um estudo sobre este tipo de material, com a finalidade de seleccionar as que apresentassem características mais adequadas a esta solução. Nesse sentido, segue-se uma apresentação teórica sobre o aço inox e a análise das fitas metálicas adquiridas e sujeitas a ensaios laboratoriais de tracção.

4.3.1 Aço inox

O aço inoxidável, também conhecido por aço inox é definido como uma liga cromo-ferro, contendo um mínimo de 11% de cromo e mais de 50% de ferro presente em massa, sendo um material resistente à corrosão e à oxidação. O aço inox é também constituído por outros elementos como o níquel, molibdénio, nióbio, titânio, em proporções que caracterizam a estrutura, as propriedades mecânicas e químicas e o seu comportamento final. É a proporção destes elementos que permite a existência de diferentes tipos de aços inox necessários para garantir uma adequada adaptação ao meio em que estão inseridos.

O aço inox difere do aço de carbono pela quantidade de cromo presente, o suficiente para formar uma camada passiva de óxido de cromo, quando em contacto com oxigénio, sendo insolúvel e impermeável nos meios corrosivos usuais. Esta camada é responsável por prevenir a ocorrência de corrosão superficial no aço e impedir a sua propagação para a estrutura interna [54].

O níquel é responsável pelo aumento da resistência à corrosão, melhorando a ductilidade e a resistência mecânica a quente do aço. O molibdénio e o cobre têm como finalidade aumentar a resistência à corrosão por via húmida. O silício e o alumínio melhoram a resistência à oxidação a altas temperaturas. Já o titânio e o nióbio funcionam como elementos estabilizadores, impedindo o empobrecimento do cromo via precipitação em forma de carbonetos durante o aquecimento e/ou arrefecimento lento em torno de 700°C, o que provocaria a diminuição da resistência local à corrosão [55].

4.3.2 Fitas metálicas a adquirir no mercado

De modo a permitir uma aplicação mais eficaz do confinamento, tanto no provete a ser ensaiado, como numa parede em situação "*in situ*", as dimensões, o custo e as propriedades mecânicas da fita metálica a ser adquirida revelaram-se determinantes. Neste sentido, baseando a escolha na análise da ficha técnica dos diferentes tipos de aço inox [54], optou-se pela selecção de um aço inox do tipo AISI 304, uma vez que este apresentava um bom equilíbrio entre resistência à corrosão, capacidade resistente, importantes no contexto da presente dissertação.

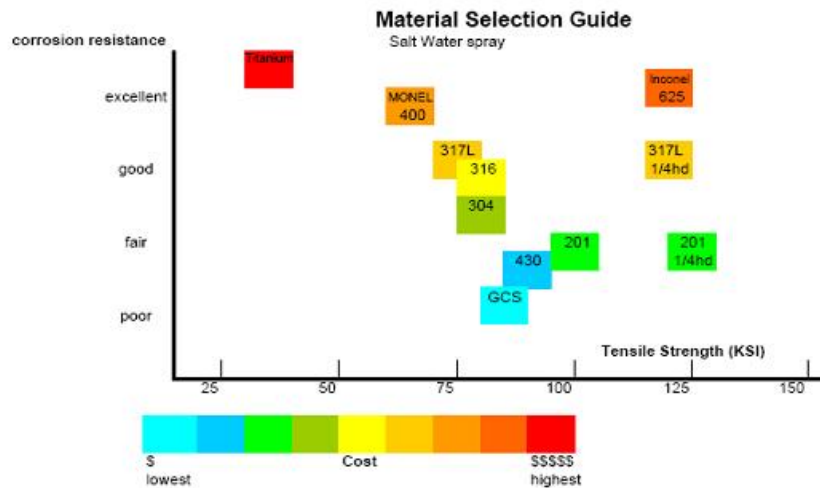


Fig. 4.13 – Relação entre resistência mecânica, resistência à corrosão e custo nos diferentes tipos de aço inox [47]

O critério utilizado na selecção das dimensões da fita metálica a aplicar segue o procedimento adoptado no trabalho de referência [31]. Desta forma, sendo os furos efectuados no murete para a passagem das fitas de 16mm de diâmetro, a fita que melhor se adequava a estas dimensões tomava 12,7mm de largura, apresentando-se como a mais vantajosa na optimização dos espaços. A espessura ideal fixou-se em 1mm pois apresentava boa resistência à corrosão e resistência mecânica. Neste sentido, após uma análise de mercado em busca de um fornecedor de fitas metálicas em aço inox AISI 304, foi encomendado um rolo de 30m de comprimento à empresa *YuYao ZiHai Metals* com as dimensões 12,7mm de largura e 1mm de espessura, figura 4.14. De notar que a aquisição só foi possível recorrendo ao mercado internacional, por ser o único que até ao momento, disponibilizava as fitas com as características pretendidas para este ensaio.



Fig. 4.14 – Modelo de fitas metálicas adquiridas à empresa *YuYao ZiHai Metals*

4.3.3 Ensaio de tracção realizados às fitas metálicas adquiridas

Foram realizados ensaios de tracção em amostras da fita metálica utilizada no confinamento do murete de forma a conhecer as suas características mecânicas.

Recorrendo à empresa Deltasigma, com instalações no Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FCT/UNL, foram realizados ensaios de tracção em amostras de fita metálica, sob o abrigo da norma ISO 6892 [22] para obtenção da sua força máxima, tensão máxima, extensão máxima, tensão de cedência e módulo de elasticidade.

Numa máquina com capacidade até 100kN, figura 4.15, foram submetidas a ensaio três provetes com 34cm de comprimento, nos quais se colocaram extensómetros mecânicos.



Fig. 4.15 – Ensaio de tracção das fitas metálicas realizado pela empresa Deltasigma

Através do software BlueHill, foram registados directamente os resultados em função do tempo, pelo extensómetro e pela máquina de ensaio. Os dados foram posteriormente exportados para uma folha de cálculo. A tabela 4.1 exhibe os resultados obtidos nos ensaios de tracção realizados aos provetes da fita metálica utilizada no confinamento transversal contínuo do murete ensaiado no âmbito desta dissertação.

Tab. 4.1 – Resultados obtidos nos ensaios de tracção à fita metálica da *YuYao ZhiHai Metals*

	Secção [mm ²]	Força máxima [kN]	Tensão Cedência [MPa]	Tensão Rotura [MPa]	Extensão total na força máxima [%]	Modulo Elasticidade [GPa]
Provete 1	1,17x12,3	8,72	304,72	604,15	42,87	206,22
Provete 2	1,18x12,8	9,58	296,63	633,98	50,96	95,77
Provete 3	1,18x12,8	9,55	294,55	632,49	49,84	90,51
Média	1,18x12,6	9,28±0,48	298,63±5,37	623,54±17,09	47,89±4,38	-

Na figura 4.16 são apresentados os gráficos força/deslocamento obtidos nos três provetes ensaiados

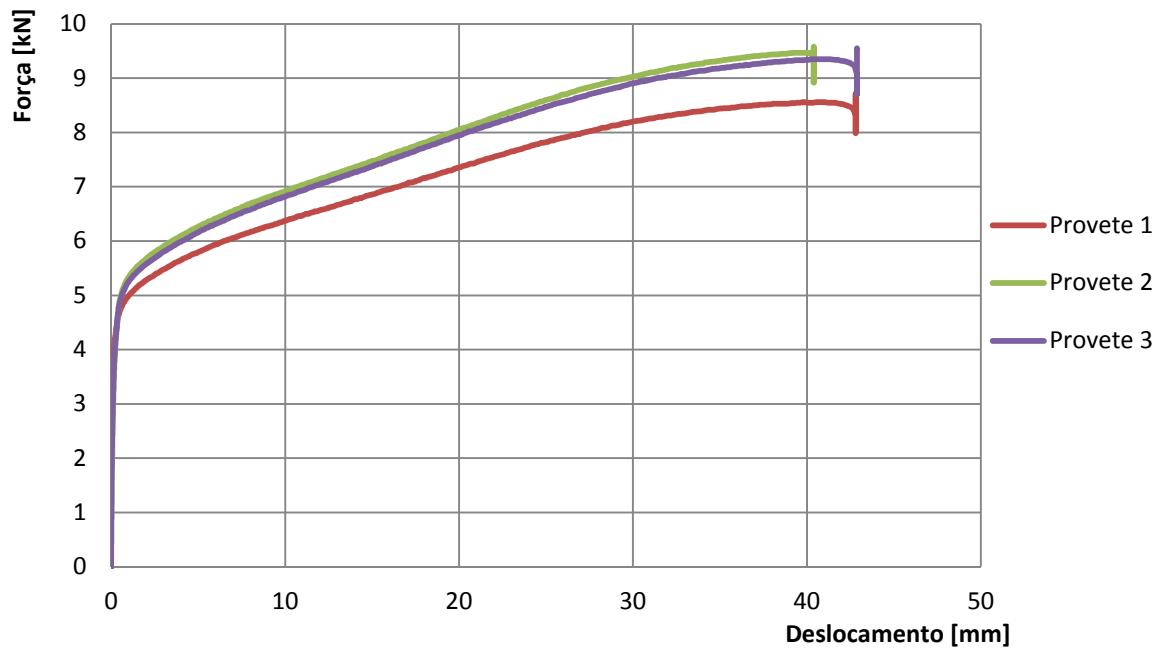


Fig. 4.16 – Diagrama força/deslocamento obtido nos ensaios de tração realizados aos provetes

ENSAIO REALIZADO SOBRE O MURETE

5.1 Introdução

Este capítulo faz referência ao ensaio de compressão axial realizado no murete M8, estando incluídos a descrição do sistema de ensaio de compressão axial, o comportamento mecânico do murete durante o ensaio e a determinação da profundidade de carbonatação da argamassa. São ainda apresentados os resultados obtidos das fitas metálicas no ensaio realizado

5.2 Sistema de ensaio de compressão axial

O sistema de ensaio utilizado no principal trabalho de referência desta dissertação, representado na figura 5.1, foi o mesmo que foi usado no ensaio do murete abordado neste trabalho.

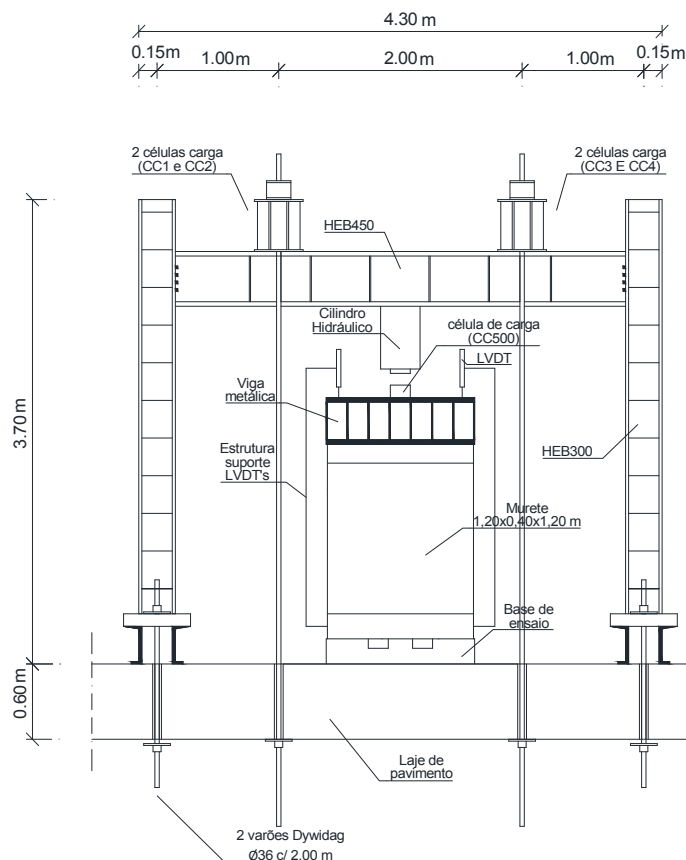


Fig. 5.1 – Representação esquemática do sistema de ensaio (Escala 1/60) [31]

O sistema de ensaio é constituído por um pórtico metálico formado por dois pilares HEB300 fixos a uma viga HEB450 por oito parafusos M24 em cada extremidade.

No pórtico está presente um cilindro hidráulico com capacidade de 3000kN, que tem como função aplicar as cargas verticais, sendo accionado por uma bomba hidráulica eléctrica. As cargas verticais são medidas por uma célula de carga da marca *TML* com capacidade de 500kN, posicionada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e uma viga metálica. Esta viga está situada imediatamente acima do lintel do murete e tem como função distribuir uniformemente as cargas aplicadas pelo cilindro hidráulico. O murete apoia numa base de betão armado preparada para o efeito, figura 5.2.



Fig. 5.2 – Sistema de ensaio utilizado no murete M8 [31]

O pórtico encontra-se reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Dywidag*, com 36mm de diâmetro. Estes asseguram a estabilidade do pórtico durante a actuação do cilindro hidráulico na aplicação da carga vertical. No topo dos varões *Dywidag* existem quatro células de carga adicionais com capacidade para 1000kN.

Foi também montado um sistema de segurança para impedir a queda da viga metálica e do lintel do murete na fase final do ensaio.

Dois deflectómetros (também designados por transdutores de deslocamento), destinados à medição dos deslocamentos verticais, foram instalados na vertical dos pontos médios das arestas de topo do lintel, com o auxílio de um dispositivo composto por uma estrutura metálica que faz a ligação entre a base do murete e os deflectómetros.

A obtenção de dados durante o ensaio foi assegurada por uma interface de ligação que estabelecia comunicação entre o *data-logger* e os deflectómetros, as células de carga e os extensómetros colocados na fita metálica. Os dados foram por sua vez enviados pelo *data-logger* a um computador através do software “*Catman 4.0*” da *HBM*. A figura 5.3 representa um esquema da aquisição de dados durante a realização do ensaio e as siglas de identificação constam na tabela 5.1.

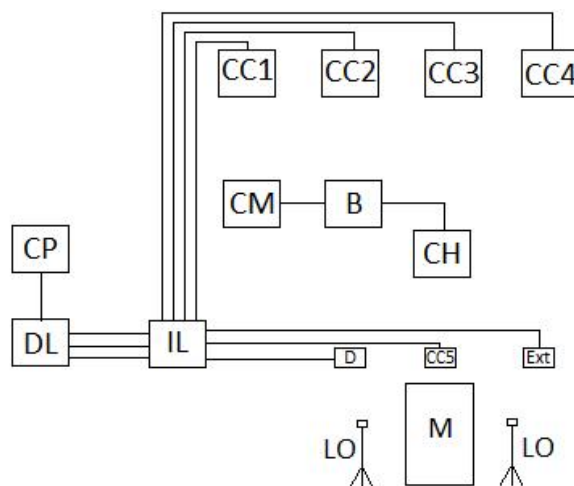


Fig. 5.3 – Aquisição de dados durante o ensaio [31]

Tab. 5.1 – Siglas de identificação dos elementos do ensaio [31]

Sigla	Significado
CC1 a CC4	Células de carga da marca <i>HBM</i> modelo C6A, com capacidade de 1MN cada
CC5	Célula de carga da marca <i>TLM</i> tipo KC-50N Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Lda, com capacidade de 500kN
D	Deflectómetros da marca <i>TML</i> , modelo CDP-1009 Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Lda com um curso de 100mm e uma sensibilidade $100 \times 10^{-6} / \text{mm}$
Ext	Extensómetros com resistência eléctrica 120ohms da marca <i>TML</i> , modelo FLA-5.11
LO	Leitura óptica de deformações transversais a meia altura dos muretes
CM	Comando manual do sistema
B	Bomba hidráulica walter+bai ag de duplo efeito, com função de <i>load maintainer</i>
CH	Cilindro hidráulico <i>Enerpac</i> RRH1006 de 1MN
IL	Interface de ligação
DL	Datalogger da marca <i>HBM</i> , modelo centípede 100
CP	Computador portátil com software de aquisição de dados “ <i>catman 4.0</i> ” <i>HBM</i>
M	Murete

5.3 Preparação final do murete prévia ao ensaio

Previamente ao início do ensaio após a colocação do murete sobre a base do sistema de ensaio, foi efectuada a verificação final e confirmou-se o perfeito posicionamento e verticalidade do murete em relação ao cilindro hidráulico. Foram também centrados os dois deflectómetros em relação ao ponto médio da aresta de topo do lintel do murete, sendo a estrutura metálica constituinte do sistema de ensaio recolocada para o efeito.

5.4 Instrumentação das fitas metálicas

Foram instalados quatro extensómetros da fita metálica em cada face do murete na parte exterior colocada na linha horizontal média do mesmo. Os extensómetros tinham como objectivo avaliar o comportamento mecânico das fitas metálicas durante o ensaio de compressão axial do murete, para determinar a sua extensão.

A sua localização deve-se ao facto de se julgar que a fita presente no nível médio do murete estaria na zona mais solicitada.

A figura 5.4 mostra a posição e identificação de cada um dos extensómetros instalados. O Ext 1 encontra-se posicionado na face frontal do murete, o Ext 2 na face lateral esquerda, o Ext 3 na face posterior e o Ext 4 presente na face lateral direita.

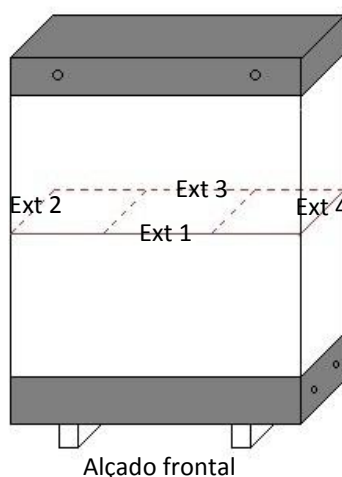


Fig. 5.4 – Esquema representativo da identificação dos extensómetros na fita metálica

A instalação dos extensómetros foi precedida da lixagem da fita metálica, na zona onde estes foram colocados, sendo a colagem efectuada com o auxílio de papel vegetal, de modo a garantir que a resistência eléctrica dos extensómetros medisse correctamente as solicitações, figura 5.5.



(1)
(2)
(1, 2) – Colagem dos extensómetros nas fitas metálicas

Fig. 5.5 – Instalação dos extensómetros na fita metálica

5.5 Comportamento do murete durante o ensaio de compressão axial

A figura 5.6 representa o diagrama da história de carga do ensaio de compressão axial do murete M8.

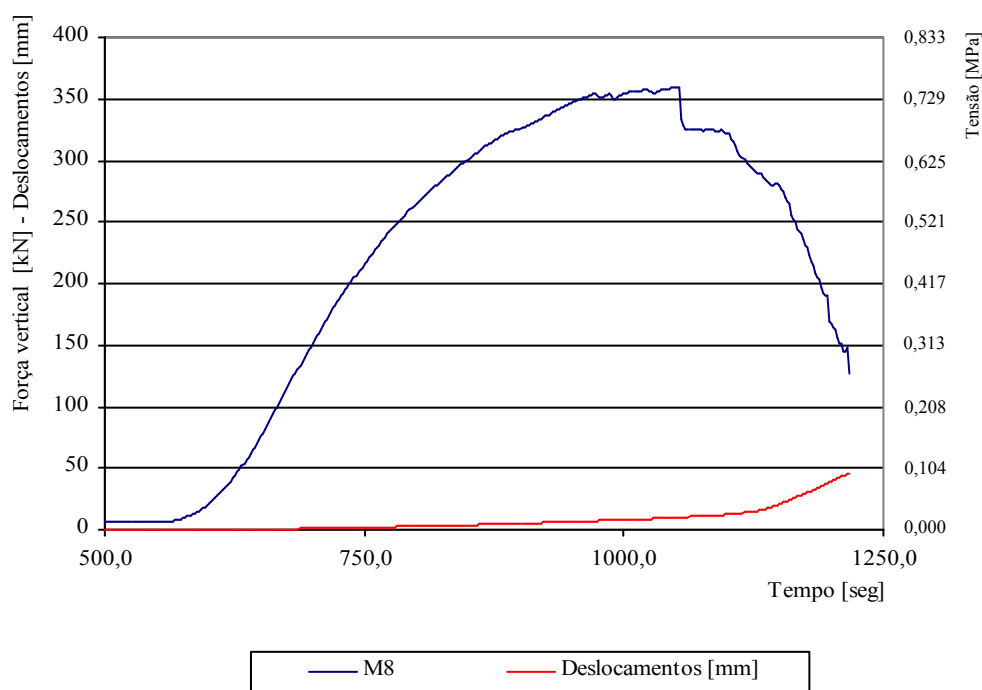


Fig. 5.6 – Diagrama da história de carga do ensaio à compressão sobre o murete M8

Pela análise do diagrama da história de carga verificou-se um incremento gradual da carga aplicada e do deslocamento sofrido pelo murete até os 1060s, na ordem dos 9.9mm, altura em que se atingiu a força máxima aplicada, iniciando-se uma quebra gradual da resistência do murete.

Verifica-se que o diagrama da história de carga tem um valor inicial não contabilizado no gráfico de 7,3kN. Este valor adoptado de acordo com o referido em [31] diz respeito à carga pré-existente (CPE)

e corresponde ao peso próprio da viga metálica (5,2kN) e do lintel do murete (2,1kN), uma vez que a célula de carga se encontrava posicionada por cima destes dois elementos e imediatamente abaixo do cilindro hidráulico.

O comportamento apresentado pelo murete no decurso do ensaio é mostrado na sequência de imagens da figura 5.7.

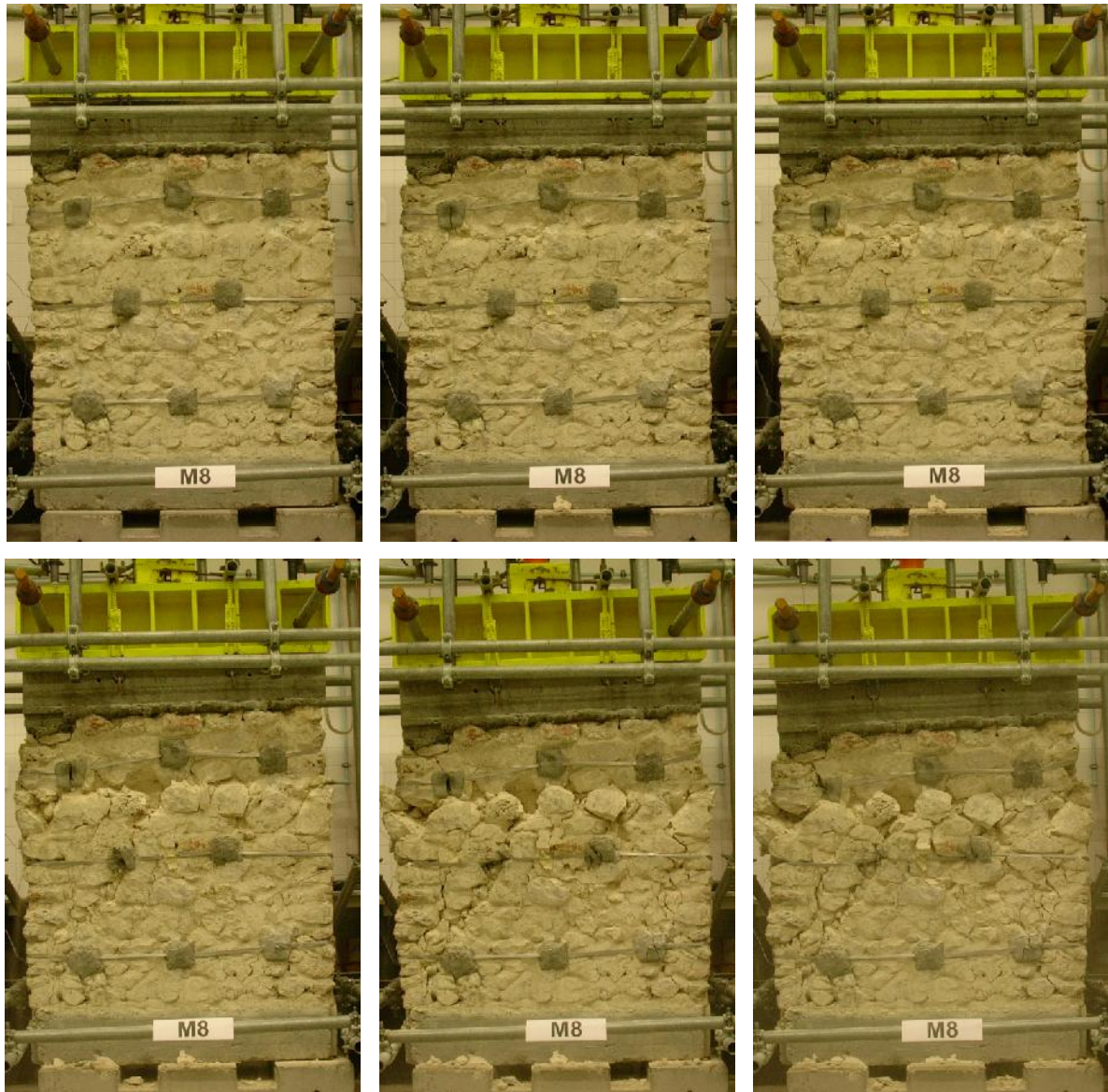


Fig. 5.7 – Ensaio de compressão axial do murete M8

Os primeiros indícios do carregamento surgiram quando se atingiram os 250kN de força aplicada, com formação de fendas dispersas no plano do murete, que progrediram com o aumento da carga aplicada. Concentraram-se inicialmente na metade superior com a formação de uma fenda horizontal acima da linha média dos furos e degradação e queda da argamassa e pedras na sua vizinhança.

A força máxima aplicada sobre o murete foi de 366,7kN, originando fendas diagonais com início nos cantos inferiores esquerdo e direito. A fenda diagonal formada previamente no canto inferior esquerdo expandiu-se de forma a induzir um deslocamento superior registado pelo deflectómetro esquerdo do sistema de ensaio. No momento em que este terminou o seu curso, suspendeu-se o ensaio sem se ter atingido o colapso total do murete.

De notar que durante o ensaio realizado nenhuma das fitas metálicas rompeu, mantendo-se o local de “aperto” intacto. O seu comportamento será analisado mais adiante.

A força máxima aplicada sobre o murete M8 foi de 366,7kN, correspondendo a uma tensão máxima de 0.76MPa. O diagrama força/ deslocamento obtido é apresentado no capítulo VI.

5.6 Comportamento das fitas metálicas

Verificou-se que nenhuma das três fitas metálicas instaladas rompeu no decorrer do ensaio. Apenas a fita colocada no nível médio foi monitorizada com o auxílio de extensómetros.

A figura 5.8 expõe o diagrama deformação do murete/extensão da fita metálica relativo ao comportamento mecânico da fita metálica no decorrer do ensaio.

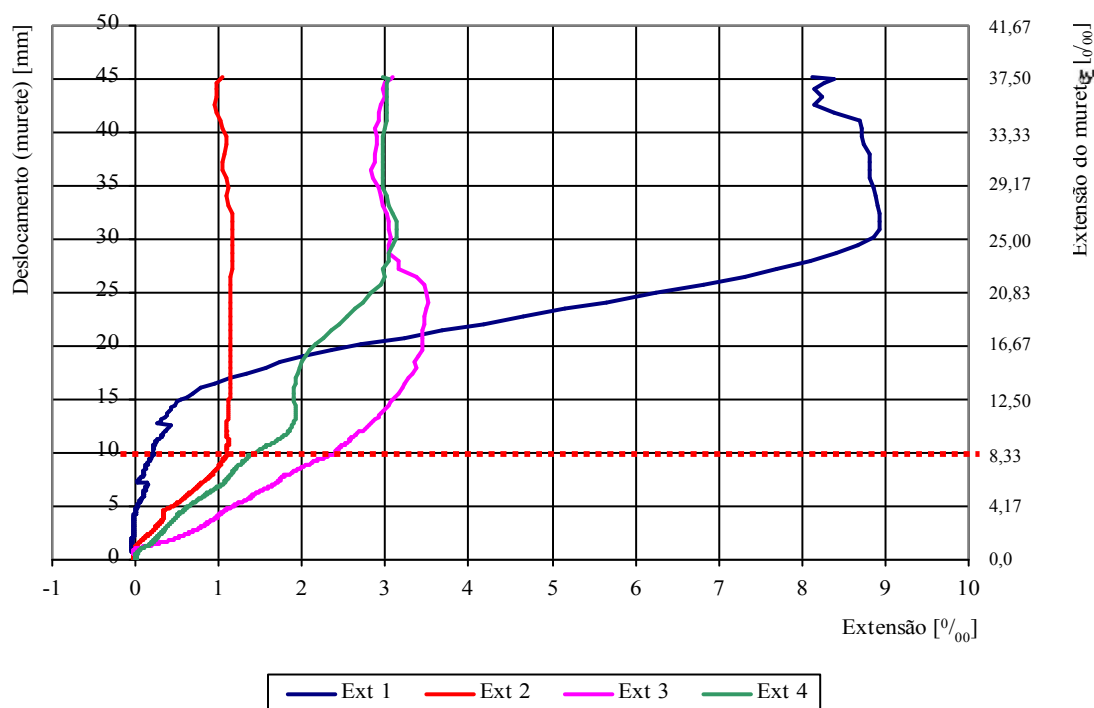


Fig. 5.8 – Diagrama deformação vertical do murete/extensão das fitas metálicas

Pela análise do gráfico verifica-se que a um aumento do deslocamento vertical do murete corresponde um incremento de extensão nas fitas até um determinado valor de deslocamento. Os

quatro extensómetros permitiram identificar comportamentos distintos da fita metálica em cada uma das quatro faces em que foram instalados, sendo os deslocamentos verificados na extensão máxima superiores ao verificado na rotura do murete.

A fita ao nível do extensómetro 1, presente na face frontal do murete aponta para um padrão de desenvolvimento distinto dos outros, sendo pouco solicitada nos primeiros 13mm de deslocamento vertical do murete e apresentando um aumento progressivo da extensão até próximo dos 9‰ correspondente a 31mm de deslocamento, momento em que ocorre uma inversão da tendência de extensão.

Já o extensómetro 3 instalado na fita presente na face posterior do murete, apenas permitiu uma extensão máxima de cerca de 3,5‰ relativa a 25mm de deslocamento vertical do murete. Posteriormente, o incremento do deslocamento foi traduzido numa ligeira redução da extensão seguida de uma estabilização.

O extensómetro 2, instalado na fita da face lateral esquerda do murete mostrou uma extensão máxima de cerca de 1‰ equivalente a 10mm de deslocamento vertical do murete, momento a partir do qual o incremento do deslocamento não levou ao aumento da extensão da fita.

O extensómetro 4 exibiu um comportamento semelhante ao extensómetro 2, com a diferença de que a extensão máxima obtida foi de 3‰, equivalente a 30mm de deslocamento vertical do murete.

Na tabela 5.2 registam-se os resultados obtidos pelas fitas metálicas ao decorrer do ensaio.

Tab. 5.2 - Resumo dos resultados obtidos pelas fitas metálicas

Extensómetro	Extensão total na força máxima da fita metálica [‰]
1	0,3
2	1,1
3	2,4
4	1,4

Na figura 5.9 apresenta-se o diagrama força vertical aplicada no murete - extensão da fita metálica. Os extensómetros permitiram verificar que a extensão da fita metálica aumenta até ao momento em que se dá a rotura do murete com a força máxima (366,7kN). Verifica-se em seguida uma quebra do carregamento vertical no murete associada à tendência de estabilização da extensão da fita metálica, mantendo-se relativamente constante.

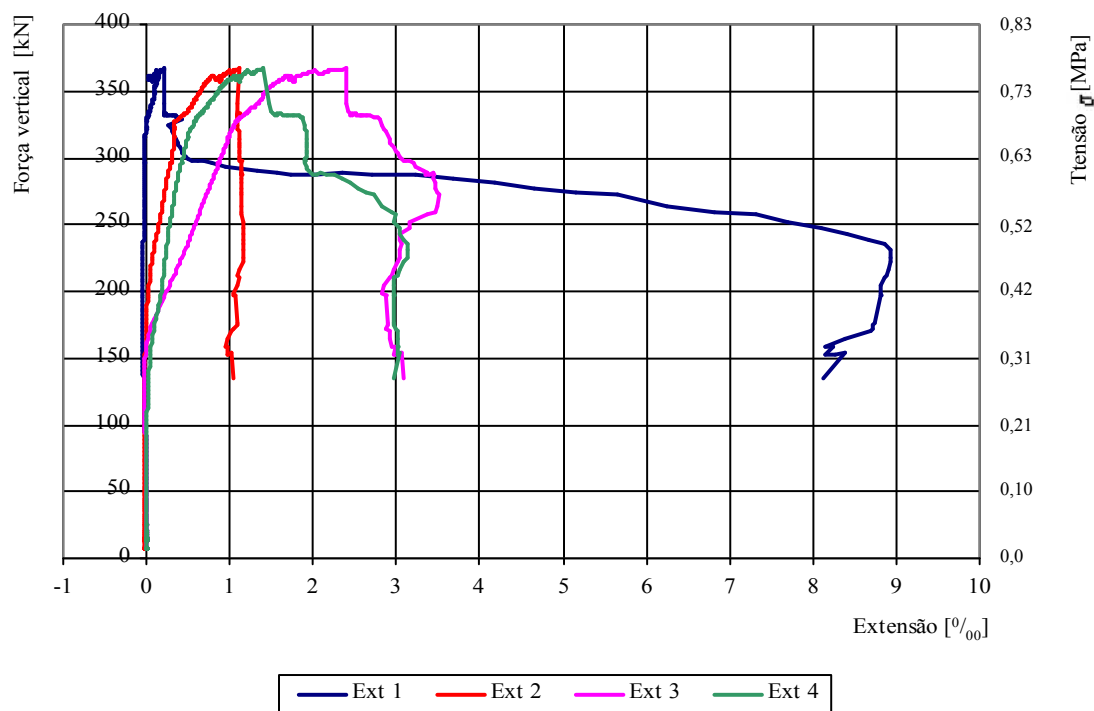


Fig. 5.9 – Diagrama força vertical/extensão das fitas metálicas

Como foi observado no gráfico da figura 5.9, o extensômetro 1 instalado na fita da face frontal do murete mostra resultados distintos dos obtidos pelos outros extensômetros. A fita apresenta uma extensão na força máxima reduzida, de aproximadamente 0,3%, seguida de uma fase de descarga constante do murete até atingir uma extensão máxima próxima dos 9‰, relativa a cerca de 230kN de carregamento. Verifica-se em seguida uma inversão da tendência de extensão, de um aumento para uma diminuição.

Os restantes extensômetros obtiveram resultados relativamente semelhantes, relativos ao comportamento da fita metálica. As respectivas curvas respeitam os padrões descritos anteriormente, variando apenas os valores da extensão obtida na força máxima. O extensômetro 3 é o que apresenta maior extensão máxima próxima dos 3,5‰, enquanto o extensômetro 2 verifica apenas cerca de 1‰.

No decorrer do ensaio, esta fita foi pouco solicitada, atingindo apenas uma extensão máxima de 9‰, sendo que de acordo com os ensaios de tração realizados às mesmas e apresentados no capítulo IV, estas teriam capacidade para resistir a extensões na ordem dos 478,9‰.

A energia dissipada pelo murete M8 depende do comportamento do confinamento transversal contínuo aplicado, que é influenciado pelo número e dimensão das pedras confinadas. Nesta circunstância, a existência de perpianhos também é importante, permitindo que as fitas possam ser

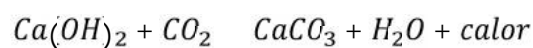
dobradas na sua superfície, melhorando a eficácia do confinamento. O recurso à técnica de revestimento armado eliminaria por completo as folgas ainda existentes.

As razões que levaram as fitas metálicas a não romperem em nenhum dos níveis em que foram instaladas podem estar relacionadas com as seguintes situações:

- O valor da extensão total na força máxima apresentado pelas fitas metálicas nos ensaios de tracção realizados não foi atingido durante o ensaio de compressão do murete.
- O facto de o murete ser de grandes dimensões, apresentando uma grande capacidade de dissipação de energia e menor concentração de tensões, levou à pouca sollicitação das fitas metálicas.
- As fitas poderiam ter apresentado alguma folga significativa presente previamente à realização do ensaio ou originada pela queda de uma pedra pouco sollicitada que levasse ao escorregamento da fita.

5.7 Determinação da profundidade de carbonatação

As argamassas à base de cal desenvolvem a sua resistência mecânica através de um processo lento e gradual. São compostas inicialmente por cal hidratada [Ca(OH)₂], que reage quimicamente ao longo do tempo com o dióxido de carbono do ar, transformando-se em carbonato de cálcio (CaCO₃). Este processo ocorre de fora para dentro da camada de argamassa, sendo a velocidade de carbonatação afectada pelo teor em água presente na cal hidratada da argamassa, permeabilidade ao vapor, temperatura, concentração de CO₂, espessura de argamassa e humidade relativa do ambiente [14]. A equação seguinte traduz a carbonatação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono:



No decorrer da carbonatação de argamassas à base de cal aérea ocorre um incremento da compacidade simultaneamente com o envelhecimento, provocando um aumento das resistências mecânicas ao longo do tempo.

É possível avaliar o estado de carbonatação de uma argamassa ao longo do seu processo de cura através do ensaio de determinação do pH da superfície, utilizando-se uma solução alcoólica de fenoftaleína a 0,5%. A alteração da cor da fenoftaleína para cor púrpura ocorre na existência de características alcalinas com pH entre 8,3 e 10. Assim, a presença de carbonato de cálcio (CaCO₃)

produz uma reacção neutra por ser insolúvel, enquanto a presença de cal não-carbonatada $[Ca(OH)_2]$ é identificada pela alteração de cor [14].

Imediatamente após a conclusão do ensaio de compressão axial, a argamassa de assentamento foi pulverizada rapidamente com fenoftaleína à medida que ia sendo exposta, uma vez que o processo de carbonatação ocorre rapidamente medindo-se a profundidade de carbonatação com uma régua metálica graduada em milímetros. As pulverizações da argamassa não carbonatada apresentavam uma cor púrpura, figura 5.10.



Fig. 5.10 – Medição da profundidade de carbonatação do murete

O murete M8 foi construído no dia 17 de Julho de 2002 e ensaiado no dia 10 de Março de 2011, o que corresponde a um total de 3158 dias, cerca de 9 anos de idade.

Na tabela 5.3 registam-se as medições da profundidade de carbonatação realizadas.

Tab. 5.3 – Medições de carbonatação realizadas no murete M8

Medição	Profundidade de carbonatação [mm]
1	130
2	105
3	110
4	125
5	120
6	105
Média	116

O murete estará 100% carbonatado quando atingir os 200mm de profundidade, uma vez que este valor representa metade da largura do mesmo.

Na figura 5.11 estão representados os resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação de F. Pinho, H. Morais, M. Fonseca e J. Correia, e a leitura obtida no presente trabalho, sabendo que os muretes foram construídos no dia 17 de Julho de 2002, ao que corresponde a origem da curva, e o murete M8 foi ensaiado no dia 10 de Março de 2011, ao que corresponde um total de 3158 dias de idade (8 anos e 7 meses).

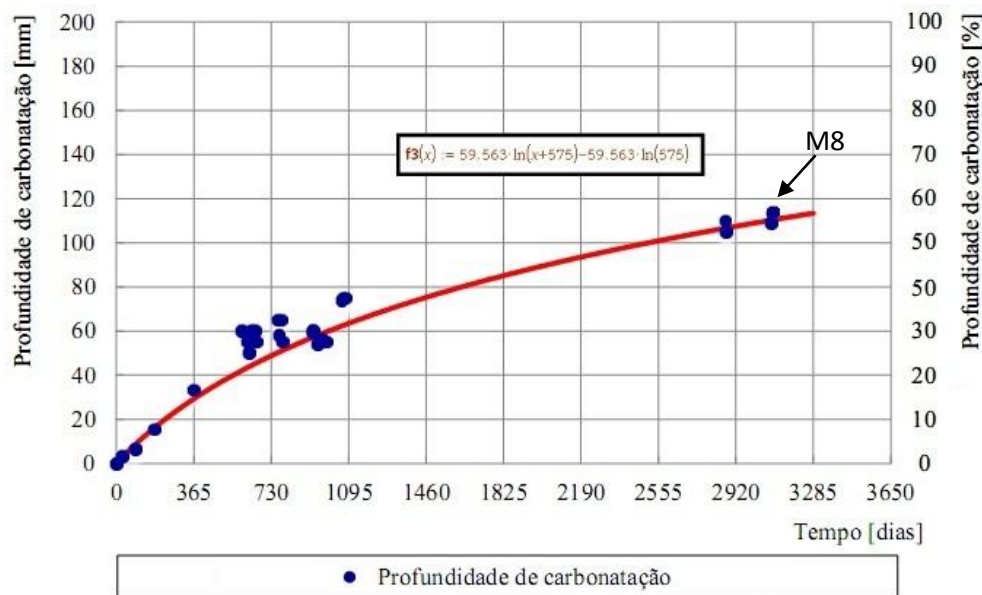


Fig. 5.11 – Diagrama profundidade de carbonatação – tempo

Pela análise dos dados adquiridos e aperfeiçoando a expressão anteriormente obtida por M. Fonseca [15, 31], foi possível obter a equação de uma linha de tendência que traduz o avanço da profundidade de carbonatação da argamassa de cal aérea ao longo do tempo. Esta equação foi obtida pelo método dos mínimos quadrados e ilustra a profundidade de carbonatação em função do tempo. Com base nesta equação, estima-se que o murete estará 100% carbonatado próximo de quarenta e três anos e meio de idade. A realização de novos ensaios sobre os muretes que restam permitirá actualizar este valor posteriormente. A expressão obtida foi:

$$Y = 59,563 \ln(575 + x) - 59,563 \ln(575) \text{ [mm]}$$

sendo: Y a profundidade de carbonatação em mm e x o tempo em dias.

A análise da evolução da profundidade de carbonatação do murete permitiu avaliar o endurecimento da argamassa de assentamento, do exterior para o interior, à medida que a reacção com o dióxido de carbono foi evoluindo, de 2002 até 2011.

Verifica-se que desde o último ensaio realizado por F. Pinho [31], aos 1083 dias, até à data do presente trabalho, aos 3158 dias, o avanço da profundidade de carbonatação variou dos 75 para os 116mm, correspondente a 57% em relação à largura total. Este facto vem comprovar a lentidão do processo de carbonatação da argamassa à base de cal, que afecta a capacidade resistente dos muretes.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 Introdução

Este capítulo é composto pela análise dos resultados obtidos no ensaio realizado ao murete M8 e por uma breve comparação com os resultados obtidos para os muretes de referência e a solução de reforço IV por F. Pinho [31]. Serão também tidos em conta, para efeitos de comparação, os ensaios dos muretes M36, M45 e M9 por H. Morais, M. Fonseca e J. Correia, respectivamente, referidos anteriormente no capítulo III [11, 15, 26, 31].

6.2 Apresentação de resultados do murete M8

A figura 6.1 apresenta os diagramas conjuntos força/deslocamento e tensão/extensão obtidos para o murete M8, ensaiado em Março de 2011 à compressão uniaxial. Como referido em 5.5, a resistência à compressão máxima obtida foi de 366,7kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,764MPa, um deslocamento de 9,9mm e uma extensão do murete de 8,25%.

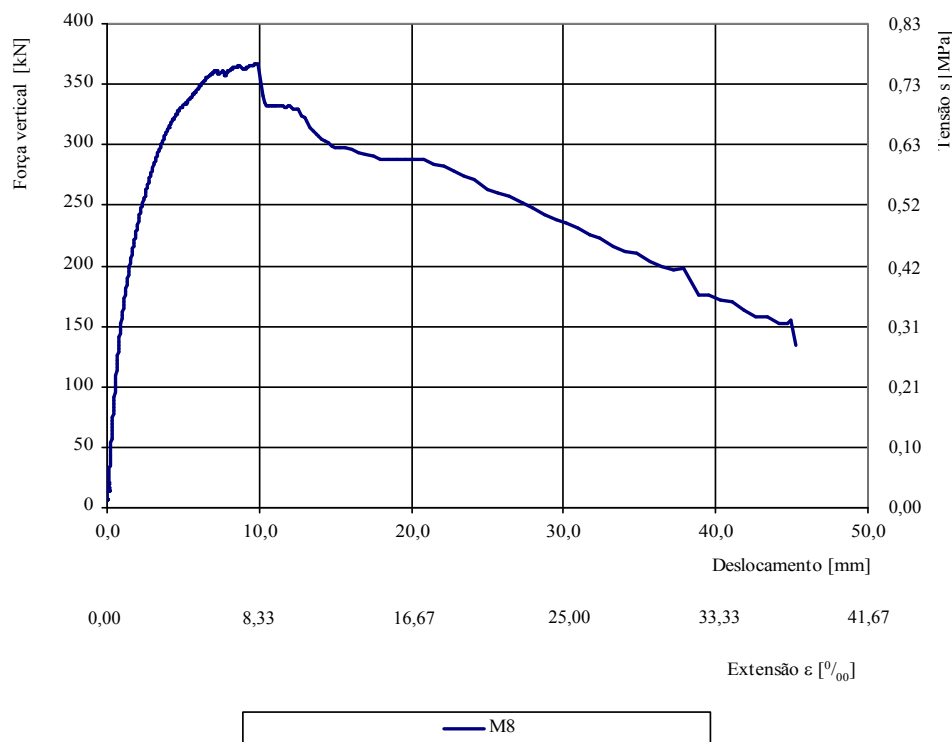


Fig. 6.1 – Diagrama força/deslocamento do ensaio à compressão do murete M8

A análise do diagrama permitiu constatar que o murete M8 apresentou ductilidade, possibilitando deslocamentos verticais na força máxima na ordem dos 9,9mm. Esta ductilidade deve-se principalmente ao confinamento transversal conferido pelas fitas metálicas, contribuindo para que a alvenaria mantivesse a sua integridade durante o carregamento sofrido.

Na fase elástica é notória a diminuição progressiva da rigidez com o aumento da força aplicada até serem atingidos 9,9mm de deslocamento. A partir desse ponto observa-se uma diminuição gradual da força aplicada relativa à descarga do murete, associada ao aumento do deslocamento vertical.

O murete não atingiu o colapso global após ter sido dado por concluído o ensaio, preservando alguma resistência pós-colapso.

É importante notar que a heterogeneidade construtiva deste tipo de alvenaria de pedra, nomeadamente o assentamento das pedras e da argamassa, pode induzir alguma incerteza na análise dos resultados, dificultando a retirada de conclusões.

6.3 Comparação com os principais trabalhos de referência

Os resultados dos ensaios realizados entre 2002 e 20011 aos muretes estão resumidos na tabela 6.1.

Tab. 6.1 – Resumo dos dados e resultados dos ensaios aos muretes à compressão axial

Murete		Dimensões [m ³]	Data do ensaio	Força máxima (F _{máx}) [kN]		Deslocamento ($\delta_{Fmáx}$) [mm]		Tensão máxima ($\sigma_{máx}$) [Mpa]	
Muretes de referência [31]	M21	0,80x0,40x1,20	Abr-04	127,7	136,8	6,0	5,8	0,40	0,42
	M32			148,5		4,3		0,46	
	M43			134,2		7,0		0,42	
Sol. Reforço IV [31]	M34	0,80x0,40x1,20	Abr-04	467,5	440,3	3,3	4,9	-	-
	M29			414,6		9,1		-	
	M27			438,7		2,4		-	
M36 [26, 31]		0,80x0,40x1,20	Jun-10	238,3		6,5		0,74	
M45 [15, 31]		0,80x0,40x1,20	Jun-10	253,3		13,2		0,79	
M9 [9, 31]		1,20x0,40x1,20	Jan-11	288,4		5,4		0,60	
M8		1,20x0,40x1,20	Mar-11	366,7		9,9		0,76	

M36 – murete de pequenas dimensões “simples”, ensaiado por H. Morais [26, 31];

M45 – murete de pequenas dimensões, confinado transversalmente de forma contínua com fitas metálicas, ensaiado por M. Fonseca [15, 31];

M9 – murete de grandes dimensões “simples”, ensaiado por J. Correia [11, 31];

M8 - Objecto da presente dissertação.

Na comparação dos resultados destes ensaios com os obtidos no presente trabalho, há que ter em consideração o facto de existirem algumas variáveis envolvidas, nomeadamente dimensões, idade dos muretes e existência de reforço, que afectam a profundidade de carbonatação e capacidade resistente do murete.

O diagrama comparativo presente na figura 6.2 representa as tensões máximas obtidas em diferentes ensaios realizados aos muretes anteriormente referidos.

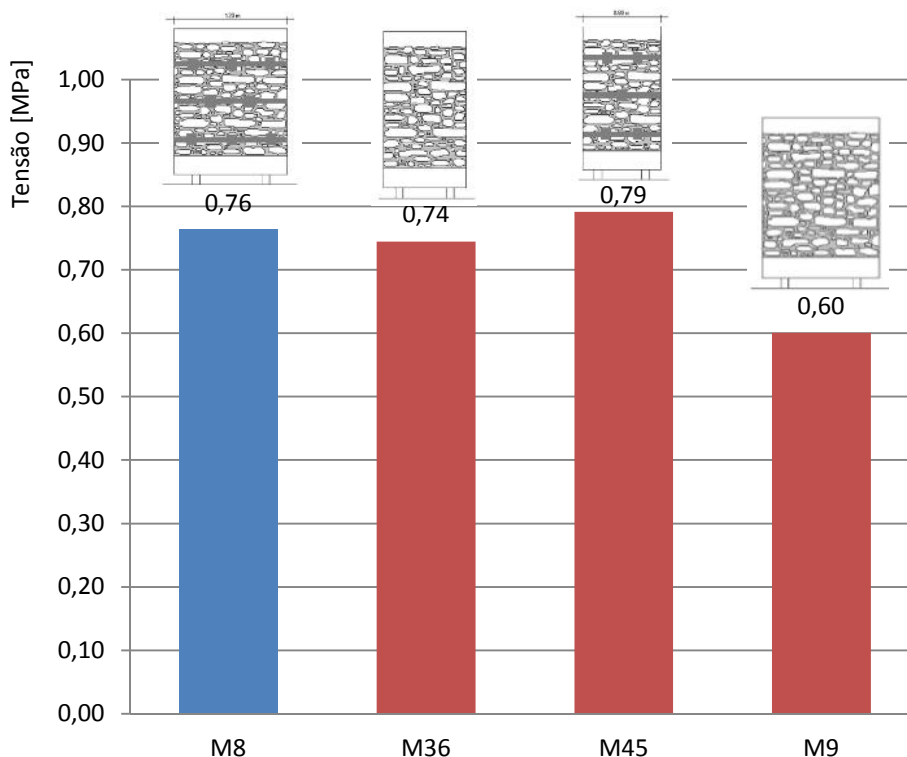


Fig. 6.2 – Diagrama comparativo de tensões máximas dos muretes ensaiados à compressão axial

O diagrama comparativo presente na figura 6.3 representa a extensão na força máxima obtida em diferentes ensaios realizados aos muretes anteriormente referidos.

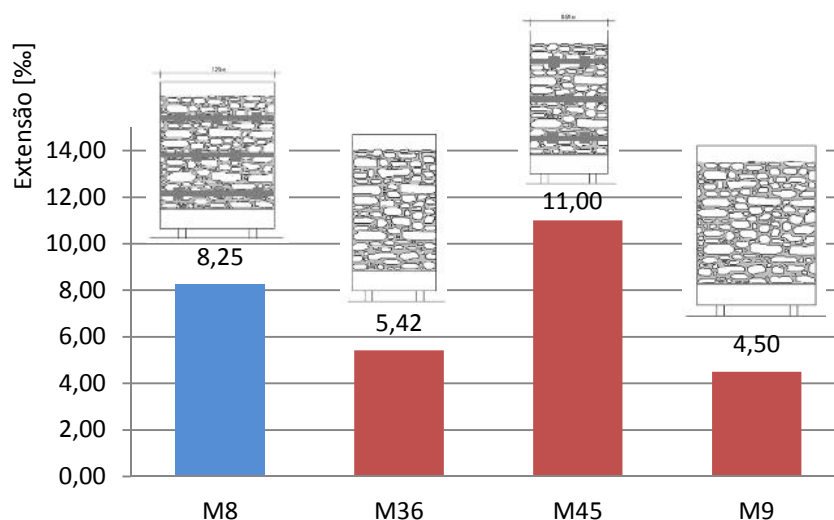


Fig. 6.3 – Diagrama comparativo de extensões na força máxima dos muretes

De acordo com a tabela 6.1 e as figuras 6.2 e 6.3, pode concluir-se o seguinte:

Os resultados obtidos no ensaio do murete M8 permitem verificar que os ganhos em resistência mecânica conferidos pelo confinamento transversal por fitas metálicas foram significativos em relação ao ensaio à compressão axial de um murete simples sem reforço, de grandes dimensões (M9), realizado em Janeiro de 2011 no âmbito de uma dissertação de mestrado [11], em que apenas existe a variável reforço.

O murete M8 obteve um ganho de resistência mecânica relativamente ao murete M9, na ordem dos 27%, tendo em conta que este, como referido anteriormente no capítulo III, evidenciou uma tensão máxima de 0,60 MPa. O confinamento transversal por fitas metálicas proporcionou, para além do aumento da resistência mecânica, um aumento da deformação do murete próximo da rotura, correspondente a um comportamento mais dúctil durante o carregamento sofrido.

O murete M36, de pequenas dimensões, referente ao ensaio à compressão axial de um murete simples de pequenas dimensões, realizado em Junho de 2010 [26] mostrou uma resistência mecânica de 0,74MPa. Quando comparado com o murete M8, este apresenta as variáveis dimensão e reforço. Ambos os muretes M8 e M36 obtiveram tensões semelhantes, embora a tensão obtida pelo murete M36 tivesse sido superior ao espectável, possivelmente devido ao facto de a acção de compressão ter sido incrementada de forma mais rápida, por dificuldade de controlo da força [26].

O murete M45, de pequenas dimensões, demonstra a mesma solução de confinamento usada na presente dissertação, referente ao ensaio à compressão axial de um murete com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas, realizado em Junho de 2010 [15]. O ensaio difere do realizado no murete M8, na medida em que envolve um murete de pequenas dimensões. Manifesta como referido anteriormente uma tensão máxima de 0,79MPa.

Comparando as tensões obtidas pelos dois muretes, conclui-se que o murete M45 obteve um acréscimo de resistência mecânica na ordem dos 4%. Em ambos os ensaios foi possível verificar a ductilidade conferida pelo confinamento transversal contínuo por fitas metálicas, permitindo este um deslocamento máximo de 13,2mm na força máxima.

Relativamente à solução de reforço IV ensaiada por F. Pinho [31], trata-se do ensaio de três modelos experimentais de pequenas dimensões, ensaiados com uma distância temporal de oito anos, em que a variável carbonatação se reflecte num aumento da resistência do murete ensaiado na presente dissertação, servindo estes resultados apenas como comparação qualitativa.

Esta exhibe em comum com a solução utilizada na presente dissertação, confinamento transversal contínuo, mas utilizando fios de aço zincados que passavam quatro vezes por cada furo, o que lhe confere uma secção duas vezes superior à secção de fita metálica utilizada neste trabalho. Esta solução incluiu também um revestimento em reboco armado com fibra de vidro, que não foi usada no murete M8.

Os quatro muretes esquematizados na figura 6.2 mostram profundidades de carbonatação semelhantes (variando desde os 53% aos 57%), não havendo grande influência desta na evolução das resistências mecânicas obtidas.

O processo de análise dos resultados e conclusões é dificultado pelo facto de terem sido realizados poucos ensaios experimentais nesta data e os modelos apresentarem uma constituição heterogénea.

7.1 Síntese final

Na presente dissertação foi analisado o efeito do confinamento transversal contínuo conferido por fitas metálicas no comportamento de um modelo experimental em alvenaria de pedra tradicional (murete), quantificado a sua capacidade resistente e analisado o seu modo de rotura.

O objectivo do presente trabalho foi desenvolver os conhecimentos relativos a este confinamento como integrante de uma solução de reforço do tipo IV da tese de F. Pinho [31] para que a sua utilização seja possível na reabilitação de edifícios antigos. O modelo experimental pretende, para esse tipo de edifícios, representar as paredes de alvenaria de pedra tradicional aí existentes.

Com este intuito, descrevem-se as características construtivas dos edifícios em alvenaria de pedra tradicional, em particular as paredes, as suas anomalias mais comuns e principais técnicas de consolidação e reforço. Este estudo serve como base à realização do trabalho experimental realizado.

Foi feita uma pesquisa destinada a apurar o conhecimento relativo ao comportamento mecânico de modelos experimentais em alvenaria. Estes modelos foram ensaiados em laboratório nos últimos anos por diversas unidades de investigação nacionais e internacionais. As suas características e resultados obtidos serviram como referência ao trabalho experimental efectuado nesta dissertação.

Procedeu-se ao ensaio de compressão axial de um murete em alvenaria de pedra tradicional com confinamento transversal contínuo conferido por fitas metálicas, de dimensões 1,20x0,40x1,20m³ e ao ensaio de determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria. Foram apresentados e discutidos os resultados obtidos, sendo posteriormente comparados com os principais trabalhos de referência [11, 15, 26, 31] citados anteriormente no capítulo III.

7.2 Conclusões e comentários finais

O ensaio realizado na presente dissertação permitiu analisar o comportamento de um murete em alvenaria de pedra tradicional, ostentando confinamento transversal contínuo com fitas metálicas.

Os resultados obtidos evidenciam um ganho de resistência mecânica em relação a outros ensaios realizados no âmbito dos trabalhos de referência [11, 26, 31]. Foi também registado um ligeiro aumento da ductilidade do murete durante a realização do ensaio de compressão axial. A forma

como este rompe e se desagrega progressivamente durante a descarga contrasta com o comportamento verificado nos muretes simples (sem reforço).

As fitas metálicas empregues neste ensaio tiveram um papel preponderante no comportamento do murete ao contribuir para que este mantivesse a sua integridade durante o carregamento sofrido. O seu efeito pode ser melhorado, aumentando o número de passagens em cada furo, ou optando por configurações diferentes na sua passagem.

Para evitar problemas de humidade e corrosão (entre outros), as fitas têm ser revestidas por rebocos armados auxiliando a propagação das tensões aplicadas a toda a alvenaria. O uso de revestimentos armados elimina a existência de folgas nas fitas, diminuindo o tempo decorrido até estas serem solicitadas, aumentando a eficácia do seu confinamento.

Verificou-se que a profundidade de carbonatação da argamassa evolui de forma lenta e gradual, podendo o processo demorar décadas até estar concluído. A evolução da carbonatação da cal aérea com o passar do tempo confere ao murete um incremento de resistência mecânica significativo.

A simulação das condições reais das paredes de edifícios antigos, a partir de modelos experimentais em ensaios laboratoriais, é executada com dificuldade devido à difícil representação das suas dimensões, constituição e simulação das cargas verticais actuaentes.

A realização de mais ensaios a muretes permitirá apurar a compreensão do comportamento geral deste tipo de paredes, analisar o resultado da aplicação de algumas técnicas de reabilitação e o efeito da carbonatação na resistência mecânica da argamassa ao longo do tempo.

7.3 Desenvolvimentos futuros

Tendo como base o trabalho experimental desenvolvido ao longo desta dissertação, expõem-se em seguida algumas sugestões para possíveis desenvolvimentos futuros:

- Avaliação do comportamento à compressão axial e à compressão-corte de modelos experimentais confinados com fitas metálicas com diferentes tipos de configuração, nomeadamente o confinamento transversal anelar e o confinamento transversal contínuo com aumento do número de passagens da fita por cada furo;
- Realização de ensaios de durabilidade nas fitas metálicas, examinando o seu comportamento com o decorrer do tempo;
- Aplicação de confinamento com diferentes tipos de rebocos armados, confrontando com a solução de reforço IV de F. Pinho [31];
- Ensaio de modelos reais em laboratório e “*in-situ*” para comparação com os resultados obtidos nesta dissertação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 ALMEIDA C.; Costa, Q. C.; Guedes, J.; Arêde, A.; Costa A. - Mechanical Behaviour Analyzes of One Leaf Stone Masonry Walls, *VI congresso internacional sobre patología y recuperación de estructuras*, Córdoba, Argentina, 2010.
- 2 APPLETON, J. - *Reabilitação de Edifícios Antigos – Patologias e Tecnologias de Intervenção*, Edições Orion, LNEC, 2003.
- 3 BAIRRÃO, R.; Silva, FALCÃO, M. J. - Comparison of different reinforcement techniques using polymeric grids on a limestone masonry structure, LNEC, 2007.
- 4 BINDA, L.; MODENA, C.; BARONIO, G.; ABBANEO, S. - Repair and investigation techniques for stone masonry walls, *Construction and Building Materials*, Vol. 11, pg. 133-142, 1997.
- 5 BINDA, L.; PENAZZI, D. - Classification of masonry cross sections and of typologies of historic buildings, *Book of Commissione RILEM MMM*, 2000.
- 6 CABRITA, A. M. R. - Fazer património: Memória, Identidade, Modernidade, *Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas*, LNEC, Lisboa, 2000.
- 7 CAMARA MUNICIPAL TAVIRA, Empreitada de Remodelação e Restauro da Igreja de Santa Ana, Memória Descritiva e Justificativa do Modo de Execução da Obra, Tavira, 2002.
- 8 CARVALHO, E. C.; OLIVEIRA, C.S. - *Construção Anti-Sísmica: Edifícios de Pequeno Porte*, ICT, LNEC, Lisboa, 1997.
- 9 CEN, "*Eurocódigo 6 - Projecto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais para Estruturas de Alvenaria Armada e não Armada*, Lisboa, 1996.
- 10 CÓIAS E SILVA, Vítor, - *Reabilitação estrutural de edifícios antigos - alvenaria, madeira. Técnicas pouco intrusivas*, Argumentum, Gecorpa, 2ª edição, Maio 2007.
- 11 CORREIA, Joana, - *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões*, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- 12 COSTA, M. - *Reabilitação de Coberturas em Madeira – Aplicação ao Centro Histórico de Évora*, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.
- 13 DOLCE, M.; CACOSSO, A.; PONZO, F. C.; MARNETTO, R. - New Technologies for the structural rehabilitation of Masonry constructions: concept, experimental validation and application of the CAM system, Basilicata University Potenza, Italy, 2001.
- 14 FARIA, P. - *Argamassas de revestimento para alvenarias antigas – Contribuição para o estudo da influência dos ligantes*, Tese de doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2004.

-
- 15 FONSECA, M. - *Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento*, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
 - 16 GIUFFRÈ, A. - *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia*, Codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico, Editori Laterza, 1993.
 - 17 GNDT, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Danno sísmico e vulnerabilità delle chiese dell’Umbria, cd-rom, Itália.
 - 18 GOUVEIA, J.; Lourenço, P. - *O Eurocódigo 6 e o dimensionamento de estruturas de alvenaria*, Construção magazine, 2006.
 - 19 HENRIQUES, Fernando M. A. - *A conservação do património histórico edificado*, Memória nº755, LNEC, Lisboa 1991.
 - 20 HILL, P. R.; DAVID, J. C. - *Practical Stone Masonry*, Donhead, London, 1995.
 - 21 HUERTA, S. - Mechanical of masonry vaults: the equilibrium approach, Historical Constructions, pg. 47-70, Guimarães, 2001
 - 22 ISO, International Organization for Standardization. *ISO 6892:1998 - Metallic materials - Tensile testing at ambient temperature*.
 - 23 JORGE, Virgolino F. - *Património e Identidade Nacional*, Engenharia Civil, Vol. 9, pg. 5-12, Universidade de Evora, 2000
 - 24 LNEC. - *Documento de Homologação 873: Rede para Reforço de Revestimentos de Paredes*, LNEC, Lisboa, 2007.
 - 25 LOURENÇO, P. B. - *Computacional strategies for masonry structures*, Tese de doutoramento em Engenharia Civil, Delft University of technology, 1996.
 - 26 MORAIS, H. - "*Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional*", Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
 - 27 OLIVEIRA, D. V.; LOURENÇO, P.; SILVA, R. - Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos, *4^{as} jornadas portuguesas de engenharia de estruturas*. LNEC, Lisboa., Dezembro 2006.
 - 28 PAIVA, J. Vasconcelos; AGUIAR, J.; PINHO, A. - *Guia Técnico da Reabilitação Habitacional*, Vol. I-II, LNEC, INH, Lisboa, 2006.
 - 29 PEREIRA, D. - *Estudo Sísmico de Edifícios Antigos. Reforço e análise não linear*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2009.

- 30 PETERSON, R. - *In-Plane Shear Behaviour of Unreinforced Masonry Panels Strengthened with Fibre reinforced Polymer Strips*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, The University of Newcastle, Australia, 2009.
- 31 PINHO, Fernando F. S. - *Paredes de Alvenaria Ordinária – Estudo Experimental com modelos Simples e Reforçados*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2007.
- 32 PINHO, Fernando F. S. - *Paredes em Edifícios Antigos em Portugal*, Coleção Edifícios, LNEC, 2008.
- 33 PINHO, Fernando F. S.; BAIÃO, M. F. C.; LÚCIO, Válder J. G. - Técnicas de consolidação de paredes de edifícios antigos, *3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios*. LNEC, Lisboa, 2003.
- 34 PINHO, Fernando F. S. - Principais patologias em edifícios antigos, REPAR 2000 – Encontro nacional sobre conservação e reabilitação de estruturas, LNEC, Lisboa, 2000.
- 35 ROQUE, João C. A. - *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2002.
- 36 ROQUE, João C. A.; LOURENÇO, P. B. - Reabilitação Estrutural de Paredes de Antiga de Alvenaria, *3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios*. LNEC, Lisboa, 2003.
- 37 ROQUE, João C. A.; LOURENÇO, P. B. - *Técnicas de intervenção estrutural em paredes antigas de alvenaria*, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, 2003.
- 38 SILVA, B. - *Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra*, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- 39 SILVA, Rui A. M. - *Caracterização experimental de alvenaria antiga: reforço e efeitos diferidos*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2008.
- 40 SILVA, J. M. - Alvenarias não estruturais: patologias e estratégias de reabilitação, *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, Porto, 2002.
- 41 SOROUR, M.; DUCHESNE, D.; MUFTI, A. - *Effect of Through-the-Wall Anchors on Multi-Wythe Stone Masonry Walls*, Conservation of Heritage Structures. pg 239-249, Ottawa, Canada, 2010.
- 42 VALLUZZI, M. R.; BINDA, L.; MODENA, C. - Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing, *Construction and Building Materials*. Vol. 19, pg. 63–73, 2005.
- 43 VALLUZZI, M. R.; PORTO, F. da; MODENA, C. - Behaviour of multi-leaf stone masonry walls strengthened by different intervention techniques, *Historical Constructions*. pp. 1023-1032, Guimarães, 2001.
- 44 VALLUZZI, M. R. - *“Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce”*, Università di Padova, Italy, 2000.

-
- 45 VARUM, H.; COSTA, A.; PEREIRA, H.; ALMEIDA, J.; RODRIGUES, H. - Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe, *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*. Vol. 15, pg. 23-32, 2008.
- 46 VINTZILEOU, E. N.; MILTIADOU-FEZANS, A. - Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts, *Engineering Structures*. Vol. 30, pg. 2265–2276, 2007.

Webgrafia

- 47 BANDIMEX. (Janeiro de 2010). Características das fitas BANDIMEX. "site": http://www.bandimex.de/sites/english/products_band_standard.html
- 48 INE, Instituto Nacional de Estatística, Recenseamento Geral da Habitação, 2001
- 49 Guia para a reabilitação do centro histórico da cidade de Viseu (2011). "site": <http://guiareabcentrohistorico.viseudigital.pt>
- 50 Jevington Church Restoration (2011). "site": www.jevingtonchurch.co.uk
- 51 LNEC. (Setembro de 2010). Eurocódigos Publicados. "site": http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/Eurocodigos_publicados.pdf
- 52 LNEC. (Setembro de 2010). DE - Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas. "site": http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html
- 53 Planirest. (Abril de 2011). Reabilitação urbana | Planirest. "site": <http://www.planirest.pt/reabilitacao>
- 54 TEBECHERANI, Ciro de Toledo. (Março de 2011). *Aço Inoxidáveis*. "site": http://www.pipesystem.com.br/Artigos_Tecnicos/Aco_Inox/body_aco_inox.html
- 55 Wikipedia. (Agosto de 2010). *Stainless steel*. "site": http://en.wikipedia.org/wiki/Stainless_steel.

ANEXO I

MODELOS EXPERIMENTAIS DE ALVENARIA ORDINÁRIA

BREVE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DOS MURETES

Tendo em vista o conhecimento de algumas das suas propriedades físicas, mecânicas e químicas dos materiais e elementos utilizados na construção dos muretes (pedra, areia de rio e areia de areeiro, cal aérea, argamassa de assentamento no estado endurecido e alvenaria dos muretes), foram realizados ensaios por F. Pinho [31], cujos resultados são referidos em seguida.

- **Caracterização da pedra**

As pedras apresentaram massa volúmica real de $2709,4 \text{ kg/m}^3$, massa volúmica aparente de $2490,6 \text{ kg/m}^3$ e porosidade aberta = 8,1%. O índice volumétrico obtido para as pedras calcárias foi de $IV_m=0,26$. No ensaio de determinação da resistência mecânica da pedra obteve-se como valor médio 47,8 MPa.

Na tabela I.1 são apresentadas as características químicas da pedra.

Tabela I.1 – Características químicas da pedra [31]

Composto		Valor médio [%]
Óxido de Cálcio	<i>CaO</i>	54,91
Dióxido de silício	<i>SiO₂</i>	0,52
Trióxido de alumínio	<i>Al₂O₃</i>	0,46
Trióxido de Ferro	<i>Fe₃O₃</i>	0,12
Óxido de Magnésio	<i>MgO</i>	0,33
Óxido de potássio	<i>K₂O</i>	0,02
Perda ao fogo ⁽¹⁾	<i>LOI</i>	43,52

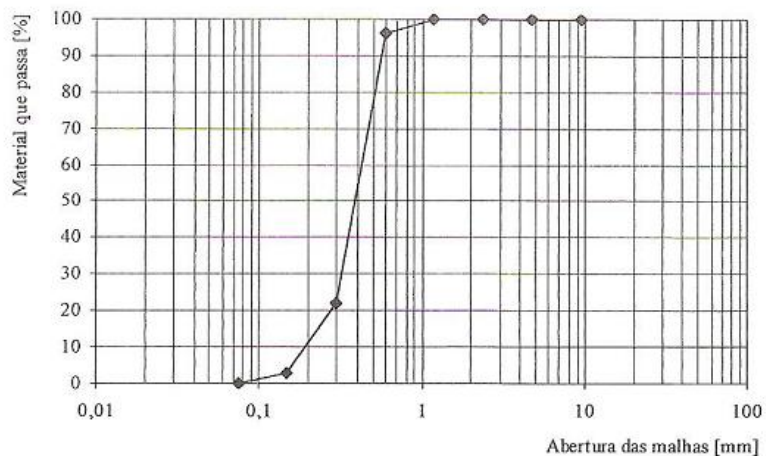
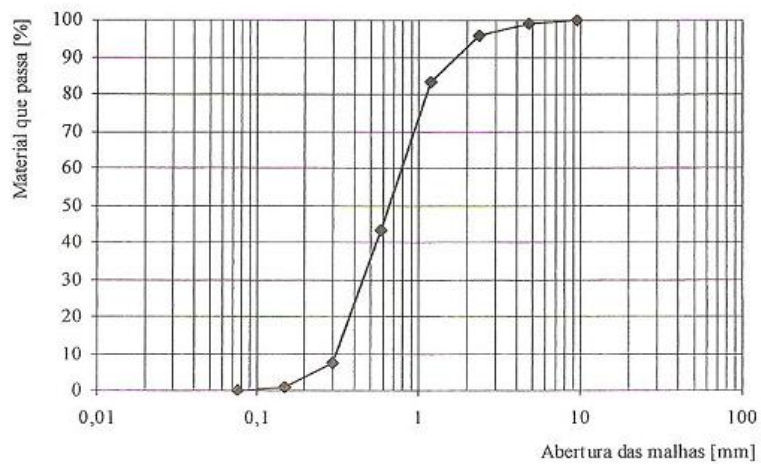
⁽¹⁾ - Em mufla, a 750°C, durante 40 minutos

- **Caracterização das areias**

Foram realizados ensaios de análise granulometria a cada uma das areias, tabela I.2 e figura I.3, tendo sido também determinada a massa volúmica, baridade, volume de vazios e teor de partículas finas, tabela I.3 e tabela I.4.

Tabela I.2 – Análise granulométricas das areias de rio e de areeiro, utilizadas na argamassa de assentamento [31]

Característica	Areia de rio	Areia de areeiro
Módulo de finura	2,7	1,8
Máxima dimensão do agregado (D) [mm]	2,38	0,595
Mínima dimensão do agregado (d) [mm]	0,149	0,149



Em cima - curva granulométrica da areia do rio; Em baixo - curva granulométrica da areia de areeiro
Figura I. 1 – Curvas granulométricas das areias utilizadas na argamassa de assentamento [32]

Tabela I.3 – Características físicas da areia [31]

Características	Areia de rio	Areia de areeiro
Massa Volúmica [kg/m ³]	a 60 ± 5°C	2631,5
	a 105 ± 5°C	2624,9
Baridade [kg/m ³]	a 60 ± 5°C	1584,4
	a 105 ± 5°C	1584,4
Volume de vazios (a 105 ± 5°C) [%]	38,2	39,5
Teor de partículas finas (a 105 ± 5°C) [%]	1,2	7,6

Tabela I.4 – Características químicas da areia [31]

Composto		Valor médio [%]	
		Areia de rio	Areia de areeiro
Dióxido de silício	SiO_2	98	87,8
Trióxido de alumínio	Al_2O_3	1,7	7,34
Trióxido de Ferro	Fe_3O_3	0,11	0,85
Óxido de Cálcio	CaO	0,18	0,17
Óxido de Magnésio	MgO	0,01	0,09
Óxido de potássio	K_2O	0,01	3,39

- **Caracterização da cal aérea**

Foram realizados ensaios de análise granulométrica e determinação da composição química, pela empresa que forneceu a cal (Lusical, SA), tabela I.5 e tabela I.6

Tabela I.5 – Granulometria da cal aérea (valores médios em μm) [31]

Análise	2	5	10	40	50	80	125	200	315	500	Diâmetro médio
Valor médio (retido) [%]	85,1	57	32,6	14,4	12,8	9,23	5,68	2,5	0,54	0	6,07

Tabela I.6 – Composição química da cal viva e cal aérea (valores médios) [31]

Composto		Valor médio [%]	Produto
Óxido de cálcio	CaO	73,1	Cal viva
Óxido de magnésio	MgO	0,36	
Trióxido de ferro	Fe_2O_2	0,09	
Trióxido de alumínio	Al_2O_3	0,063	
Dióxido de silício	SiO_2	0,03	
Óxido de potássio	K_2O_3	0,0217	
Óxido de manganês	Mn_3O_4	0,0075	
Trióxido de enxofre	SO_3	0,3005	
Perda ao fogo	PAF	25,72	
Dióxido de carbono	CO_2	1,7	
Enxofre total	S	0,12	
Água a 120°C	H_2O_{120}	0,95	
Cobalto	Co	0,001	
Manganês	Mn	0,0054	
Hidróxido de cálcio	$Ca(OH)_2$	93,5	Cal apagada (ou cal hidratada)
Carbonato de cálcio	$CaCO_3$	3,86	
Hidróxido de magnésio	$Mg(OH)_2$	0,52	
Sulfato de cálcio	$CaSO_4$	0,51	

- **Caracterização da argamassa de assentamento**

A argamassa de assentamento utilizada na alvenaria foi produzida ao traço volumétrico 1:3 (cal aérea: areia), tendo sido usada areia de areeiro e areia de rio em partes iguais.

Para a caracterização da argamassa foram retiradas varias amostras de argamassa em pasta, com as quais se realizaram ensaios de espalhamento e se moldaram provetes de amassaduras aleatórias, ensaiados aos 30 dias, 90 dias e enquanto durou a realização de ensaios sobre os muretes. Dos ensaios realizados à argamassa endurecida, obtiveram-se valores médios para a massa volúmica, porosidade aberta e resistência mecânica, tabela I.7

Tabela I.7 – Características físicas da argamassa de assentamento endurecida [31]

Característica		Valor médio aos 90 dias
Massa volúmica real [kg/m ³]		2590,1
Massa volúmica aparente [kg/m ³]		1742,9
Porosidade aberta [%]		32,7
Resistência Mecânica	Flexão (σ^{med}) [Mpa]	0,30
	Compressão (σ^{med}) [Mpa]	0,65

- **Água**

A água utilizada na amassadura da argamassa de assentamento da alvenaria foi retirada da rede pública de abastecimento da FCT, através de ligação a uma boca de rega, junto ao local dos trabalhos.

- **Caracterização da alvenaria dos muretes**

O valor médio da massa volúmica dos muretes é de 1758Kg/m³.

Considerando as percentagens médias de 25% de argamassa e 75% de pedra por m³ de alvenaria, a massa volúmica aparente da argamassa de assentamento (obtida a partir de amostras extraídas directamente dos muretes) de 1742,3Kg/m³, e a massa volúmica aparente de pedra calcária de 2490,6Kg/m³, tem-se como estimativa para a massa volúmica aparente “teórica” da alvenaria dos muretes o valor de 2303,5Kg/m³.

Por sua vez, relacionando este valor com a massa volúmica média da alvenaria, de 1758Kg/m³, pode obter-se uma estimativa de “volume de vazios” (médio) da alvenaria de aproximadamente igual a 23,7%.

