



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Bruno Filipe Pereira de Sá

Estudo do comportamento sísmico de  
ligações reforçadas em edifícios  
Pombalinos e Gaioleiros





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Bruno Filipe Pereira de Sá

Estudo do comportamento sísmico de  
ligações reforçadas em edifícios  
Pombalinos e Gaioleiros

Tese de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor Daniel Vitorino de Castro Oliveira

## **AGRADECIMENTOS**

Uma vez finalizado o trabalho, gostava de agradecer a todos os intervenientes, que de uma forma direta ou indireta, demonstraram toda a sua disponibilidade, empenho e apoio e tornaram possível a concretização do mesmo.

Ao Professor Daniel Oliveira, orientador desta dissertação, agradeço por toda a sua disponibilidade, dedicação e profissionalismo na hora de tornar este trabalho científico o melhor possível.

À Engenheira Susana Moreira fico grato pelas ajudas diárias, bem como a disponibilidade total para qualquer esclarecimento de dúvidas.

Não posso deixar de agradecer aos técnicos do laboratório de Engenharia Civil por todo o apoio e disponibilidade aquando da preparação dos ensaios e pela boa disposição diária que contribuiu para um bom ambiente de trabalho.

Agradeço à empresa Monumenta, Conservação e Restauro do Património, Ld.<sup>a</sup> pela colaboração na construção das paredes de alvenaria e instalação do sistema de reforço.

Ao Projeto FP7-ENV-2009-1-244123-NIKER do 7º programa-quadro da Comissão Europeia, fica o agradecimento pelo apoio concedido.

Um agradecimento muito importante a toda a minha família pelo apoio e preocupação demonstrados na realização do trabalho, em especial aos meus pais que tornaram todo o meu percurso académico possível.

Agradeço de uma forma muito especial à minha namorada Helena, que me acompanhou ao longo deste caminho em todos os aspetos e me ajudou a superar todas as tormentas por que fui passando. Obrigado por muitos Miles!

E por último agradeço a todos os meus amigos pelo companheirismo e apoio em todos os momentos, pela amizade e ajuda demonstrada durante a realização desta dissertação e, mais importante de tudo, ao longo destes anos.



## RESUMO

O trabalho apresentado nesta dissertação foi desenvolvido no departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Este trabalho, de carácter experimental, pretende ser uma contribuição para melhor compreender o comportamento das ligações, reforçadas e não reforçadas, nos edifícios históricos de alvenaria Pombalinos e Gaioleiros, sob ações cíclicas que influenciam a vulnerabilidade sísmica.

Os ensaios realizados envolveram paredes de alvenaria representativas dos edifícios em estudo e ancoragens de mangas injetadas Cintec<sup>®</sup>, caracterizando-se uma ligação reforçada parede-frontal. Assim foram realizados ensaios de caracterização dos materiais presentes na construção destas paredes, como a argamassa, a pedra e prismas de alvenaria e ensaios de caracterização dos varões de aço existentes nas ancoragens de mangas injetadas.

Os ensaios do conjunto paredes de alvenaria e mangas injetadas foram monotónicos e cíclicos, sob controlo de deslocamento, com vista a caracterizar o seu comportamento cíclico. Foram estudadas duas paredes, realizando-se quatro ensaios por cada. O principal objetivo deste trabalho passou pela obtenção de um conjunto de resultados, como modos de rotura e diferentes tipos de curvas de relação, suscetíveis de serem usadas como indicativo na calibração e recomendação do tipo de reforço em estudo.

Da análise final do trabalho efetuado, conclui-se que existe um contributo bastante significativo do reforço e que será necessário aplicar modificações para que a rotura, em caso de sismo, aconteça no mesmo e não na parede de alvenaria.

Palavras-chave: edifícios Pombalinos e Gaioleiros, ligação parede-frontal, vulnerabilidade sísmica, mangas injetadas.



## **ABSTRACT**

The work presented in this thesis was developed in the Civil Engineering Department of Universidade do Minho. This work, based on experimental work, is intended as a contribution to better understand the behavior of connections, reinforced and non-reinforced, in historic buildings “Pombalinos” and “Gaioleiros”, under cyclic loads that influence the seismic vulnerability.

The tests involved masonry walls representative of buildings in study and injected anchors Cintec ®, characterizing a reinforced connection of wall to “frontal”. Thus, tests were performed to characterize the materials present in the construction of these walls, like mortar, stone and masonry prisms and characterization tests of steel bars existing in the injected anchors.

The tests of the masonry walls and injected anchors were static and cyclic, under displacement control, in order to characterize its cyclical behavior. Two walls were studied, making up four tests each. The main objective of this study spent by getting a set of results, such as failure modes and different types of curves relationship, capable of being used as a calibration target and recommendation of the type of reinforcement in the study.

From the final analysis of this work, it is concluded that there is a very significant contribution of the reinforcement and it will be necessary to apply modifications in order the rupture, in case of an earthquake, occur in the reinforcement and not on the masonry wall.

Keywords: “Pombalinos” and “Gaioleiros” buildings, wall to “frontal” connection, seismic vulnerability, injected anchors.





## ÍNDICIE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
ÍNDICIE GERAL .....	vii
ÍNDICIE DE FIGURAS .....	xi
ÍNDICIE DE TABELAS .....	xvii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Motivação, Objetivos e Metodologia.....	2
1.2. Conteúdos .....	4
2. EDIFÍCIOS POMBALINOS E GAIOLEIROS .....	7
2.1. História da tipologia construtiva.....	7
2.2. Caracterização dos edifícios Pombalinos e Gaioleiros .....	9
2.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica.....	11
3. LIGAÇÕES .....	15
3.1. Tipologia das ligações .....	15
3.2. Reforço das ligações .....	18
3.2.1. Tipologias de reforço.....	18
3.2.2. Reforço Cintec® .....	20
4. ENSAIOS MECÂNICOS DE CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS .....	23

4.1.	Argamassa .....	24
4.2.	Testes de tração em varões de aço.....	26
4.2.1.	Preparação dos provetes e procedimento .....	26
4.2.2.	Resultados .....	26
4.3.	Testes de compressão em provetes de pedra .....	28
4.3.1.	Preparação dos provetes e procedimento .....	28
4.3.2.	Resultados .....	29
4.4.	Testes de compressão em provetes prismáticos de alvenaria.....	31
4.4.1.	Preparação dos provetes.....	31
4.4.2.	Configuração e procedimento do teste.....	31
4.4.3.	Resultados .....	33
4.4.4.	Modos de rotura .....	36
5.	ENSAIOS DE LIGAÇÕES PAREDE-FRONTAL .....	39
5.1.	Construção dos provetes.....	40
5.2.	Configuração e procedimento do ensaio .....	42
5.3.	Parede WT.40.I.1.....	45
5.3.1.	Ensaio monotónicos.....	46
5.3.2.	Ensaio cíclicos .....	49
5.3.3.	Energia .....	53
5.3.4.	Degradação de resistência e de rigidez .....	54
5.4.	Parede WT.40.I.2.....	56

5.4.1. Ensaio monotônicos .....	57
5.4.2. Ensaio cíclicos .....	59
5.4.3. Energia.....	63
5.4.4. Degradação de resistência e de rigidez.....	64
5.5. Análise e discussão de resultados .....	66
6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....	69
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	73
ANEXOS .....	77
Anexo A – Características das paredes .....	78



## ÍNDICIE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Propagação de energia em edifícios de alvenaria. (Paulay & Priestley, 1992).....	2
Figura 1.2 – Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria – situação com comportamento da parede para fora do plano. (Tomažević, 1999).....	2
Figura 2.1- Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa. 1 e 2 Pré-Pombalinos; 3 Pombalinos; 4 Gaioleiros; 5 “de placa”; 6 e 7 Betão armado. (Cóias, 2007).....	7
Figura 2.2- Tipo de construção Pré-Pombalina. (Moret, IST) .....	8
Figura 2.3 - Construção Pombalina: (a) Edifício com parede de fachada removida (Silva et al.,2001); (b) Sistema tridimensional de travamento dos edifícios pombalinos: A- parede frontal; B- tabique; C- ligação por meio de peça metálica. (Cóias, 2007) .....	9
Figura 2.4 – Parede em frontal, dotada de uma treliça de madeira designada cruces de S <sup>to</sup> André. (Cóias, 2007) .....	10
Figura 2.5 – Avaliação de vulnerabilidade sísmica: (a) Avaliação da resposta sísmica; (b) Avaliação dos danos. (adaptado de FEMA & NIBS, 2003).....	11
Figura 2.6 – Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de Sousa (2006) traduzido de Grünthal (1998))......	11
Figura 2.7 - Roturas-tipo de edifícios de pequeno porte de alvenaria [ <i>in</i> Carvalho e Oliveira, 1997].....	14
Figura 3.1 - Interseção entre paredes exteriores, ligadas através de conetores metálicos. (Pinho, 2000).....	16
Figura 3.2 – Tipos de ligações parede-piso: 1-Viga de madeira; 2-Frechal; 3-Conetor metálico; 4-Parede de alvenaria. (Appleton, 2005).....	17
Figura 3.3 - Exemplos de ligação entre parede em frontal e parede de alvenaria (adaptado de (Cardoso, 2002))......	17

Figura 3.4 - Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos. (Virdi & Rashkoff, 2008)...	18
Figura 3.5 - Reforço das interseções de paredes utilizando chapas de aço. (Tomažević, 1999) .....	18
Figura 3.6 – Solução de reforço com pratos de distribuição: (a) Ligação entre parede de frontal e parede de alvenaria; (b) Ligação entre piso e parede de alvenaria; (c) Detalhe do sistema de reforço. (Cóias, 2007).....	19
Figura 3.7 - Solução de reforço com ancoragens de manga injetada: (a) Ligação entre parede de frontal e parede de alvenaria; (b) Ligação entre piso e parede de alvenaria; (c) Detalhe do sistema de reforço. (Cóias, 2007).....	20
Figura 3.8 –Ancoragens Cintec <sup>®</sup> numa parede de alvenaria. (Cintec Worldwide).....	21
Figura 3.9 – Exemplos de modos de rotura utilizando mangas injetadas. ....	22
Figura 4.1 – Resistência à compressão da argamassa em diferentes idades, para o traço escolhido. ....	24
Figura 4.2 – <i>Setup</i> para ensaios de compressão nos provetes de argamassa. ....	25
Figura 4.3 – Varão em ensaio de tração. ....	26
Figura 4.4 – Relação tensão-extensão do varão 1. ....	27
Figura 4.5 – Rotura dos provetes de ensaio. ....	28
Figura 4.6 – Ensaios dos provetes da pedra calcária: (a) provete em ensaio de compressão e (b) disposição dos LVDT's axiais no provete.....	29
Figura 4.7 – Relação tensão-extensão em LSC5.....	29
Figura 4.8 – Modo de rotura nos provetes de pedra após os ensaios. ....	31
Figura 4.9 - Instrumentação: (a) Distâncias (em milímetros) de medição dos deslocamentos; (b) Detalhe da instrumentação. ....	31
Figura 4.10 - Configuração do ensaio. ....	32

Figura 4.11 – Histórico Força/Deslocamento-Tempo. ....	33
Figura 4.12 – Zona com fenómeno de embrincamento em MP6. ....	34
Figura 4.13 – Ensaios de compressão: relação tensão-extensão dos prismas de alvenaria (MP). .....	35
Figura 4.14 – Aparecimento de fendas no meio do provete em (a) MP3, (b) MP4 e (c) vista lateral de MP6.....	37
Figura 4.15 – Padrão de dano dos prismas de alvenaria: (a) Vista lateral de MP3; (b) grande abertura de fenda em MP4, com o LVDT a sair da posição de medição; (c) padrão de rotura característico, em MP5. ....	37
Figura 5.1 – Geometria dos provetes (dimensões em milímetros). ....	40
Figura 5.2 – Etapas para a construção dos provetes. ....	41
Figura 5.3 – Distribuição das mangas injetadas na parede (dimensões em milímetros). ....	42
Figura 5.4 - Detalhe da ligação entre o atuador e as ancoragens para aplicação da força.....	43
Figura 5.5 - Configuração de ensaio para os ensaios cíclicos. ....	43
Figura 5.6 – Histórico Deslocamento-Tempo. ....	44
Figura 5.7 – Grelha representativa da colocação dos LVDT's respetivo a um ensaio no canto superior direito (medidas em milímetros). ....	44
Figura 5.8 – Distribuição dos extensómetros ao longo das mangas (medidas em milímetros). .....	45
Figura 5.9 – Representação da parede WT.40.I.1. ....	45
Figura 5.10 – Curva força-deslocamento do ensaio monotónico WT.40.I.1A.....	46
Figura 5.11 – Formação do cone de corte na proximidade da manga 1 em WT.40.I.1A.....	47
Figura 5.12 – Esquema representativo dos extensómetros usados para obtenção das percentagens de força. ....	48



Figura 5.13 – Relação percentual da força com o tempo num ensaio monotónico. ....	49
Figura 5.14 – Curva força-deslocamento relativa a cada manga em WT.40.I.1A.....	49
Figura 5.15 – Curvas força-deslocamento de ensaios cíclicos.....	50
Figura 5.16 – Diferentes modos de rotura: (a) Aparecimento do cone de corte em WT.40.I.1C e WT.40.I.1D e (b) Afastamento entre a interface da ancoragem e da parede em WT.40.I.1C. ....	51
Figura 5.17 - Relação percentual da distribuição da força para cada manga em WT.40.I.1. ...	52
Figura 5.18 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.1C.....	52
Figura 5.19 - Curva força-deslocamento relativa apenas à manga 1 do ensaio WT.40.I.1D...	53
Figura 5.20 - Evolução da energia total no ensaio monotónico WT.40.I.2D. ....	53
Figura 5.21 – Evolução da energia total nos ensaios cíclicos: (a) Ensaio WT.40.I.1C e (b) ensaio WT.40.I.1D. ....	54
Figura 5.22 – (a) Degradação da resistência em termos absolutos e (b) perda relativa de resistência nos ensaios da parede WT.40.I.1. ....	55
Figura 5.23 – Representação gráfica da degradação de rigidez em WT.40.I.1: (a) rigidez absoluta e (b) rigidez normalizada. ....	56
Figura 5.24 - Representação da parede WT.40.I.2.....	56
Figura 5.25 - Curva força-deslocamento de um ensaio monotónico. ....	57
Figura 5.26 - Formação do cone de corte na proximidade de ambas as mangas em WT.40.I.2D. ....	58
Figura 5.27 - Relação percentual da força com o tempo num ensaio monotónico.....	58
Figura 5.28 - Curva força-deslocamento relativa a cada manga em WT.40.I.2D. ....	59
Figura 5.29 – Curvas força-deslocamento nos ensaios cíclicos.....	60

Figura 5.30 - Diferentes modos de rotura: (a) Formação do cone de corte envolto na manga 2 e (b) rotura da fronteira entre as superfícies do varão de aço e a calda injetada na manga 2 em WT.40.I.2A; (c) e (d) Aparecimento do corte em forma de cone envolvendo as duas mangas correspondente a WT.40.I.2C.....	61
Figura 5.31 - Relação percentual da distribuição da força para cada manga em WT.40.I.2....	62
Figura 5.32 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.2B. ....	63
Figura 5.33 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.2C. ....	63
Figura 5.34 - Evolução da energia total no ensaio monotónico WT.40.I.2D.....	63
Figura 5.35 - Evolução da energia total nos ensaios cíclicos: (a) Ensaio WT.40.I.2A, (b) ensaio WT.40.I.2B e (c) ensaio WT.40.I.2C. ....	64
Figura 5.36 – (a) Degradação da resistência em termos absolutos e (b) perda relativa de resistência nos ensaios da parede WT.40.I.2. ....	65
Figura 5.37 – Representação gráfica da degradação de rigidez em WT.40.I.2: (a) rigidez absoluta e (b) rigidez normalizada.....	65



## ÍNDICIE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Fatores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (adaptado de Magenes (2006)). .....	12
Tabela 4.1 – Resultados médios da resistência à compressão das amostras de argamassa. ....	25
Tabela 4.2 – Valores característicos de diferentes parâmetros envolvendo os varões. ....	27
Tabela 4.3 – Valores característicos de parâmetros mecânicos da pedra. ....	30
Tabela 4.4 – Informação relativa a cada prisma de alvenaria – Forças máximas e respectivos deslocamentos. ....	33
Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas dos prismas de alvenaria. ....	36
Tabela 5.1 - Características dos ensaios elaborados e identificação da disposição dos ensaios em cada parede. ....	66
Tabela 5.2 – Valores da energia para diferentes deslocamentos acumulados em cada manga. ....	68
Tabela A.1 – Características das paredes ensaiadas. ....	78



## 1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento sísmico das ligações, em edifícios de alvenaria tornou-se um tema bastante importante e atual, uma vez que a informação existente é pouca, quer a nível experimental, quer a nível numérico. Por esta razão os edifícios a estudar, Pombalinos e Gaioleiros, são de especial interesse devido à sua componente histórica e reconhecida deficiência a nível de ligações.

A resposta sísmica de diferentes estruturas é sem dúvida influenciada por uma enorme lacuna no desempenho das ligações entre elementos, significando que a transferência de energia pode ser afetada, de acordo com a Figura 1.1, onde os elementos estruturais horizontais afetam a distribuição da ação sísmica (por se apresentar no plano da ação) através dos elementos verticais. Por estes efeitos, torna-se fundamental estudar e investigar ligações piso-parede e parede-parede em termos de comportamento dinâmico deste tipo de edifícios. Será então possível diminuir os efeitos de um sismo e eliminar um comportamento para fora do plano das paredes transversais, como ilustra a Figura 1.2, que é um dos principais modos de rotura nos edifícios de alvenaria observados em importantes sismos como Açores 1998, L'Aquila 2009 e Christchurch 2011.

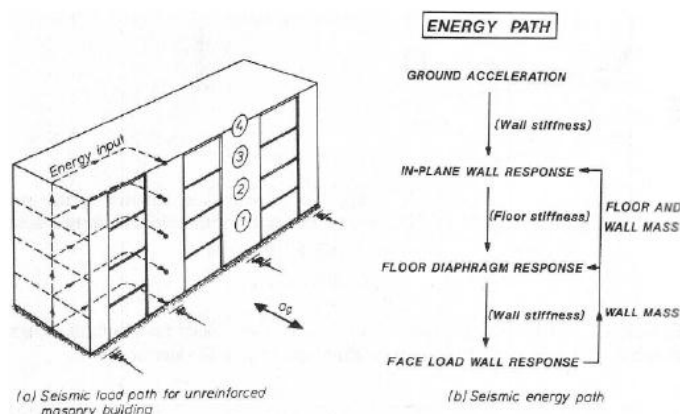


Figura 1.1 – Propagação de energia em edifícios de alvenaria. (Paulay & Priestley, 1992)

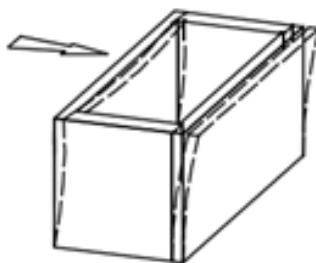


Figura 1.2 – Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria – situação com comportamento da parede para fora do plano. (Tomažević, 1999)

A chamada “gaiola” foi a resposta para aumentar a resistência do edifício ao sismo no edifício Pombalino (Ramos & Lourenço, 2004).

Em ordem a eliminar os problemas associados às ligações deste tipo de edifícios, procede-se ao respetivo reforço que irá garantir uma correta propagação da energia ao longo de todo o edifício. Esta dissertação consiste no estudo da aplicação de ancoragens de mangas injetadas Cintec<sup>®</sup>, aplicada a ligações parede-frontal.

## 1.1. Motivação, Objetivos e Metodologia

O presente trabalho desenvolve-se no âmbito do projeto europeu NIKER, a decorrer na Universidade do Minho, e em parceria com uma tese de doutoramento.

A importância da reabilitação de edifícios antigos a nível estrutural foi uma das principais motivações para este trabalho. Como referido anteriormente, os edifícios Pombalinos e

Gaioleiros têm problemas ao nível das ligações e o estudo de uma resolução para essa situação é essencial, para que em situações de perturbações exteriores ao edifício este possa responder da maneira mais eficaz minimizando o dano ou prevenindo o colapso e assim manter a sua componente de património nacional e mundial que deve ser preservado.

O principal objetivo desta dissertação é estudo do comportamento sísmico das ligações em edifícios de alvenaria (parede-parede). Trata-se de um tema extremamente atual, dado que a informação existente a nível experimental e numérico é escassa. Os edifícios Pombalinos e Gaioleiros revestem-se de especial interesse também, devido à sua componente histórica.

Numa primeira fase será desenvolvido um levantamento bibliográfico das principais características das ligações (geometria, materiais, etc.) e também das possíveis soluções de reforço sísmico. Posteriormente serão realizados ensaios experimentais à escala real de ligações com diferentes tipos de reforço, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento estrutural face a cargas monotónicas e cíclicas.

Esta dissertação terá essencialmente um carácter experimental, com base em recursos existentes no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho. Esta abordagem quantitativa permite recolher uma grande quantidade de dados experimentais, que não só contribuirão para enriquecer o estado de conhecimento atual sobre ligações, como também servirão de base para estudos numéricos e analíticos posteriores.

Atualmente são poucas as campanhas experimentais direcionadas para o estudo do comportamento sísmico de ligações. Algeri et al (2010) e Hamden & Jaeger (2011) realizaram ensaios monotónicos em mangas injetadas e varões embebidos em calda, respetivamente, sendo capazes de caracterizar curvas força-deslocamento e distribuição de esforços nos varões. Estão a ser desenvolvidos ensaios de arrancamento cíclicos e dinâmicos em ligações piso-parede reforçadas, com o objetivo de caracterizar o seu comportamento sísmico. A metodologia a adotar nos ensaios propostos é, em alguns aspetos, semelhante a estes ensaios já realizados, mas terá em consideração as especificidades que advêm da tipologia dos edifícios e também dos meios disponíveis em laboratório.

A campanha experimental contemplará também a caracterização dos materiais presentes nos diversos elementos estruturais, dado que permite melhor compreensão do comportamento dos ensaios de arrancamento e também uma estimativa de vários parâmetros mecânicos



relacionados. Seguidamente será feita a compilação de toda a informação a obter dos vários ensaios e respetiva interpretação, de forma a poderem desenvolver-se recomendações.

## **1.2. Conteúdos**

A presente dissertação divide-se em seis capítulos, sendo que o capítulo 1 foi já apresentado e diz respeito a uma sucinta introdução ao trabalho realizado onde se destacam objetivos e motivação e agora são descritos os conteúdos da dissertação.

Os capítulos 2 e 3 fazem referência a uma pesquisa bibliográfica num contexto alargado ao tema desta dissertação, fazendo uma análise que se desenvolve do geral para o foco principal deste tema resultando assim na apresentação do estado da arte, que se desenvolve da seguinte maneira:

O capítulo 2 descreve sucintamente os edifícios de alvenaria Pombalinos e Gaioleiros, descrevendo o seu aparecimento e as principais diferenças entre estes, bem como a necessidade de tratar com importância estes edifícios relativamente à sua vulnerabilidade sísmica.

No capítulo 3 é dada relevância ao principal problema destes edifícios que são as ligações. Assim são enumerados diferentes tipos de ligações, o modo como são executadas e quais os elementos inerentes a cada uma. De seguida a importância do reforço das ligações é descrita. Salientam-se diferentes tipos de reforços e apresentam-se da mesma forma o reforço que será usado durante a campanha experimental, ancoragens de mangas injetadas Cintec<sup>®</sup>, bem como as suas vantagens.

A fase experimental de caracterização de materiais é descrita no capítulo 4. Assim é efetuada a caracterização dos mesmos que são constituintes dos provetes a ensaiar, apresentando procedimentos, resultados e possíveis conclusões a serem analisadas.

O capítulo 5 incorpora a fase experimental dos ensaios cíclicos realizados sobre os provetes de alvenaria de modo a caracterizar o reforço utilizado, apresentando-se curvas força-deslocamento, dissipação de energia, degradação da rigidez e da resistência e modos de rotura, estes últimos comparados com ensaios outrora realizados.

Por fim o capítulo 6 engloba as conclusões do trabalho realizado e apresenta propostas de possíveis trabalhos futuros, identificadas ao longo do trabalho.



## 2. EDIFÍCIOS POMBALINOS E GAIOLEIROS

### 2.1. História da tipologia construtiva

Ao longo do tempo, a tipologia construtiva de edificação mostrou uma grande evolução (Cóias, 2007). Essa necessidade de evolução ocorre, pois à medida que a dimensão dos edifícios aumentava, os materiais sofriam alterações ficando cada vez mais resistentes. Estes evoluíram das madeiras e alvenarias para, mais recentemente, o betão armado. Tal evolução é representada no esquema cronológico da Figura 2.1.

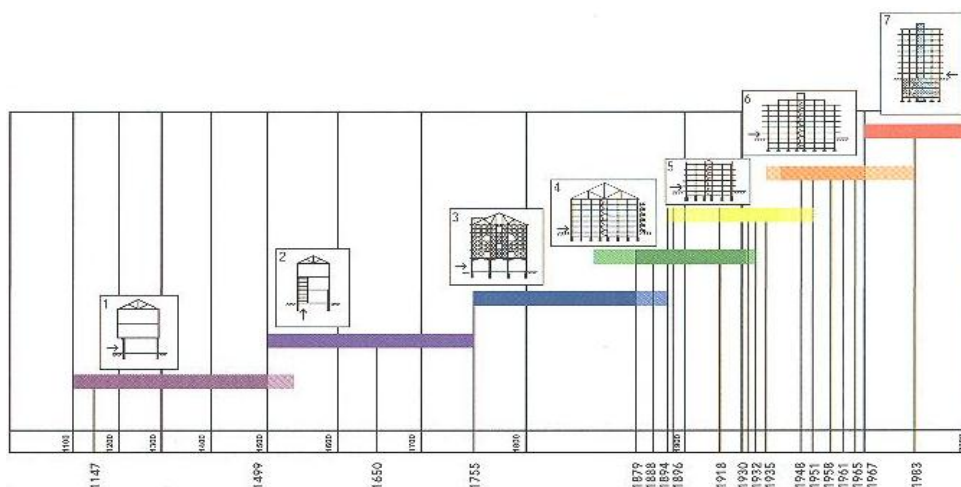


Figura 2.1- Evolução dos processos construtivos correntes do edificado de Lisboa. 1 e 2 Pré-Pombalinos; 3 Pombalinos; 4 Gaioleiros; 5 “de placa”; 6 e 7 Betão armado. (Cóias, 2007)

Até meados do século XVIII, os edifícios designados Pré-Pombalinos (Figura 2.2) eram construídos em alvenaria com resistência às ações horizontais bastante reduzida. Por seu lado, a variabilidade das propriedades mecânicas era elevada e o controlo de qualidade dos materiais e da construção quase inexistentes. Devido a isto, a destruição foi quase total aquando do grande terramoto de Lisboa em 1755 (Appleton, 2008).

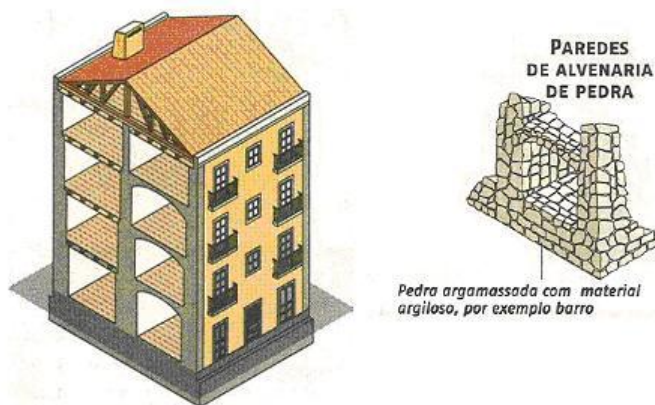


Figura 2.2- Tipo de construção Pré-Pombalina. (Moret, IST)

Surgiu então, ainda no século XVIII, a construção Pombalina (Appleton & Domingos, 2009), com vista a minimizar os efeitos produzidos pela ocorrência de um novo sismo, que se prolongou aproximadamente até à década de 70 do século XIX (Appleton, 2005), e cujos princípios desta construção serão explicados mais adiante na secção 2.2.

Ao período pombalino, segue-se a construção de “gaioleiros”, que perdura até à introdução do betão armado (década de 30 do século XX). Segundo vários escritos, esta designação foi dada, inicialmente, aos construtores, acabando por designar aquilo que estes construíram (Appleton, 2005), e tal como os Pombalinos serão caracterizados na mesma secção.

A passagem do edifício Pombalino para “Gaioleiro” é designada por Appleton (2005) como *A decadência construtiva*, justificada com a seguinte citação:

“Desorientados (...) houve alguns que, (...) começaram a adquirir materiais económicos e de inferior qualidade. Erro grave que deu em resultado terem ruído algumas propriedades mais ligeiramente construídas, resultando toda a classe de construtores sofrer consequências dessa má visão, pois que chegou a ser adoptada, injustamente, de ‘gaioleiros’.”

*Filipius Populi “Os construtores civis Tomarenses e o desenvolvimento da construção urbana em Lisboa” (1946)*

## 2.2. Caracterização dos edifícios Pombalinos e Gaioleiros

Após o terramoto de 1755, *tsunami* e incêndio que se seguiram, todo o centro de Lisboa foi redesenhado surgindo um edificado totalmente novo que hoje se designa por Baixa Pombalina (Cóias, 2007). O edifício Pombalino está inserido em blocos, sendo estes normalmente constituídos por sete edifícios, construídos lado a lado e em torno de um pátio central. Os edifícios são constituídos por cinco pisos, incluindo rés-do-chão e sótão (ver Figura 2.3 a), normalmente planos simétricos e altura constante desde o piso 2º até ao piso 4º (Silva et al., 2001).

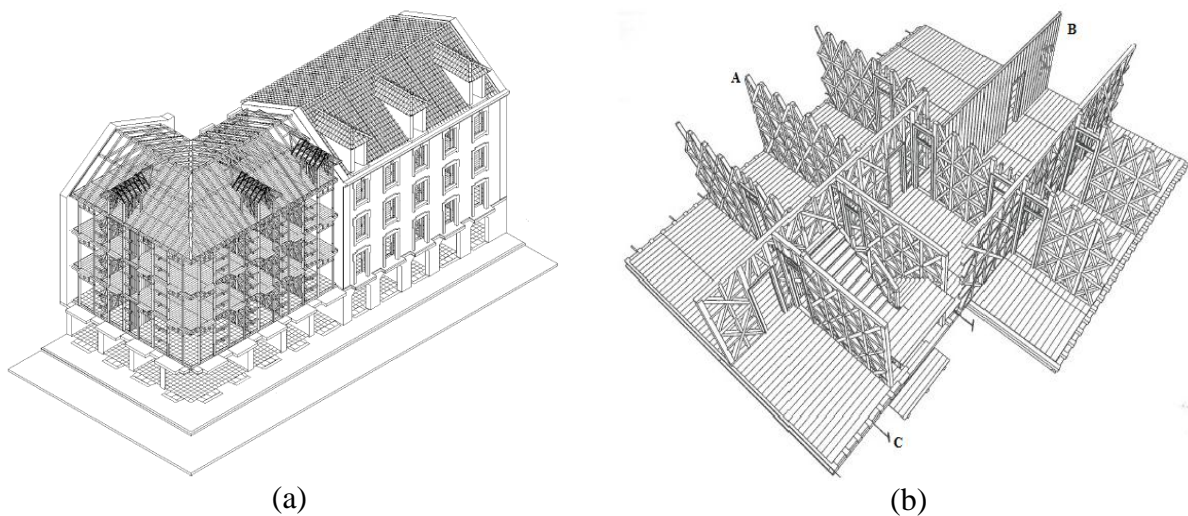


Figura 2.3 - Construção Pombalina: (a) Edifício com parede de fachada removida (Silva et al.,2001); (b) Sistema tridimensional de travamento dos edifícios pombalinos: A- parede frontal; B- tabique; C- ligação por meio de peça metálica. (Cóias, 2007)

Mas o mais importante era obter um bom comportamento sísmico, como resultado das preocupações do engenheiro Manuel da Maia, e por isso foram organizadas um conjunto de disposições, das quais ressaltam as paredes principais em frontal pombalino, dispostas segundo as duas direções ortogonais dos edifícios. Esta construção veio a ser designada por gaiola pombalina, ver Figura 2.3b (Cóias, 2007).

Como já referido, as gaiolas são dispostas segundo direções ortogonais, que intersetando com as paredes de tabique formando a divisão dos compartimentos interiores, que, para além disso, conferem um travamento vertical que, juntamente com o travamento dos pisos, conferem uma maior rigidez à estrutura. A ligação das estruturas de madeira dos pisos é reforçada através dos elementos de peça metálica (ver Figura 2.3b) e nos edifícios Pombalinos, a gaiola de madeira possui elementos embebidos nas paredes de alvenaria. As paredes internas, sempre

perpendiculares entre si, são compostas por diagonais de madeira que formam uma cruz de S.<sup>to</sup> André (ver Figura 2.4), que são preenchidas com uma argamassa e pequenas pedras (Ramos & Lourenço, 2000).

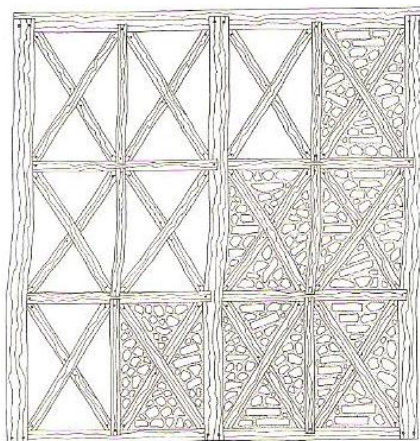


Figura 2.4 – Parede em frontal, dotada de uma treliça de madeira designada cruzes de S.<sup>to</sup> André. (Cóias, 2007)

Segundo Cóias (2007), as paredes de alvenaria interiores são constantes em altura, com espessuras de 0,5 a 0,7 m, que se ligam às paredes externas através de ligações em madeira designadas por “mãos”, que ficam embebidas na alvenaria e que vão garantir a continuidade com a gaiola.

O aparecimento da dita “Construção Gaioleira” ou “Gaioleiro” surge com várias mudanças no edifício pombalino e o motivo principal foi uma gradual simplificação de todos os métodos construtivos. O facto de os construtores passarem a pensar numa construção mais económica e simples e o facto das pessoas se irem esquecendo da catástrofe que acontecera em 1755, influenciou a simplificação do pombalino. Appleton (2005) afirma que os painéis da gaiola foram simplificados, com as cruzes (S.<sup>to</sup> André) a serem introduzidas apenas nas paredes inferiores com orientação Norte-Sul, orientação predominante dos sismos dessa área. A parede de cruzes quase desaparece, por volta de 1830, traduzindo-se assim na construção de paredes simples. Todas estas mudanças no edifício Pombalino conduziram inevitavelmente a novas construções com menor resistência sísmica.

A fase de construção dos “Gaioleiros” termina por volta de 1930, com a introdução do betão na construção. Numa fase inicial vai-se observando a transição do pavimento de madeira para a placa de betão armado, passando posteriormente à solução porticada de betão. Os “Gaioleiros” sofrem atualmente de profundos desajustes face às exigências habitacionais,

encontrando-se muitos em estado de acentuada degradação. Neste sentido, os que restam continuam nos dias de hoje a apresentar grandes problemas de segurança estrutural para os seus moradores (Branco, 2007).

### 2.3. Avaliação da vulnerabilidade sísmica

Na medida de perceber como se comporta um edifício às ações sísmicas é elaborada, em forma resumida, uma avaliação da vulnerabilidade sísmica. De acordo com Sousa (2006), a avaliação da vulnerabilidade sísmica pode ser classificada segundo dois grandes grupos, os métodos de vulnerabilidade calculada e os métodos de vulnerabilidade observada ou subjetiva. Relativamente aos primeiros métodos, são avaliados a resposta sísmica e os danos causados, representando-se na Figura 2.5 gráficos representativos da avaliação da vulnerabilidade sísmica. Para os segundos métodos, a avaliação é dividida em classes de vulnerabilidade (definição qualitativa de classes de A a F), ver Figura 2.6 baseadas em indicadores de vulnerabilidade, e que podem ser analisados de acordo com as estatísticas já existentes de danos reais resultantes de sismos.

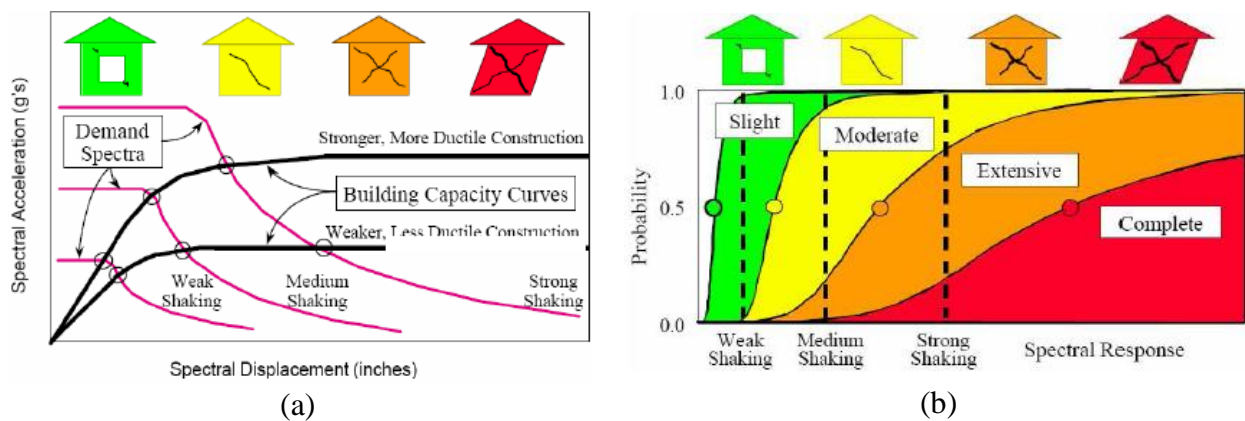


Figura 2.5 – Avaliação de vulnerabilidade sísmica: (a) Avaliação da resposta sísmica; (b) Avaliação dos danos. (adaptado de FEMA & NIBS, 2003)

Tipo de estrutura		Classe de vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○	○	○	○	○	○
	Adobe	○	○	○	○	○	○
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	○	○	○	○	○	○
	Pedra aparelhada (monumentos)	○	○	○	○	○	○
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão	○	○	○	○	○	○
	Alvenaria não reforçada com placa	○	○	○	○	○	○
Alvenaria reforçada ou confinada	○	○	○	○	○	○	

○ Classe mais provável;  
 — Classe provável;  
 ..... Classe pouco provável ou casos excepcionais.

Figura 2.6 – Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de Sousa (2006) traduzido de Grünthal (1998)).



Por sua vez, Magenes (2006) afirma que a vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria resulta do tipo de comportamento sísmico, onde são combinados diversos fatores, tomados como favoráveis ou desfavoráveis. Estes fatores são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Fatores que influenciam a vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria (adaptado de Magenes (2006)).

<b>Fator</b>	<b>Vulnerabilidade elevada</b>	<b>Vulnerabilidade baixa</b>
Alvenaria	Qualidade dos materiais insuficiente (argamassa fraca, unidades de alvenaria fracas/frágeis), baixa coesão interna (alvenaria de pedra irregular, parede de dois panos sem travamento)	Unidades de alvenaria regulares e robustas, boa ligação e encaixe entre as unidades de alvenaria, comportamento monolítico da secção da parede
Paredes	Esbelteza elevada instabilidade para fora do plano)	Esbelteza reduzida, restrições ao colapso para fora do plano
Ligações	Falta de ligações eficientes entre paredes e entre estas e os pavimentos, falta de redundância estrutural	Boa ligação nas intersecções, presença de tirantes e de vigas de contorno em cada piso favorecendo o efeito de “caixa”, ligações eficientes entre os pavimentos e as paredes que reduzem a concentração de esforços
Pavimentos	Não fornecem efeito de diafragma	Rigidez e resistência suficiente para impedir a vibração das paredes para fora do plano, aumentar a redundância estrutural e favorecer a redistribuição de esforços

Impulsos horizontais de coberturas, arcos ou abóbadas	Equilibrados apenas pela resistência para fora do plano das paredes	Absorvidos no plano das paredes ou através de elementos estruturais adequados (tirantes, diafragmas) de modo a formar um sistema autoequilibrado
Vãos	Excessivamente grandes, paredes com espaçamento irregular	Limitados, paredes espaçadas regularmente e dispostas em pelo menos duas direções ortogonais
Relação entre solicitação e capacidade	Elevadas massas estruturais e não estruturais e baixa resistência	Massas e pesos produzem uma relação esforço/resistência baixa
Regularidade estrutural	Irregularidade em planta (torção, concentração de esforços) e em altura (concentração de esforços, transmissão de forças ineficiente)	Estrutura regular, com suficiente resistência à torção e transmissão de forças assegurada desde o topo até às fundações

Os mecanismos de rotura de edifícios antigos de alvenaria podem ser inseridos na análise desta secção, bem como os danos produzidos pelos mesmos fenómenos. A Figura 2.7 sintetiza os efeitos da ação sísmica num edifício de alvenaria, consoante a direção da ação sísmica horizontal (Cardoso, 2005). A Figura 2.7a corresponde à situação em que as ligações entre as fachadas e as empenas são fracas, e portanto as paredes perpendiculares à ação sísmica entram em rotura por falta de apoio. O tipo de rotura associada a este comportamento está representada na Figura 2.7c, podendo ocorrer o colapso da parede para fora do seu plano, devido ao seu derrubamento ou devido à flexão. A Figura 2.7b corresponde à situação em que se consegue mobilizar o comportamento do conjunto, observando-se que as paredes paralelas à ação horizontal também são mobilizadas para resistir à ação. O tipo de rotura associado a este comportamento está representado na Figura 2.7d e corresponde ao aparecimento de fendas perpendicularmente à orientação da direção principal de tração. Caso esta parede seja

uma fachada, o padrão de fendilhação é variável conforme as dimensões relativas entre a base e a altura do edifício, sendo devido a flexão para paredes altas (altura superior à largura da base), ou devido a corte para paredes baixas (largura semelhante ou inferior à altura). Na situação ilustrada nas Figuras 2.7b e 2.7d também pode ocorrer rotura por corte ao nível da base do edifício. Em consequência deste tipo de rotura pode ocorrer a formação de um mecanismo de corte global na base, correspondendo ao mecanismo de rotura por corte na base.

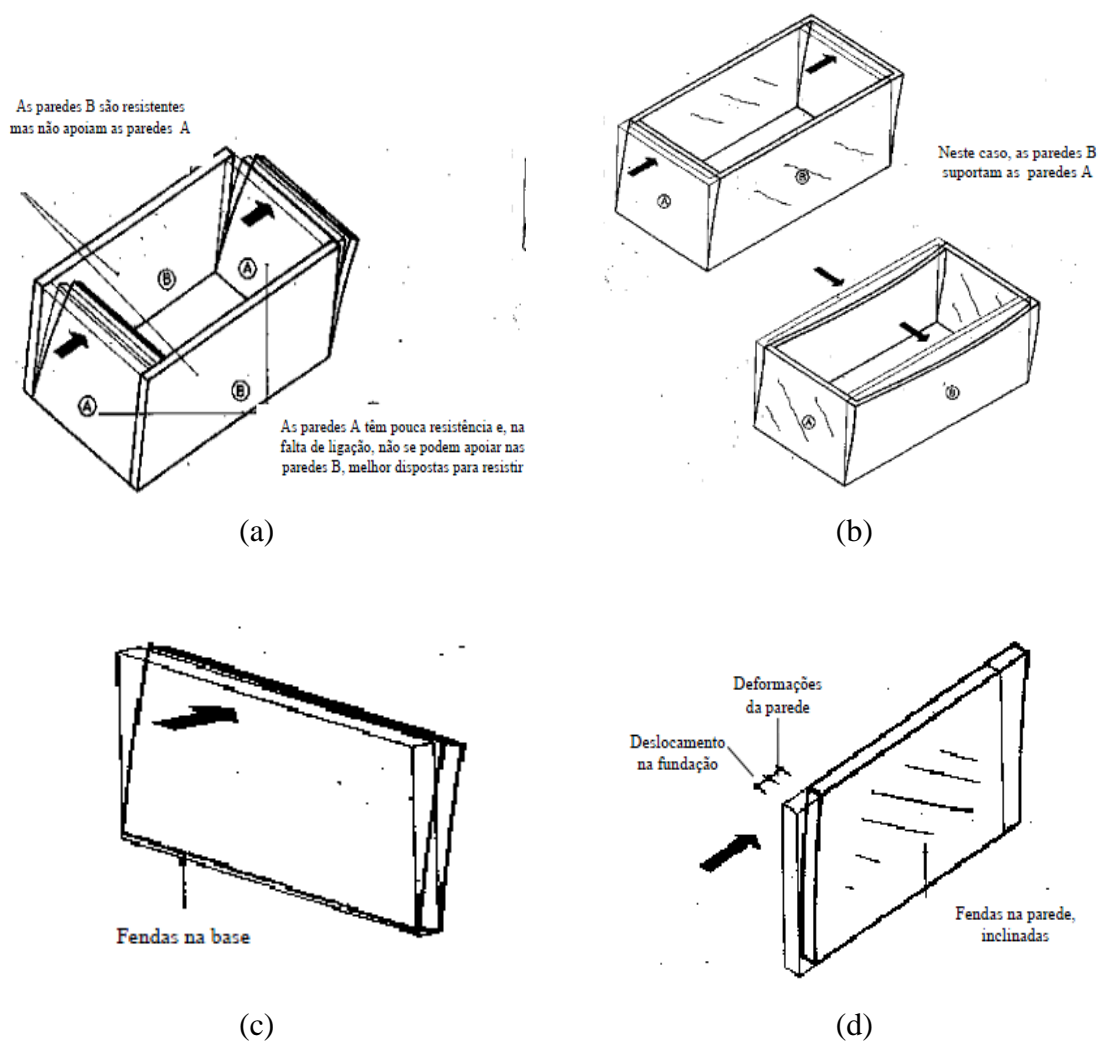


Figura 2.7 - Roturas-tipo de edifícios de pequeno porte de alvenaria [in Carvalho e Oliveira, 1997]

### **3. LIGAÇÕES**

A necessidade de manter uma eficaz funcionalidade do sistema de travamento implica uma boa ligação entre os diferentes elementos estruturais de cada sistema (por exemplo “frontal” - parede). Neste ponto serão estudados os tipos de ligações existentes e tipos de materiais utilizados, tendo em vista sempre a continuidade entre todos os elementos, mantendo uma eficiente ligação, evitando o desmoronamento e conseqüente proteção da vida humana.

#### **3.1. Tipologia das ligações**

As principais ligações existentes neste tipo de edifícios designam-se por ligações parede-parede, parede-parede em frontal e parede-piso (Cóias, 2007). A informação sobre estas ligações, que envolvem paredes de alvenaria, é muito reduzida, uma vez que o seu estudo implica uma análise experimental localizada das paredes e muitos aspetos variam em cada edifício (Moreira, 2011).

As ligações parede-parede referem-se às intersecções entre paredes de alvenaria que podem ser divisórias ou exteriores (fachada). Quando uma parede interior faz a ligação com a fachada resulta uma intersecção em T, onde a alvenaria interior era incorporada na parede

exterior e assim melhorava a conexão entre estas. Quando existe a interseção entre paredes de fachada, ou seja, é representada uma esquina de um edifício, forma-se uma ligação em L, sendo esta ligada através de conectores metálicos, como ilustra a Figura 3.1 (Cardoso, 2002).

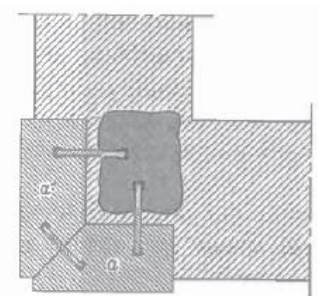


Figura 3.1 - Interseção entre paredes exteriores, ligadas através de conectores metálicos. (Pinho, 2000)

Relativamente à ligação parede-piso, esta é executada entre a parede de alvenaria e as vigas de madeira do respetivo piso. Como referido na secção 2.2., a mudança do tipo construtivo de Pombalino para Gaioleiro foi significativa e consequentemente este tipo de ligações também sofreram, de igual modo, importantes mudanças (Moreira, 2011). Para o edifício Pombalino era mais importante assegurar uma correta ligação entre os elementos de madeira da “gaiola” do que que a ligação entre os mesmos com as paredes externas de alvenaria. O processo construtivo da conexão resume-se à penetração das vigas de pavimento e da viga na parede, cerca de 5 cm a partir da face interna, sendo que estas são ligadas e pregadas com pregos de ferro de 8 cm a 30 cm de comprimento.

Com o aparecimento e progressivo aumento do uso do ferro nas obras de construção, nos edifícios Gaioleiros, as ligações parede-piso passaram de soluções simples para soluções rígidas e resistentes. Uma opção foi a de apoiar a viga de pavimento diretamente sobre a parede, mas outra opção frequente era baseada na descrita acima, para o Pombalino, apenas diferindo na não existência do detalhe de continuidade de carpintaria e a viga de topo embebida (Moreira, 2011). Certas ligações são apresentadas por Appleton (2005), onde o frechal é apoiado num conector metálico, que funciona como uma cantoneira, ou também pode apenas ser encostado à parede, estando cingido, também, por conectores metálicos, como se apresenta na Figura 3.2.

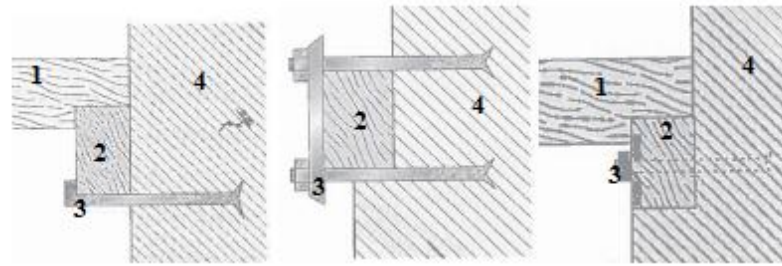


Figura 3.2 – Tipos de ligações parede-piso: 1-Viga de madeira; 2-Frechal; 3-Conetor metálico; 4-Parede de alvenaria. (Appleton, 2005)

A conexão entre o “frontal” e a parede de alvenaria consiste na introdução dos elementos de madeira dentro da parede de alvenaria, ou apenas encostar o “frontal” à mesma, sendo que ambas as paredes são perpendiculares entre si. Alguns tipos de conexão são apresentados na Figura 3.3, resultado de inúmeras pesquisas previamente efetuadas. A resistência aos esforços horizontais é assegurada pelo atrito existente entre os elementos de madeira dentro da alvenaria e, conseqüentemente, a resistência de ligação depende de como o elemento de madeira entra na parede e da própria geometria. Essa resistência será maior quanto maior o número de elementos de madeira que convergem para dentro da parede, sendo as situações 3 e 4 da Figura 3.3 superior, em termos de resistência, às situações 1 e 2. Já no esquema 5 pode ser considerada a resistência da alvenaria ao arrancamento (Cardoso, 2002).

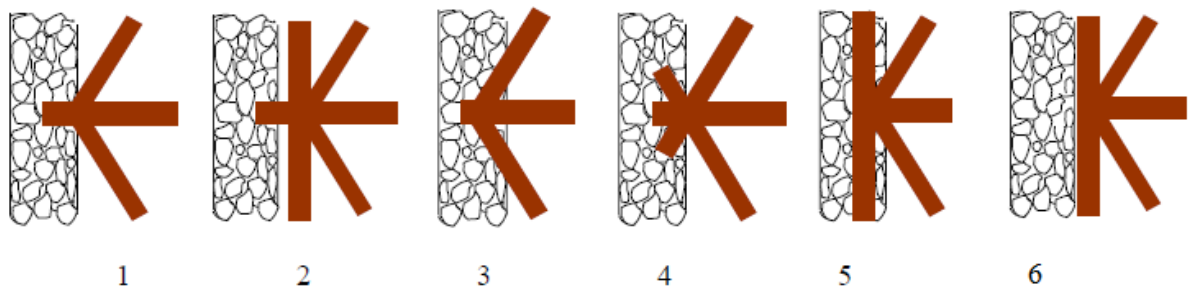


Figura 3.3 - Exemplos de ligação entre parede em frontal e parede de alvenaria (adaptado de (Cardoso, 2002)).

No âmbito desta dissertação, este será o tipo de ligação a ser estudado com a diferença de que os elementos de madeira não estão embebidos na alvenaria como ilustra o esquema 6. A ligação será feita através de peças metálicas às ancoragens de mangas injetadas, como será abordado adiante.

## 3.2. Reforço das ligações

O reforço sísmico das ligações pode ser efetuado quando se pretende reabilitar um edifício com comportamento sísmico deficiente, como também quando um edifício sofre danos de um sismo anterior. A aplicação do reforço nas situações anteriores descritas é importante, pois, no primeiro caso, o edifício necessita de satisfazer as exigências regulamentares, enquanto no segundo caso, o edifício foi danificado, necessitando previamente de alguma reparação e posteriormente reforço (Candeias, 2008). Para isso e de acordo com a secção 2.3., referente à vulnerabilidade sísmica destes edifícios, é necessário intervir. Desta forma o reforço das ligações é o objeto de estudo com importância significativa.

### 3.2.1. Tipologias de reforço

Candeias (2008), tendo por base o anexo C da parte 3 do EC8, apresenta uma panóplia de técnicas e soluções de reforço, dentro das quais se podem destacar algumas soluções para ligações. Para melhorar o funcionamento tridimensional do edifício é efetuado o reforço por meio de tirantes metálicos dispostos ao longo das paredes ou transversalmente, exterior ou interiormente às paredes, com o intuito de ligar com mais eficiência paredes, adjacentes ou opostas, e assim melhorar o comportamento sísmico do edifício (ver Figura 3.4). Para as ligações parede-parede, a existência de algumas soluções, caracterizadas pela construção de cintas em betão armado, da adição de chapas ou redes de aço nas juntas, como ilustra a Figura 3.5, asseguram a correta transmissão de cargas.

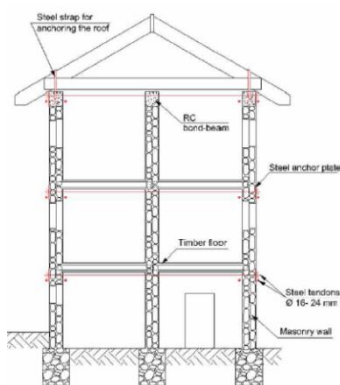


Figura 3.4 - Reforço do edifício por meio de tirantes metálicos. (Virdi & Rashkoff, 2008)

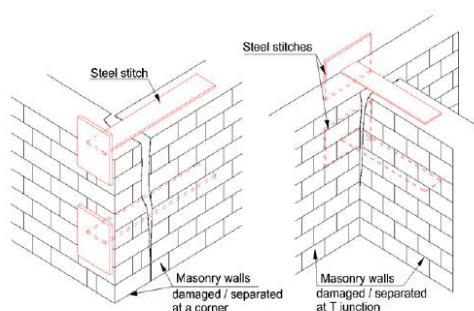


Figura 3.5 - Reforço das interseções de paredes utilizando chapas de aço. (Tomažević, 1999)

Para o caso das ligações parede-piso e parede-parede em frontal, as soluções mais frequentes são as ancoragens de pratos de distribuição na face exterior da parede (ver Figura 3.6) e

soluções mais recentes como o uso de ancoragens de manga injetada (ver Figura 3.7). O modo de funcionamento destes reforços baseia-se na correta ligação entre os elementos de madeira e alvenaria, sendo que ambos os reforços são introduzidos na parede para fixar a viga de pavimento ou a parede em frontal à mesma (Cóias, 2007).

Nas Figuras 3.6 e 3.7 não estão representadas propositadamente as paredes de alvenaria, para uma melhor compreensão.

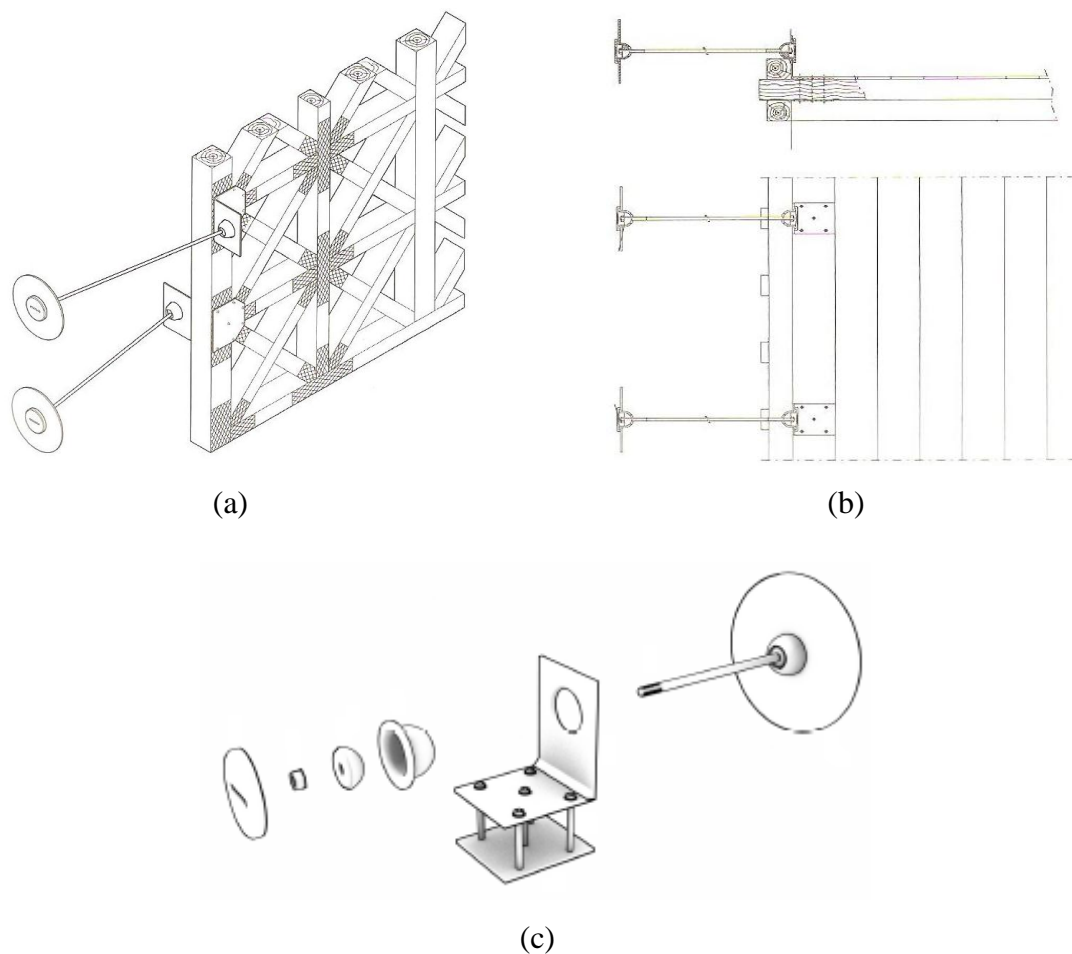


Figura 3.6 – Solução de reforço com pratos de distribuição: (a) Ligação entre parede de frontal e parede de alvenaria; (b) Ligação entre piso e parede de alvenaria; (c) Detalhe do sistema de reforço. (Cóias, 2007)



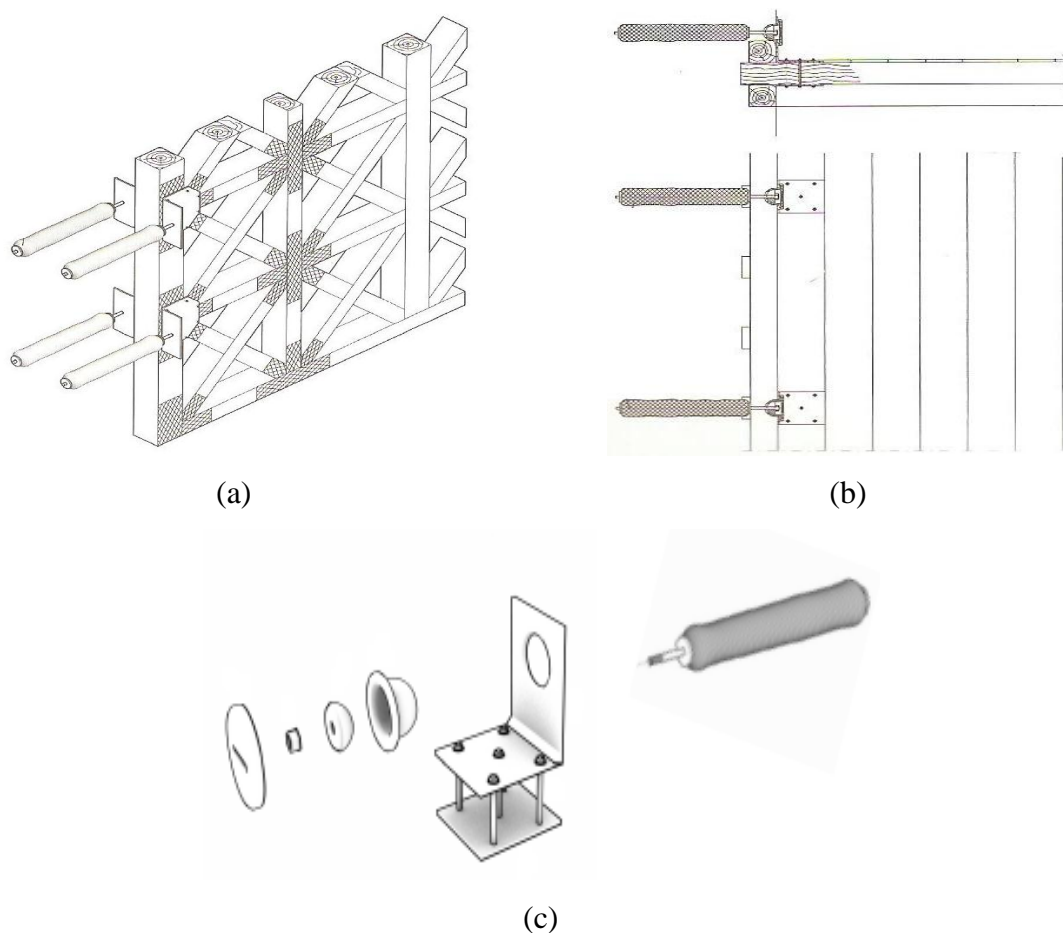


Figura 3.7 - Solução de reforço com ancoragens de manga injetada: (a) Ligação entre parede de frontal e parede de alvenaria; (b) Ligação entre piso e parede de alvenaria; (c) Detalhe do sistema de reforço. (Cóias, 2007)

### 3.2.2. Reforço Cintec®

No âmbito deste projeto, o reforço principal será a utilização de ancoragens de mangas injetadas Cintec®, utilizadas num sistema de ligação parede-parede em frontal. O sistema de ancoragem Cintec® é reconhecido como um método altamente versátil de reforço estrutural e mais recentemente tem-se focado na reparação sísmica com o intuito de minimizar o nível de intervenção. Este tipo de reforço é constituído por um varão de aço dentro de uma manga de tecido, onde uma calda especialmente desenvolvida é injetada sob baixa pressão. A calda de injeção é um produto com base em cimento Portland, contendo agregados classificados e outros componentes que, quando misturado com água, produz um fluido de cimento bombeável que apresenta boa resistência e sem retração. A manga flexível restringe o fluxo da calda e expande-se até duas vezes o seu diâmetro anterior, conseguindo moldar-se sem problemas às formas da furação, proporcionando, assim, uma forte ligação mecânica ao longo do comprimento da ancoragem (ver Figura 3.8).

De uma forma geral, as ancoragens Cintec<sup>®</sup> apresentam as seguintes vantagens:

- Não se deformam ou destroem a estrutura original;
- Testado para uma maior durabilidade;
- Invisíveis aquando da instalação, garantindo assim uma boa estética da parede;
- Elevada resistência ao fogo;
- Boa contenção e controlo do fluxo de calda;
- Instalação rápida;
- Aprovado por diversas organizações que regem as intervenções no património

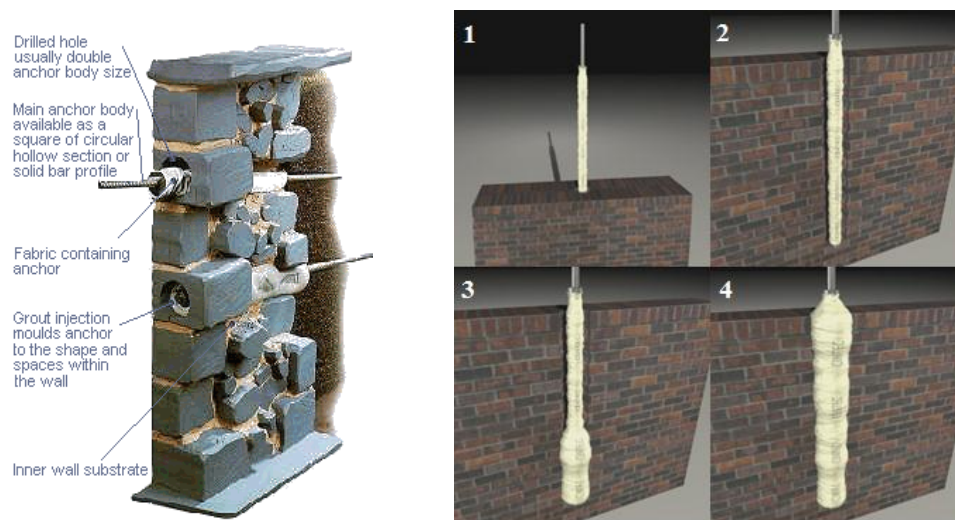


Figura 3.8 – Ancoragens Cintec<sup>®</sup> numa parede de alvenaria. (Cintec Worldwide)

Algeri et al (2010) apresentou um estudo sobre o comportamento experimental de ancoragens injetadas em paredes de alvenaria histórica, onde o objetivo principal foi desenvolver uma metodologia a ser usada como recomendação de projeto para intervenção a nível estrutural, de modo a quantificar a força de arranque deste tipo de ancoragens. Com esta investigação foi possível identificar os seguintes modos de colapso e que se representam na Figura 3.9:

- rotura da fronteira entre o tecido da manga com a calda injetada e a superfície do furo (MR1);
- rotura da fronteira entre a superfície do varão de aço e a calda injetada na manga (MR2);
- rotura da alvenaria envolvente, caracterizada pela formação de um cone de corte (MR3);
- rotura por cedência do varão de aço (MR4).

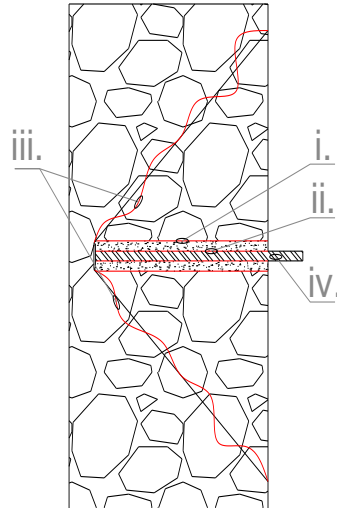


Figura 3.9 – Exemplos de modos de rotura utilizando mangas injetadas.

A solução de reforço, que será objeto de estudo no capítulo 5, apresentará uma secção que englobará os modos de rotura provenientes dos testes realizados e esses resultados serão posteriormente comparados com os apresentados por este autor.

## **4. ENSAIOS MECÂNICOS DE CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS**

Esta secção aborda uma sequência de tarefas que antecedem a construção dos provetes de ensaio. Assim, é estudado o comportamento mecânico dos materiais envolvidos na construção dos provetes, como a argamassa, os varões de aço, a pedra calcária e prismas de alvenaria, de forma a possibilitar a caracterização destes materiais em estado pré e pós-pico de força, incluindo, para este último estado, o seu comportamento. A resistência à compressão e à tração, esta última para o caso dos varões de aço, e o módulo de elasticidade são as principais propriedades a determinar na sequência destes testes.

Este capítulo divide-se em quatro subcapítulos. Inicia-se por estudar e caracterizar a argamassa utilizada identificando diferentes misturas e o traço escolhido. De seguida apresentam-se ensaios de tração de três amostras de varões, onde os resultados serão comparados e apresentados em detalhe. Por fim apresentam-se ensaios de compressão para cinco provetes de pedra e para seis provetes prismáticos de alvenaria, descrevendo-se preparações e procedimentos dos testes. É de referir que estes ensaios regem-se por normas que serão identificadas em detalhe ao longo dos respetivos subcapítulos.

## 4.1. Argamassa

A escolha de uma argamassa, para obter a resistência aproximada à encontrada na literatura para os edifícios em questão, passou por vários testes de diferentes constituições. No final, o traço escolhido foi 1:3:10:6 (cimento: cal hidráulica: areia do rio: areia amarela) com uma resistência média à compressão aos 28 dias de 1.43 MPa, representando-se na Figura 4.1 uma evolução da resistência ao longo do tempo. O objetivo era obter uma argamassa com baixa resistência, entre 1.0 MPa e 1.5 MPa.

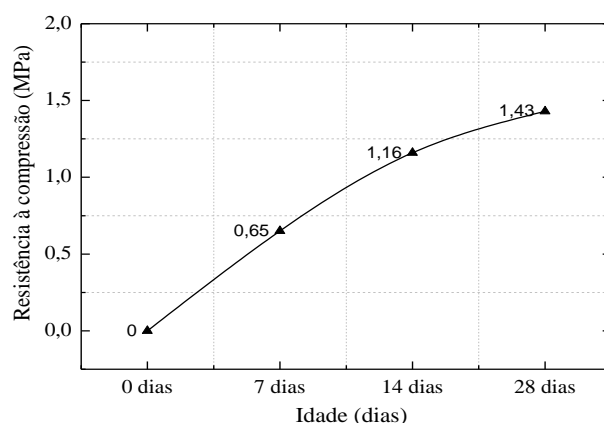


Figura 4.1 – Resistência à compressão da argamassa em diferentes idades, para o traço escolhido.

Foram consideradas situações distintas para obter uma breve comparação em diferentes estados da argamassa:

- Situação 1: Amostras de argamassa antiga, recolhidas *in situ*, de um edifício Pombalino em Lisboa;
- Situação 2: Amostras cilíndricas de argamassa recolhidas durante a execução das paredes, devidamente compactadas e seguindo todos os requisitos na norma;
- Situação 3: Amostras de argamassa recolhidas depois de realizados os ensaios nas paredes.

Para as situações 1 e 3 foram extraídos cubos a partir das amostras, de dimensões  $40 \times 40 \times 40$  mm<sup>3</sup>, com o ensaio a decorrer sob controlo de força numa máquina com o *setup* apresentado na Figura 4.2, cumprindo a norma EN 1015-11, apenas em termos de procedimento de ensaio para a compressão, uma vez que não foi possível a realização de prismas, apenas dos cubos com as dimensões apresentadas. Os cilindros referentes à situação 2 foram executados com dimensões  $\varnothing 75 \times 150$  mm<sup>3</sup> e ensaiados em controlo de deslocamento, à velocidade de 0.010 mm/s.



Figura 4.2 – *Setup* para ensaios de compressão nos provetes de argamassa.

Na Tabela 4.1 representam-se valores de resistência à compressão referentes às situações descritas acima e cada valor traduz a média relativa a  $n$  provetes.

Tabela 4.1 – Resultados da resistência à compressão das amostras de argamassa.

Situação	Argamassa	Número de provetes	$f_c$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)
1	Amostra de argamassa de um Pombalino	1	1.39	1.11
2	Cilindros (WT.40.I.2)	5	1.39 (28 dias)	1.39
2	Cubos (WT.40.I.2)	8	2.69 (12 meses)	2.15
3	Cubos (WF.40.U.1)	7	2.43 (12 meses)	1.94
<b>Média</b>				1.65
<b>CoV (%)</b>				29.18

Para se compararem estes valores é necessário obter uma resistência equivalente, neste caso fazer uma equivalência de cubos para cilindros. Segundo a bibliografia, estima-se que os valores de cubos são reduzidos em 20% do valor original para poderem ser comparados com os cilindros. Existe claramente uma superioridade nos valores da resistência dos cubos recolhidos das paredes, que pode estar associada ao efeito da idade dos provetes, aumentando a sua resistência em relação aos cilindros. Pode-se verificar também que, a mesma argamassa dos cubos, é bastante superior à resistência da argamassa *in situ*, mas a demasiada degradação e a falta de mais provetes podem ter determinado essa situação. Assim seria necessário mais ensaios *in situ*.

## 4.2. Testes de tração em varões de aço

### 4.2.1. Preparação dos provetes e procedimento

Os testes executados e descritos nesta secção regeram-se pela norma EN 10002-1. O material utilizado foi o varão roscado com 16 mm de diâmetro utilizado na composição das ancoragens de mangas injetadas nos ensaios principais.

Do mesmo lote de ancoragens instaladas nas paredes, retiraram-se três para caracterização do aço. Cortaram-se as extremidades dos varões e retiraram-se as mangas. Os ensaios foram de tração com controlo de força, até à rotura do varão. O módulo de elasticidade foi determinado com base nas leituras obtidas da clip gauge e o *setup* de ensaio está identificado na Figura 4.3.

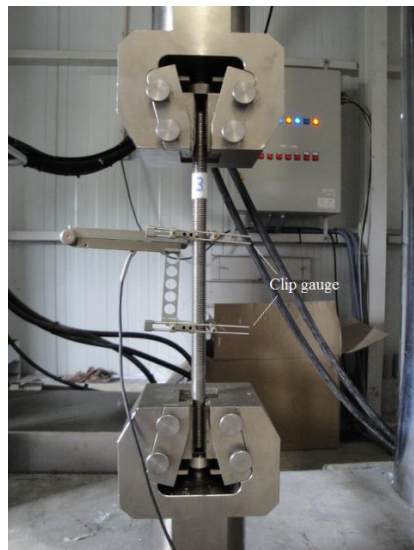


Figura 4.3 – Varão em ensaio de tração.

### 4.2.2. Resultados

Foram elaboradas curvas que relacionam tensão e extensão de modo a obter os módulos de elasticidade através de regressões da zona linear das mesmas. Na Figura 4.4 mostra-se uma curva exemplo. O cálculo do módulo de elasticidade é efetuado na zona linear do tipo de curvas representadas na Figura 4.4, onde a extensão é a medida pelo *clip gauge* e a tensão é obtida dividindo a força de arrancamento pela área do varão ( $157 \text{ mm}^2$ ).

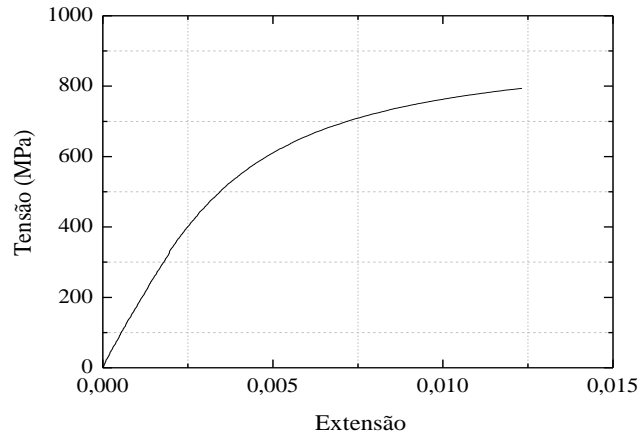


Figura 4.4 – Relação tensão-extensão do varão 1.

Deste modo é possível estabelecer um conjunto de parâmetros correspondentes a cada ensaio, tais como a força máxima de tração ( $F_m$ ), a extensão total do varão ( $\varepsilon_u$ ), a tensão máxima no varão ( $f_t$ ) e o módulo de elasticidade ( $E$ ), que se apresentam na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Valores característicos de diferentes parâmetros envolvendo os varões.

Varão	$F_m$ (kN)	$\varepsilon_u$ (%)	$f_t$ (MPa)	$E$ (GPa)
1	138	12.0	879	165
2	136	10.5	865	167
3	136	12.0	867	164
<b>Média</b>	137	11.5	870	165
<b>CoV (%)</b>	0.84	7.53	0.84	0.92

O facto de se estar a analisar varões de aço comercializados traduz-se numa reduzida dispersão dos resultados, verificada através das percentagens do coeficiente de variação de cada parâmetro.

A rotura dos varões está ilustrada na Figura 4.5.





Figura 4.5 – Rotura dos provetes de ensaio.

### 4.3. Testes de compressão em provetes de pedra

#### 4.3.1. Preparação dos provetes e procedimento

Para a execução dos ensaios foi utilizada pedra do tipo calcário, cujos provetes foram extraídos de pedras utilizadas na construção das paredes de alvenaria. As dimensões dos provetes cilíndricos foram definidas de acordo com Fairhurst & Hudson (1999). Assim a relação altura/diâmetro foi igual a dois e o diâmetro nunca inferior a 50 mm para que na zona central dos provetes fosse assegurada um estado de compressão uniaxial com uma distribuição uniforme de tensões. Respeitando o que foi referido, definiram-se cinco provetes cilíndricos com  $\text{Ø}55 \times 110 \text{ mm}^3$ . Para medição dos deslocamentos foram utilizados três LVDT (Linear Variable Differential Transformers), dispostos paralelamente aos eixos dos provetes.

Os ensaios executados foram de compressão axial e em regime monotónico, controlados sob deslocamento com velocidade de 0.002 mm/s, até à rotura do provete. Na Figura 4.6 ilustram-se o tipo dos ensaios realizados.

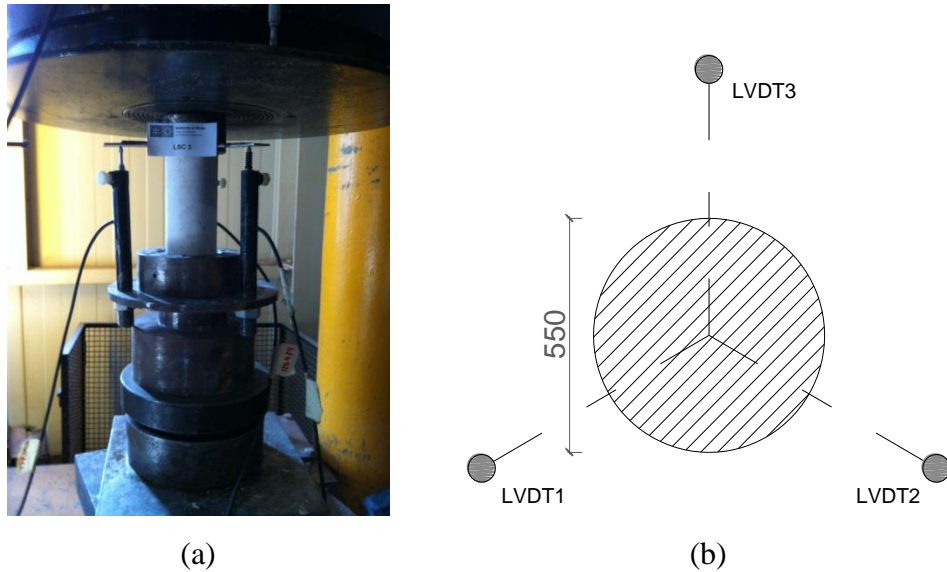


Figura 4.6 – Ensaio dos provetes da pedra calcária: (a) provete em ensaio de compressão e (b) disposição dos LVDT's axiais no provete.

#### 4.3.2. Resultados

Para a caracterização deste material (LSC – Limestone Cylinders) foram definidas curvas tensão-extensão, representando-se na Figura 4.7 um exemplo. A tensão corresponde ao quociente entre a força aplicada e a área de secção do respetivo provete e a extensão obtém-se dividindo a variação de deslocamento obtido pelos LVDT e a altura do provete.

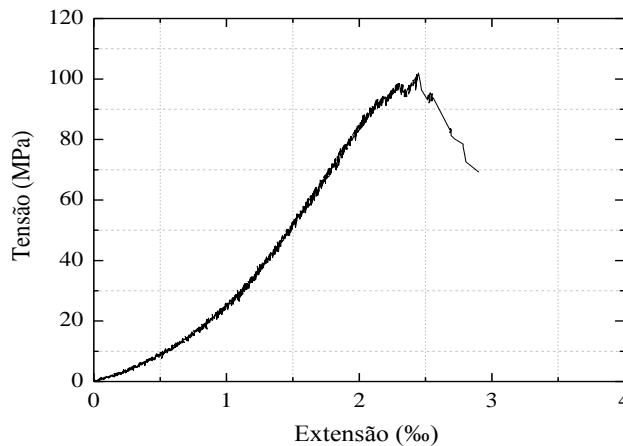


Figura 4.7 – Relação tensão-extensão em LSC5.

Existe uma zona inicial nas curvas que se pode interpretar como o momento de ajuste nas condições dos provetes, alinhamentos dos pratos de aplicação da força ou colmatação de eventuais microfissuras, seguindo-se um comportamento linear até à rotura. Como o material

se caracteriza como bastante frágil a rotura dos provetes foi bastante brusca, não permitindo uma possível caracterização pós-pico da pedra.

Roque (2009) caracterizou pedra calcária, apresentando resultados de tensões de rotura,  $f_c$ , e módulos de elasticidade,  $E_c$ . O módulo de elasticidade é estimado tendo em conta o declive da curva na zona linear nos gráficos tensão-extensão, que se qualificou entre 30% e 60% da tensão máxima. Assim, na Tabela 4.3, apresentam-se os resultados dos cinco ensaios.

Tabela 4.3 – Valores característicos de parâmetros mecânicos da pedra.

<b>Provete</b>	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
LSC1	119.90	57.42
LSC2	---	---
LSC3	102.83	40.69
LSC4	102.07	47.60
LSC5	101.97	59.32
<b>Média</b>	106.69	51.26
<b>CoV (%)</b>	7.15	14.73

Os valores médios obtidos neste trabalho aproximam-se dos valores do mesmo autor, 102.1 MPa e 50.2 GPa para a tensão de rotura e módulo de elasticidade, respetivamente, que correspondem a valores elevados de cada parâmetro. É também possível salientar que o comportamento a nível de resistência e elasticidade é aproximadamente linear até à rotura.

Como foi referido, o modo de colapso deste tipo de material foi bastante brusco devido ao seu comportamento frágil. Na Figura 4.8 observa-se o estado de rotura dos provetes, com particular interesse na formação do cone representativo de uma boa distribuição da força aplicada.



Figura 4.8 – Modo de rotura nos provetes de pedra após os ensaios.

## 4.4. Testes de compressão em provetes prismáticos de alvenaria

### 4.4.1. Preparação dos provetes

A definição da geometria dos provetes foi definida segunda a norma EN 1052-1 e deste modo, as dimensões adotadas foram  $400 \times 500 \times 800 \text{ mm}^3$ . A instrumentação utilizada consistiu na utilização de cinco LVDT's, dos quais quatro verticais e um horizontal, cujos deslocamentos obtidos permitirão caracterizar o módulo de elasticidade. As distâncias de instrumentação dos transdutores apresentam-se na Figura 4.9.

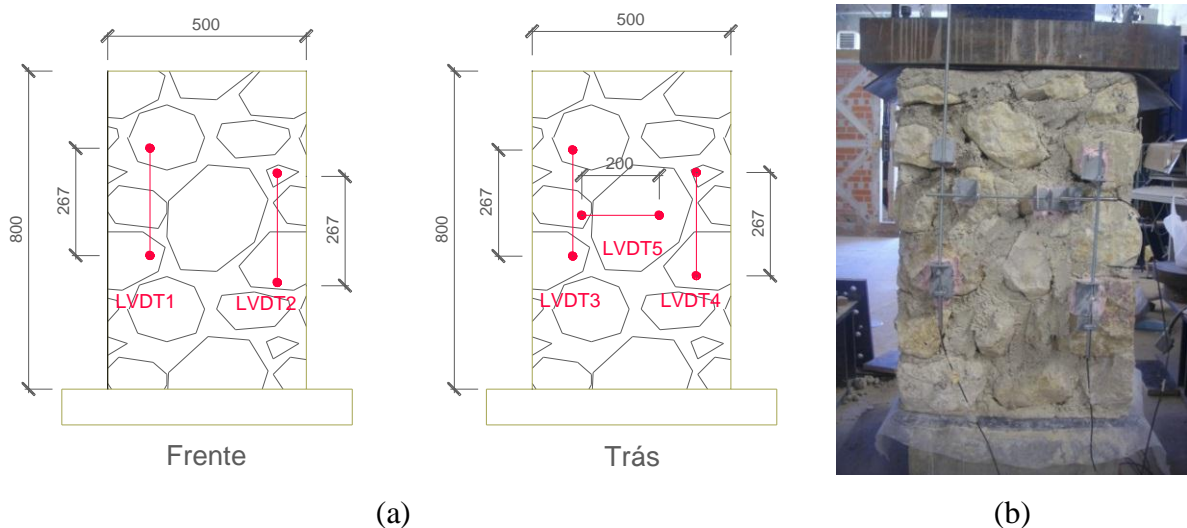


Figura 4.9 - Instrumentação: (a) Distâncias (em milímetros) de medição dos deslocamentos (esquema representativo); (b) Detalhe da instrumentação.

### 4.4.2. Configuração e procedimento do teste

Este ensaio consiste na aplicação de ações verticais de compressão de carácter cíclico que se caracterizam por uma carga e descarga do provete. Para tal é utilizado uma configuração de

ensaio mostrado no exemplo da Figura 4.10. A compressão é efetuada através do atuador vertical com a capacidade de 500 kN. Para uma melhor distribuição da força aplicada para a parede, utilizaram-se chapas que garantem assim uma distribuição de 45° da carga até ao provete. Para que não haja qualquer deslocamento do pórtico, este é ancorado à laje de reação através de varões de aço.

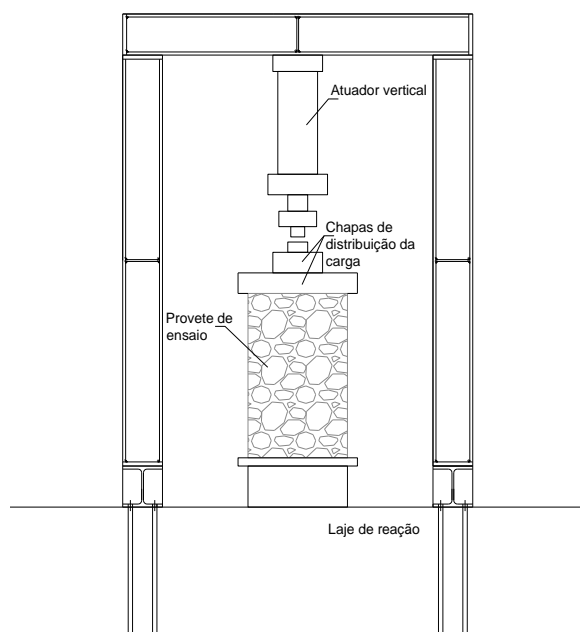


Figura 4.10 - Configuração do ensaio.

Numa primeira fase foi efetuado um ensaio monotónico com o objetivo de obter a força de compressão máxima e observar possíveis modos de rotura, para que se pudessem extrapolar variáveis que seriam usadas durante os ensaios cíclicos. O ensaio cíclico é definido com duas fases. Na primeira fase é controlada a força de aplicação da carga impondo crescentes patamares de força e cíclicos, com crescentes de força entre os 0.3 kN/s e 0.65 kN/s, apresentando um patamar de carga e descarga e uma repetição, cuja força atingirá máximos, 25%, 50% e 75% (nestes ensaios após o 3º provete retirou-se o patamar de 75%) da carga máxima obtida pelo ensaio de referência, como se verifica na região A da Figura 4.11 (Vasconcelos, 2005). A segunda fase é controlada através de deslocamentos, com velocidades que variam de 0.005 a 0.010 mm/s (para assegurar um intervalo de 15 a 30 minutos estabelecido na norma), e tem a finalidade de levar o provete à rotura (região B, Figura 4.11). A força aumenta, sendo o controlo de deslocamentos linear, e quando se atinge o pico a carga baixa até cerca de metade da força máxima obtida durante o ensaio, sendo esta situação um critério de paragem. Outra situação de paragem é evitar que o provete atinja grande instabilidade após a rotura. Salienta-se ainda que os provetes designados como MP1 e MP2

foram ensaiados aos 90 dias e os restantes à altura dos ensaios, ou seja cerca de 12 meses de idade.

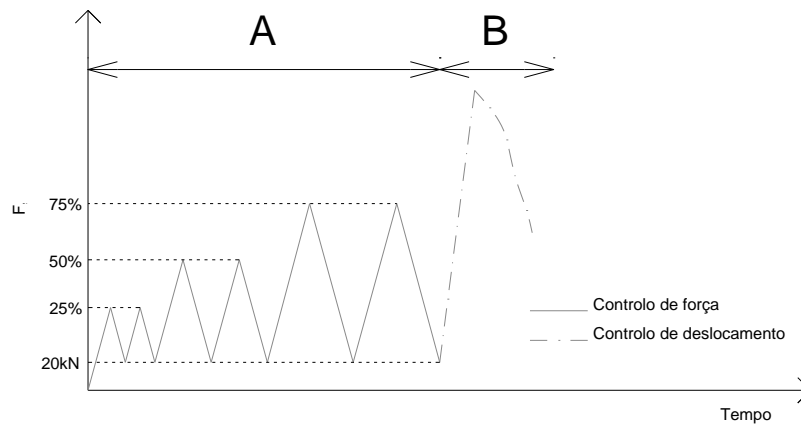


Figura 4.11 – Histórico Força/Deslocamento-Tempo.

#### 4.4.3. Resultados

A obtenção da relação tensão-extensão e posterior cálculo do módulo de elasticidade são os principais objetivos para a caracterização dos prismas de alvenaria e que terão uma importante informação para comparação com os provetes dos testes principais. Anteriormente é apresentado informação resumo relativa aos prismas de alvenaria (MP - Masonry Prisms), onde se apresentam forças de pico e respetivos deslocamentos e é apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Informação relativa a cada prisma de alvenaria – Forças máximas e respetivos deslocamentos.

Provete	Tipo de teste	$F_{max}$ (kN)	$d_{(Fmax)}$ (mm)
MP1	Monotónico	367.15	3.6833
MP2	Cíclico	352.10	1.2283
MP3	Cíclico	---	---
MP4	Cíclico	305.60	0.4456
MP5	Cíclico	351.55	0.7844
MP6	Cíclico	390.15	1.3469
<b>Média</b>	---	353.31	1.50
<b>CoV (%)</b>	---	8.76	29.02

Como foi referido na secção anterior, foi realizado um teste monotónico em primeiro lugar para verificar forças máximas e modos de rotura para que fosse possível criar um procedimento fiável para os ensaios cíclicos. Como se pode verificar pela Tabela 4.4, o patamar de carga máxima manteve-se próximo para todos os provetes. O último provete atingiu uma carga superior e tal situação é explicada pelo fenómeno de embrincamento numa zona onde existia falta de argamassa e permitindo o contacto entre pedras (ver Figura 4.12) e por conseguinte elevando a carga de rotura.



Figura 4.12 – Zona com fenómeno de embrincamento em MP6.

De seguida foi necessário a obtenção de diagramas tensão-extensão, de acordo com a norma EN 1052-1. Assim para cada provete a tensão foi obtida dividindo a força de compressão pela área média da secção de topo e base, enquanto a extensão foi calculada dividindo o deslocamento vertical lido pelos transdutores pela altura de colocação dos mesmos (distância relativa aos LVDT na Figura 4.9a, tendo em conta que o deslocamento vertical corresponde à média dos deslocamentos obtidos pelos quatro transdutores.

Na Figura 4.13 são apresentados os diagramas tensão-extensão para que uma análise comparativa seja efetuada. As envolventes dos diagramas assemelham-se bastante apresentando uma forma côncava. Em MP4 e MP5, a partir da carga máxima, os provetes apresentaram demasiada instabilidade, interferindo assim na medição dos LVDT e por essa razão os respetivos diagramas não apresentam dados a partir desse momento e tal será possível observar na secção seguinte relativa aos modos de rotura. Ainda através da análise dos diagramas é possível verificar que todos os prismas apresentam-se muito semelhantes no que diz respeito ao comportamento linear até tensões de compressão entre 1.0 e 1.5 MPa, bem

como o desenvolvimento da carga e descarga podendo-se afirmar que existe uma semelhança entre os provetes.

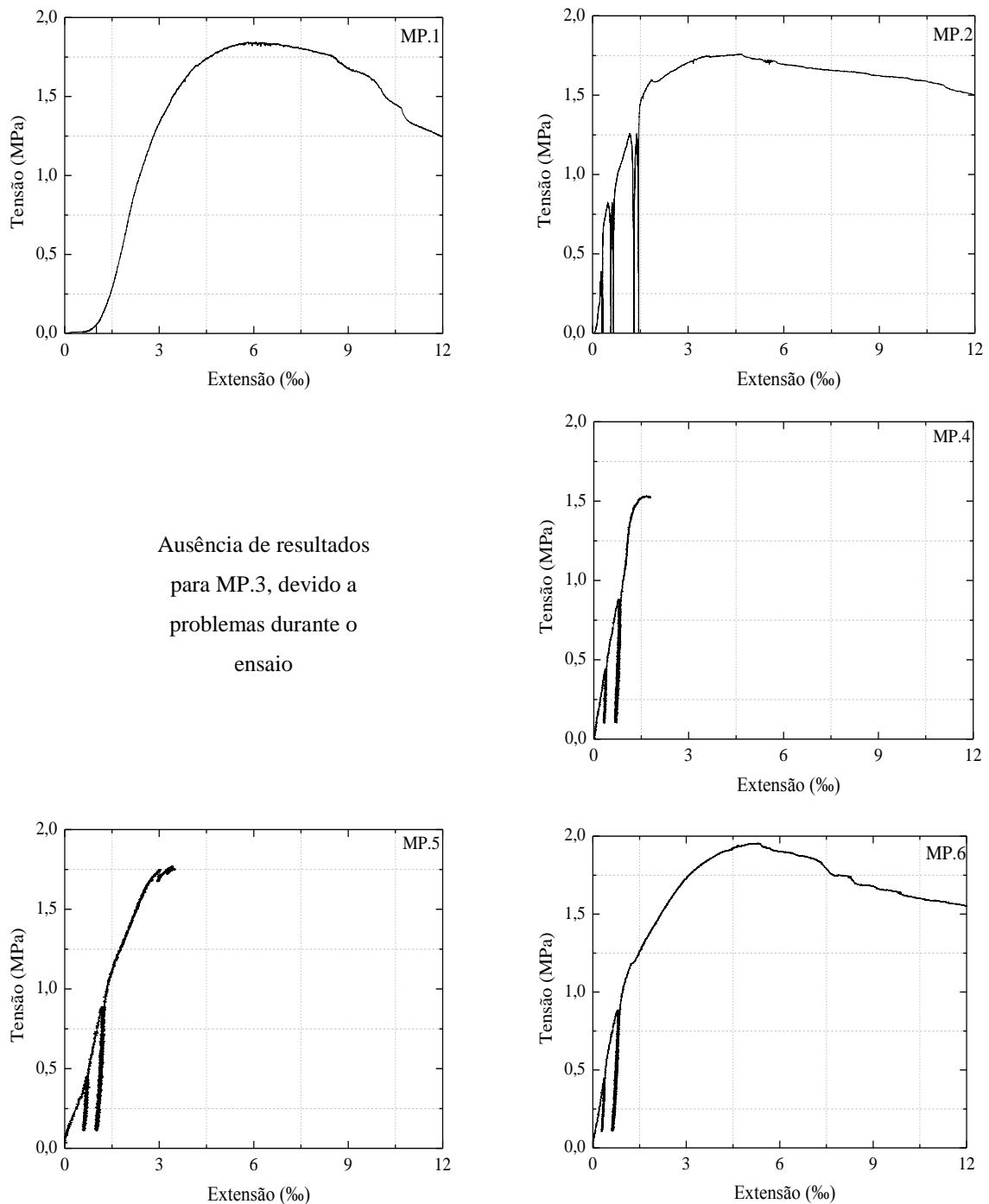


Figura 4.13 – Ensaio de compressão: relação tensão-extensão dos prismas de alvenaria (MP).

Propriedades mecânicas importantes são obtidas diretamente dos diagramas em estudo nesta secção, tensão de compressão máxima,  $f_c$ , deformação na tensão máxima,  $\epsilon_c$ , e módulo de elasticidade,  $E_c$ . O módulo de elasticidade determinou-se como a regressão de um intervalo entre 30% e 60% da tensão de compressão máxima e sempre no trecho ascendente virgem do



diagrama tensão-extensão para o caso dos ensaios cíclicos (Vasconcelos, 2005). Estas propriedades respetivas a cada prisma de alvenaria encontram-se quantificadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Propriedades mecânicas dos prismas de alvenaria.

<b>Provete</b>	$f_c$ (MPa)	$\varepsilon_c$ (‰)	$E_c$ (MPa)
MP1	1.85	6.06	774.2
MP2	1.76	4.60	779.7
MP3	---	---	---
MP4	1.53	1.66	1017.6
MP5	1.77	3.43	811.1
MP6	1.96	5.28	768.1
<b>Média</b>	1.77	4.21	830.14
<b>CoV (%)</b>	8.92	40.89	12.78

Fazendo uma comparação dos valores da Tabela 4.5 (resistência à compressão dos prismas) com os respetivos valores da resistência da pedra e da argamassa, conclui-se que os prismas possuem valores de resistência muito mais próximos dos valores da argamassa e afastam-se por completo da resistência da pedra, uma vez que este material possui uma média de 106.69 MPa de resistência à compressão. Assim pode-se afirmar que a resistência à compressão dos prismas é condicionada na maioria pela argamassa enquanto as pedras funcionam como “elementos rígidos”.

#### 4.4.4. Modos de rotura

O padrão de rotura em todos os prismas foi muito semelhante, havendo o aparecimento de fendas sempre no meio de cada provete, como era expectável, e encontra-se ilustrado na Figura 4.14.

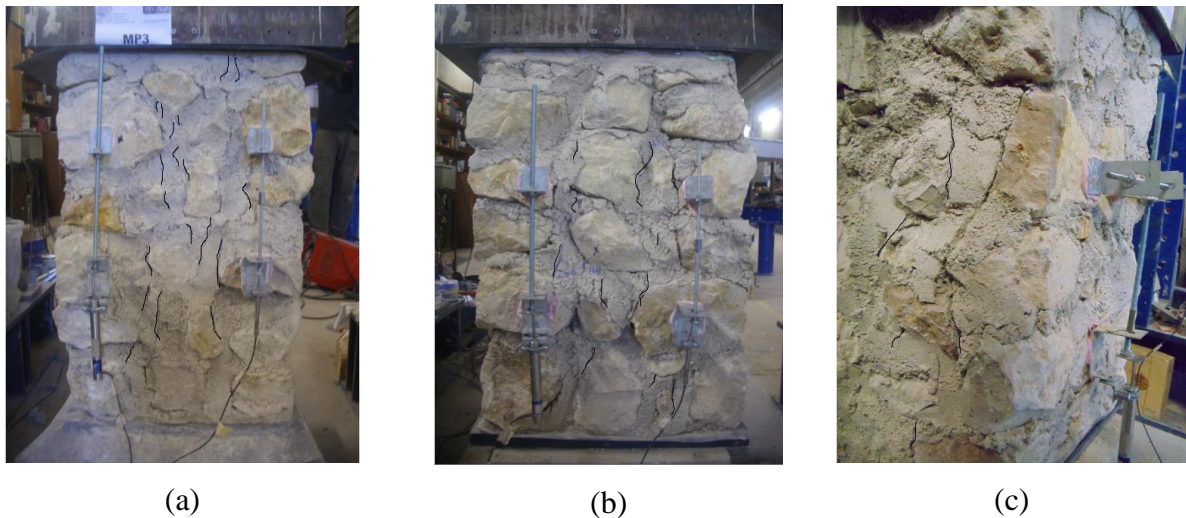


Figura 4.14 – Aparecimento de fendas no meio do provete em (a) MP3, (b) MP4 e (c) vista lateral de MP6.

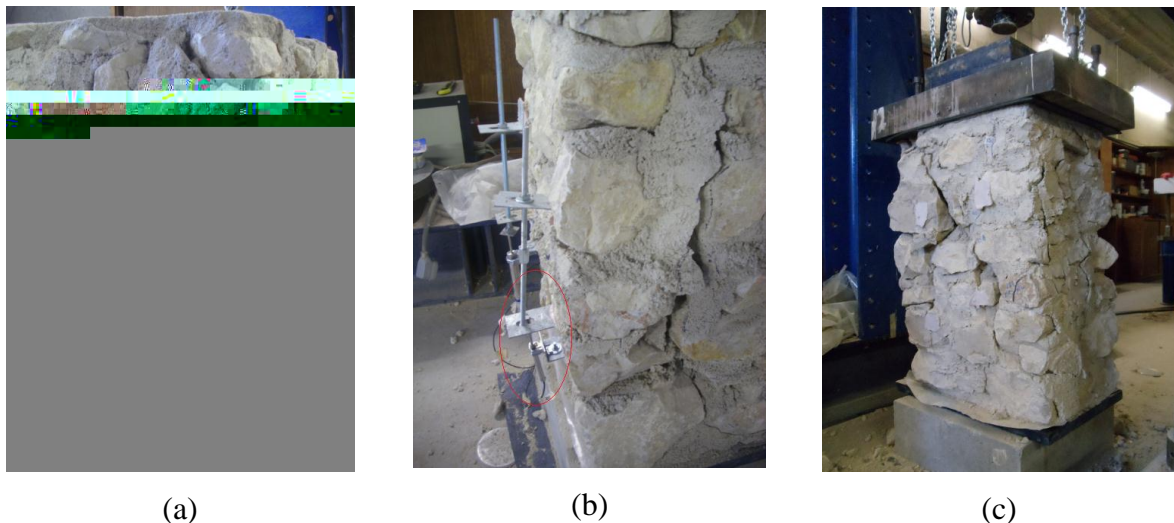


Figura 4.15 – Padrão de dano dos prismas de alvenaria: (a) Vista lateral de MP3; (b) grande abertura de fenda em MP4, com o LVDT a sair da posição de medição; (c) padrão de rotura característico, em MP5.

O aparecimento de micro-fendas, visível também na Figura 4.14, ocorreu no regime pré-pico e maioritariamente na argamassa e é caracterizado por fissuras verticais, num intervalo, aproximadamente, entre 105 e 120 kN correspondendo ao patamar de 50% da força máxima, de acordo com a Figura 4.13. O dano pós-pico nos provetes pode ser observado na Figura 4.15, conseguindo visualizar-se de uma melhor maneira a grande instabilidade referida na secção anterior. Outro aspeto prende-se com a inexistência de fendas a atravessarem as pedras, uma vez que a argamassa é a condicionante principal e a resistência à compressão é demasiado reduzida para provocar rotura na pedra, como foi explicado anteriormente.



## **5. ENSAIOS DE LIGAÇÕES PAREDE-FRONTAL**

Os ensaios de arrancamento a serem realizados englobam as ligações parede-parede de frontal, ensaiadas com reforço, e ainda representam um número abrangente de ligações encontradas nos edifícios históricos.

Os ensaios principais consistem em ensaios cíclicos de arrancamento, onde uma força horizontal é aplicada perpendicularmente à parede. Este sistema de ensaio é designado como um sistema autoequilibrado. Para permitir a simulação das forças verticais correspondentes aos restantes pisos do edifício e pavimentos, são aplicadas forças verticais através de quatro cilindros hidráulicos. Para estes ensaios, a análise dos resultados permite fazer um estudo comparativo entre os tipos de conexões incluindo modos de rotura, comportamento da energia dissipada, evolução da degradação da rigidez e força máxima de arrancamento (Moreira, 2011) e por isso toda a informação referida será explicada com detalhe no decorrer do presente capítulo.

Neste capítulo será abordado o modo de construção das paredes, configurações e procedimentos dos ensaios. Relativamente aos resultados existirá uma secção atribuída a cada parede para facilitar a compreensão e uma comparação dos mesmos e uma breve análise e discussão será realizada.

## 5.1. Construção dos provetes

Para recriar as paredes constituintes dos edifícios em estudo foi necessário a recolha de informação bibliográfica existente e um estudo de campo, realizado por Moreira (2011), de forma a quantificar os materiais utilizados, cargas verticais aplicadas, geometria e tipos de elementos inerentes às paredes. Assim foram designados provetes com a forma retangular, cuja geometria se caracteriza por um comprimento 2.0 m, uma altura de 1.6 m, e espessura, 0.4 m, como ilustra a Figura 5.1.

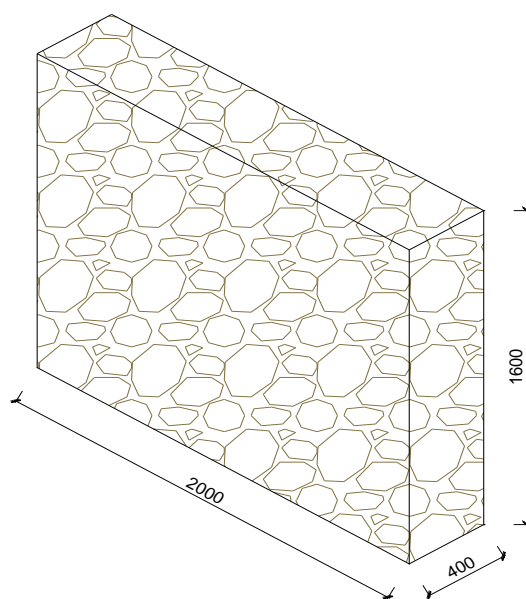


Figura 5.1 – Geometria dos provetes (dimensões em milímetros).

Os materiais constituintes destes provetes são pedra natural calcária e uma argamassa que funciona como ligante. A construção destes provetes foi realizada da seguinte forma (ver Figura 5.2): primeiro toda a pedra foi cuidadosamente escolhida, considerando a forma e o tamanho (a); de seguida qualquer vestígio de pó ou outros resíduos deve ser removido, para que a ligação entre a pedra e a argamassa seja eficiente, sendo posteriormente molhadas em água (b); o passo seguinte é encaixar a pedra nos espaços existentes da parede, onde as maiores são intercaladas com as mais pequenas e o espaço vazio entre estas é preenchido com argamassa (c); é importante que toda esta sequência de construção respeite todos os detalhes de construção apresentados em outras soluções comuns.



Figura 5.2 – Etapas para a construção dos provetes (explicação da legenda no texto anterior).

De todos os tipos de ligações descritas em 3.1., a ligação principal e objeto de estudo é ligação parede-parede de frontal, como já referido. A análise será elaborada de acordo com testes das mesmas ligações com o respetivo reforço.

Assim, foram construídas duas paredes com vista a estudar a solução de reforço, designadas WT.40.I.1 e WT.40.I.2, em que WT é a designação do tipo de ligação (*wall-to-half-timbered*), 40 define a espessura da parede, I designa a solução de reforço (*injected anchors*), e 1 e 2 referem-se ao número da parede, e que se resume na Tabela A.1 do Anexo A.

A solução de reforço adotada pressupõe a utilização de duas mangas injetadas paralelamente uma à outra e colocadas na parede de alvenaria, onde o “frontal” se une por meio de ligações metálicas, que durante os ensaios será substituído por uma peça metálica referida no capítulo 5.2. Assim, são injetadas quatro pares de mangas em cada parede resultando num total de oito ensaios (ver Figura 5.3). Após 28 dias da construção, as paredes foram comprimidas usando os cilindros hidráulicos para impor o estado de tensão pretendido e assim se pudessem

executar os furos de 50 mm para a introdução das mangas. As distâncias entre as mangas paralelas foram determinadas considerando uma parede em frontal de 120 mm de espessura.

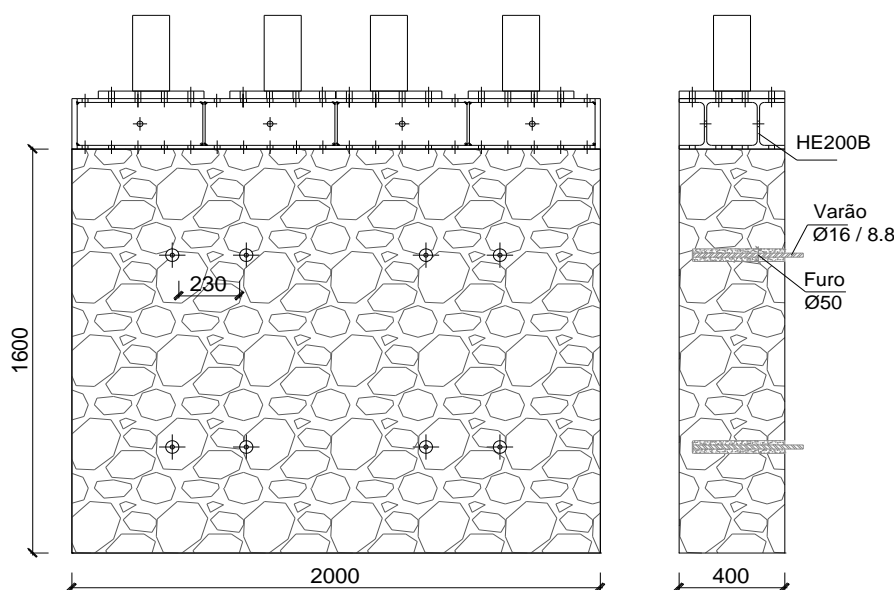


Figura 5.3 – Distribuição das mangas injetadas na parede (dimensões em milímetros).

## 5.2. Configuração e procedimento do ensaio

A configuração do ensaio dos provetes apresenta-se em duas vertentes, horizontal e vertical. A configuração horizontal consiste num sistema autoequilibrado onde, para o caso de ensaios monotónicos, se aplica uma ação de arrancamento perpendicular à parede através do atuador e, por conseguinte, essa ação retorna à parede através das pernas articuladas do *setup* de ensaio, isto é, fazem reação contra a parede. Para a mesma configuração mas durante os ensaios cíclicos foi necessário ancorar o pórtico de ensaio à parede, caso contrário não haveria uma reação quando as mangas fossem restituídas à sua posição inicial. Assim durante o arrancamento o sistema funciona como referido anteriormente nos ensaios monotónicos e no momento de compressão contra a parede a reação é realizada através da ligação entre a parede e o *setup*, como é mostrado na Figura 5.4. Existe ainda a utilização de uma rótula que funciona como articulação entre o atuador e a parede em ensaio, permitindo acomodar pequenas deformações. Uma peça metálica, representada na Figura 5.5, foi concebida para esta conexão, suficientemente rígida para aplicar a força às mangas injetadas paralelas sem interferir nos resultados do teste. A carga foi aplicada diretamente sobre as mesmas, puxando as duas ao mesmo tempo.

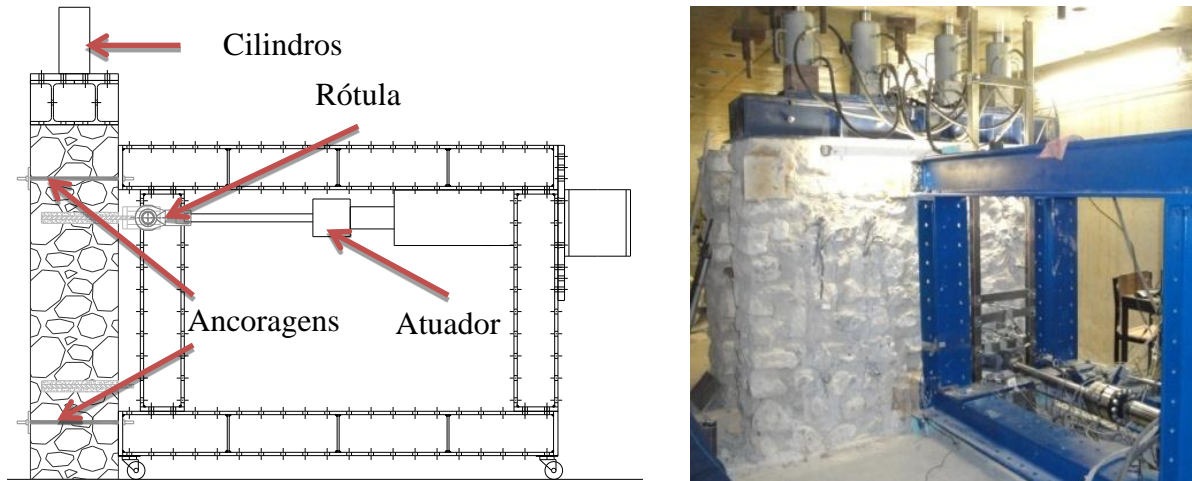


Figura 5.4 - Configuração de ensaio para os ensaios cíclicos.

Para simular as tensões na parede provenientes do resto do edifício, foram aplicadas forças através da configuração vertical constituída por quatro cilindros hidráulicos comprimidos contra a laje de reação, mostrado na Figura 5.4, e assim assegurar 0.2 MPa de estado de tensão na parede, estimado com base na literatura existente sobre estado de tensão verificado em pisos superiores de edifícios Gaioleiros devido a cargas verticais (Moreira, 2011).



Figura 5.5 - . Detalhe da ligação entre o atuador e as ancoragens para aplicação da força.

Como foi referido anteriormente, os ensaios principais foram de natureza cíclica (5), havendo também ensaios monotónicos (2). Os testes foram executados controlando os deslocamentos, que, para o caso dos ensaios monotónicos, implementou-se uma velocidade de 0.010 mm/s. A partir destes testes foi possível definir o procedimento cíclico de carga e descarga, sem inversão de sinal (ver Figura 5.6), com cada ciclo a realizar uma repetição e cujas velocidades variaram entre os 0.010 e 0.040 mm/s. É de referir que as paredes foram ensaiadas aos 12 meses de idade.



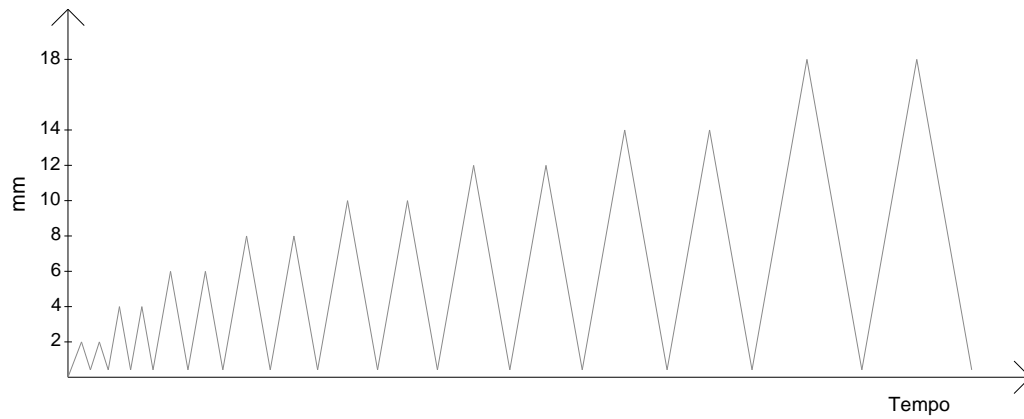


Figura 5.6 – Histórico Deslocamento-Tempo.

Os critérios de paragem resumiram-se à verificação de abertura de fendas para além da área de ensaio, ou seja, não permitir que se abrissem fendas em outras zonas de ensaio, e um decréscimo em 50% da carga última.

Para o controlo de deformações foram utilizados, por ensaio, 19 LVDT e 8 extensómetros. Os LVDT apresentaram-se numa distribuição em grelha quadrangular com distância de 150 mm em redor das mangas (ver Figura 5.7), sendo esta grelha representativa do modo de rotura mais comum, cone de corte, descrito na secção 3.2.2. Estes transdutores foram colocados num suporte independente do *setup* de ensaio e por isso mediam deslocamentos da parede para fora do plano, atrás e à frente. Relativamente aos extensómetros, estes foram distribuídos da seguinte forma: cinco foram colocados numa manga e três noutra, como se representa na Figura 5.8.

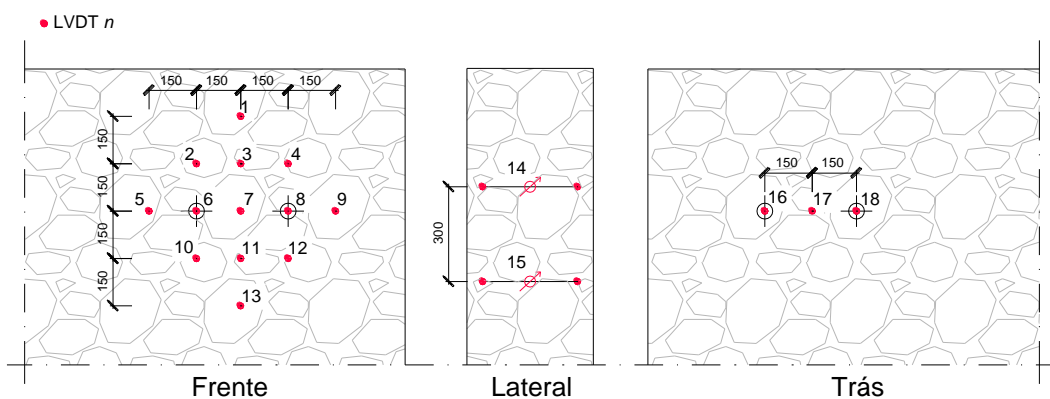


Figura 5.7 – Grelha representativa da colocação dos LVDT's respetivo a um ensaio no canto superior direito (medidas em milímetros).

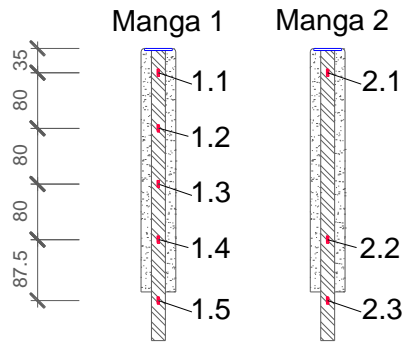


Figura 5.8 – Distribuição dos extensômetros ao longo das mangas (medidas em milímetros).

### 5.3. Parede WT.40.I.1

Para uma melhor compreensão e comparação dos resultados, foram divididas secções respetivas a cada parede ensaiada. São considerados dois aspetos importantes: o comportamento global e local para ensaios monotónicos e cíclicos, onde o comportamento global faz abordagem ao funcionamento conjunto das mangas e parede e o comportamento local generaliza o funcionamento de cada manga.

Para esta parede serão apresentados resultados de três ensaios, dos quais resultam curvas força-deslocamento, distribuição de força nas mangas, modos de rotura característicos e por fim uma análise à dissipação da energia na parede. Na Figura 5.9 mostra-se uma representação da parede e a designação dos ensaios e mangas, onde A/B/C/D referem-se aos ensaios e 1/2 à designação das mangas e que corresponde à sequência de acontecimento de cada ensaio.

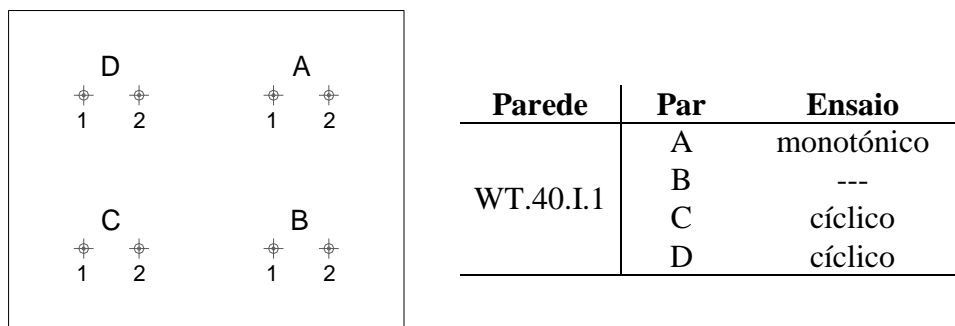


Figura 5.9 – Representação da parede WT.40.I.1.

### 5.3.1. Ensaio monotónico

#### 5.3.1.1. Comportamento global

Este tipo de comportamento é caracterizado pelo trabalho conjunto entre a parede e as ancoragens. São assim apresentadas curvas típicas de força-deslocamento que descrevem a resposta das ancoragens e por isso as curvas representam a força total medida no atuador e o deslocamento medido pelo braço do atuador. Dentro desta secção serão ainda analisados os modos de rotura que ocorreram durante os ensaios e englobam-se aqui pois o colapso é originado pelas ancoragens na parede, expressando o trabalho conjunto.

- **Curvas força-deslocamento**

Na Figura 5.10 encontra-se representado a curva força-deslocamento característica de ensaios monotónicos neste tipo de solução de reforço. O procedimento utilizado no ensaio do qual resulta este diagrama é tido em conta para os ensaios cíclicos, por isso a forma desta curva poderá relacionar-se com a envolvente originada pelos ensaios cíclicos, como se poderá confirmar adiante. Pode-se verificar um crescente aumento da força até cerca dos 7.5 mm, havendo depois um comportamento pós-pico de relaxação da força, podendo provocar um ajustamento na distribuição da mesma e que é caracterizado pelo decaimento brusco por volta dos 15 mm.

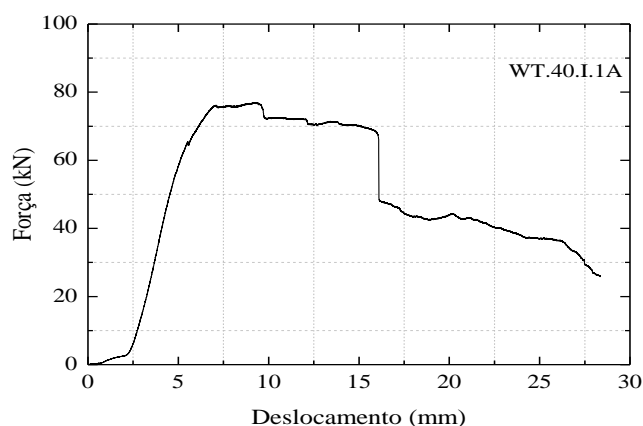


Figura 5.10 – Curva força-deslocamento do ensaio monotónico WT.40.I.1A.

- **Modos de rotura**

O modo de rotura ocorrido durante o ensaio está evidenciado na Figura 5.11. Trata-se de uma rotura da alvenaria envolvente caracterizada pela formação de um cone de corte caracterizado pelas fendas na proximidade da manga 1, embora a visibilidade pelo exterior não seja a mais

conclusiva (adiante, na Figura 5.30, são mostradas imagens do que acontece interiormente à parede).



Figura 5.11 – Formação do cone de corte na proximidade da manga 1 em WT.40.I.1A.

### 5.3.1.2. Comportamento local

A importância da contribuição de cada manga para a análise de resultados é fundamental e para isso foram colocados extensômetros ao longo de cada uma (Hamdan & Jaeger, 2011), como ilustra a Figura 5.8. Com as extensões foi possível estabelecer a força distribuída para cada manga, através de uma relação de extensões (ver expressões 5.1 e 5.2), obtendo assim uma porcentagem da força total.

$$\frac{|\varepsilon_1|}{|\varepsilon_1|+|\varepsilon_2|} \quad (5.1)$$

ou,

$$\frac{|\varepsilon_2|}{|\varepsilon_1|+|\varepsilon_2|} \quad (5.2)$$

onde  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  corresponde aos extensômetros, posicionados ao mesmo nível, da manga 1 e manga 2, respectivamente, como ilustra o esquema da Figura 5.12 e é de importância referir que esses extensômetros devem corresponder à posição 1.5 e 2.3 da Figura 5.8. A expressão 5.1 permite obter a porcentagem de força para a manga 1 e o mesmo acontece para a expressão 5.2 e a manga 2.

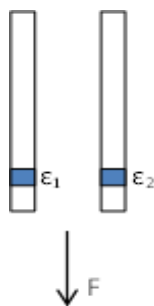


Figura 5.12 – Esquema representativo dos extensómetros usados para obtenção das percentagens de força.

Assim conseguem-se obter diagramas da força em relação ao tempo em valor percentual, de modo a perceber como é distribuída a carga nas duas mangas, esperando-se que em ambas se distribua de igual forma.

A percentagem de força recebida por cada manga é calculada dividindo a força da respetiva manga pela soma das forças das duas mangas. É importante esta análise para perceber se as ancoragens funcionam da mesma maneira, ou seja, ambas deverão neutralizar a mesma quantidade de força no mesmo espaço de tempo até, pelo menos, a rotura ser atingida e aí acontecerem outros fenómenos de interferência com a manga. É importante mencionar as situações de carga ou descarga, aquando da distribuição da carga efetuada e para isso os gráficos do comportamento global serão tidos em conta.

- **Distribuição de forças**

Na Figura 5.13 mostra-se a distribuição da força nas mangas em termos percentuais. É de importância referir que, para uma melhor compreensão de todas as curvas, foi eliminada a representação da percentagem de força em intervalos de tempo em que a soma da força das duas mangas era inferior a 5 kN, pois trata-se de valores reduzidos e que pouca influência tem nesta distribuição e a partir desse limite já é expectável que a força se distribua nas mangas de igual forma. Esta curva resume a distribuição temporal da força percentual na parede WT.40.I.1A relativo ao ensaio monotónico. Pode-se verificar que existe uma distribuição muito constante e regular entre ambas as mangas até cerca dos 3000 segundos. A partir deste ponto essa distribuição anula-se por completo e a manga 2 passa a absorver 100% da força e por conseguinte a manga 1 não está em funcionamento. Trata-se de uma situação pós-pico, por volta dos 10 mm de deslocamento, como se verifica pela Figura 5.10, em que fatores inerentes à parede (como por exemplo uma pedra deslizar) podem ter interferido com a disposição das mangas fazendo com que a distribuição não fosse regular.

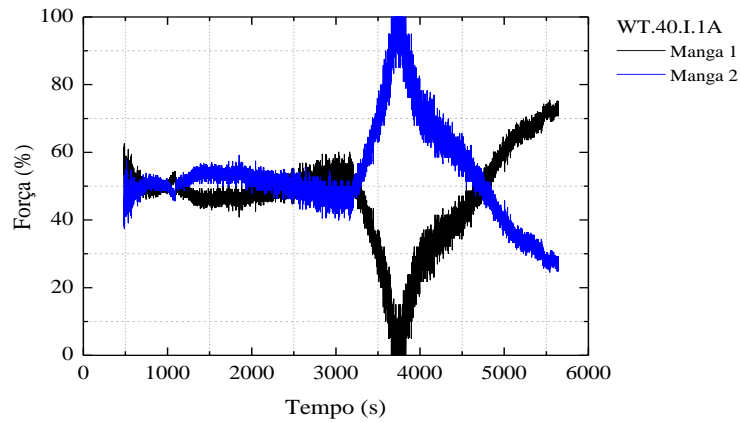


Figura 5.13 – Relação percentual da força com o tempo no ensaio monotónico WT.40.I.1A.

- **Curvas força-deslocamento**

Na Figura 5.14 apresenta-se a variação da força com o deslocamento respetivo de cada manga. Neste caso, apesar de se verificar que as duas mangas ostentam valores próximos de força, as curvas apresentam um aspeto assimétrico.

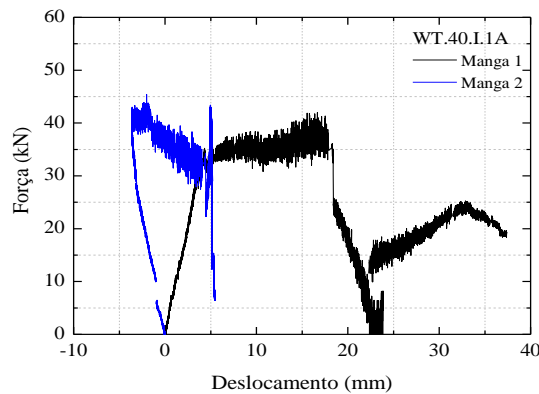


Figura 5.14 – Curva força-deslocamento relativa a cada manga em WT.40.I.1A.

### 5.3.2. Ensaio cíclicos

#### 5.3.2.1. Comportamento global

Este tipo de comportamento é também caracterizado pelo trabalho conjunto entre a parede e as ancoragens, num regime cíclico. São assim apresentadas curvas típicas de força-deslocamento que descrevem a resposta das ancoragens e por isso as curvas representam a força total medida no atuador e o deslocamento medido pelo braço do mesmo. Dentro desta secção serão ainda analisados os modos de rotura que ocorreram durante os ensaios e

englobam-se aqui pois o colapso é originado pelas ancoragens na parede, expressando o trabalho conjunto.

- **Curvas força-deslocamento**

Apresentam-se na Figura 5.15 os resultados dos ensaios cíclicos em forma de curvas força-deslocamento e como foi referido na secção de ensaios monotónicos, a envolvente dos ciclos segue, aproximadamente, a curva de força-deslocamento monotónica. As curvas abaixo ilustradas apresentam uma evolução de ciclos muito semelhante a partir do quinto ciclo, ou seja, houve um comportamento pós-pico semelhante atingindo deslocamentos de 17 mm, enquanto no ensaio WT.40.I.1C a força atingida foi mais elevada que no ensaio WT.40.I.1D.

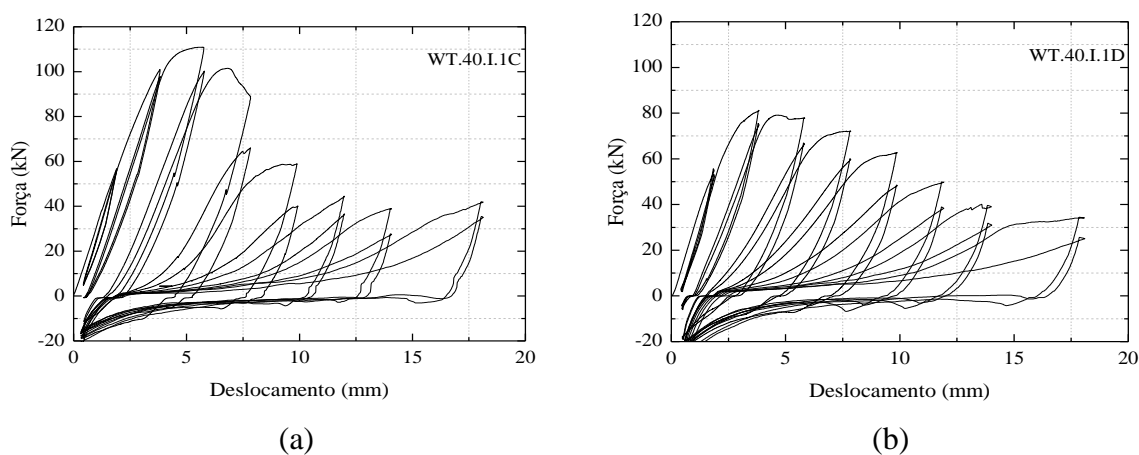


Figura 5.15 – Curvas força-deslocamento de ensaios cíclicos.

- **Modos de rotura**

Tal como no ensaio anterior, o modo de rotura mais evidente foi o aparecimento do cone de corte ou punção, também a acontecer na manga 1 (ver Figura 5.16a). Foi notória também uma rotura da fronteira entre o tecido da manga com a calda injetada e a superfície do furo, caracterizada pelo afastamento da interface da mesma e a parede que se encontra ilustrada na Figura 5.16b.

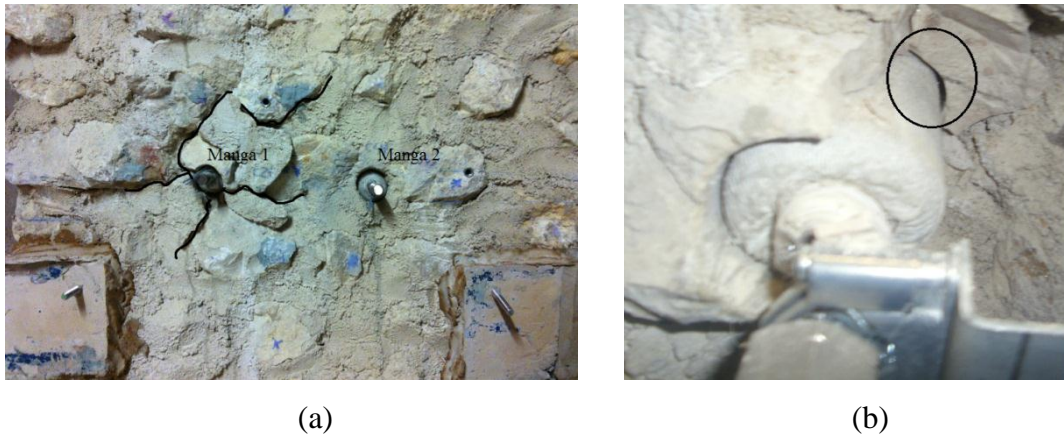


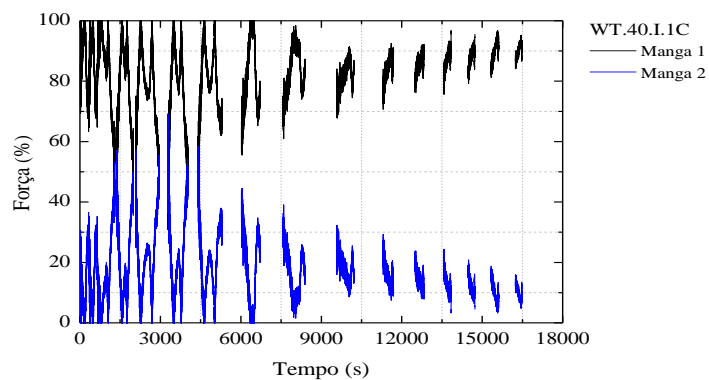
Figura 5.16 – Diferentes modos de rotura: (a) Aparecimento do cone de corte em WT.40.I.1C e WT.40.I.1D e (b) Afastamento entre a interface da ancoragem e da parede em WT.40.I.1C.

### 5.3.2.2. Comportamento local

Tal como em 5.3.1.2, a contribuição de cada manga é calculada de acordo com as extensões obtidas pelos extensómetros colocados nos varões das mangas. Através das expressões 5.1 e 5.2 obtém-se a percentagem de força que cada manga vai receber.

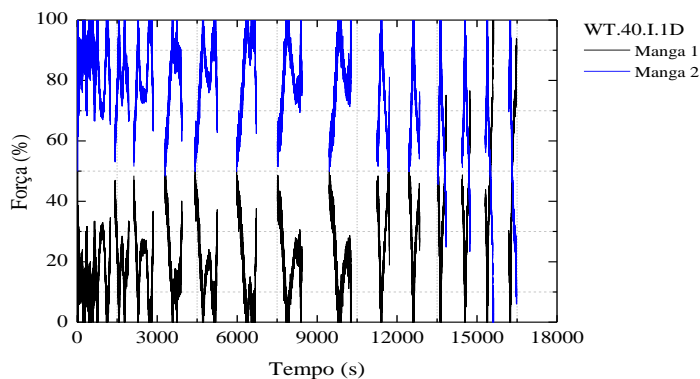
- **Distribuição de forças**

As curvas representadas na Figura 5.17 podem ser analisadas em conjunto porque a sua distribuição é semelhante, na medida em que apenas uma manga neutraliza a maior parte da força o que não é o expectável. Assim observa-se que para as situações de carga máxima em WT.40.I.1C a manga 1 recebe, ao longo de todo o intervalo de tempo do ensaio, mais de 80% da força, enquanto em WT.40.I.1D a situação inverte-se sendo a manga 2 a receber a maioria da carga. Este facto demonstra que o sistema de ensaio permite que haja redistribuição de força entre as duas ancoragens.



(a)



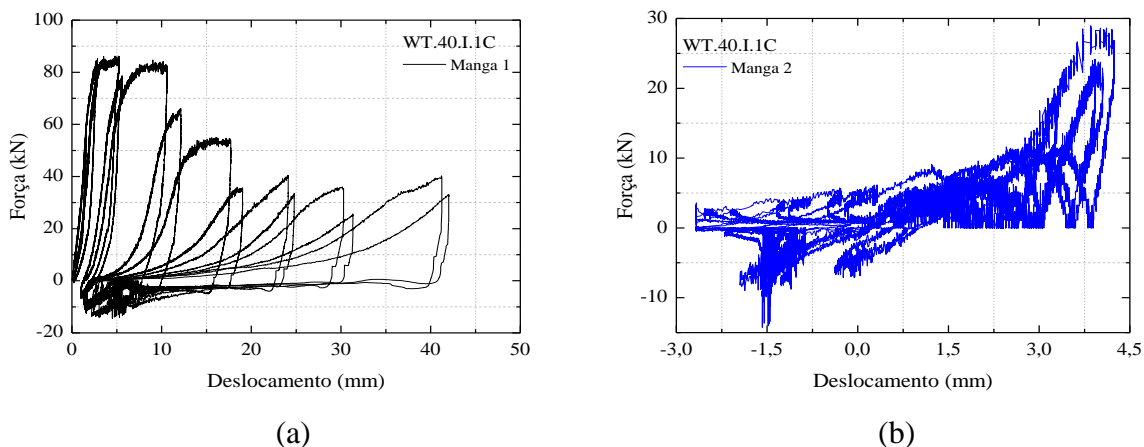


(b)

Figura 5.17 - Relação percentual da distribuição da força para cada manga em WT.40.I.1.

• **Curvas força-deslocamento**

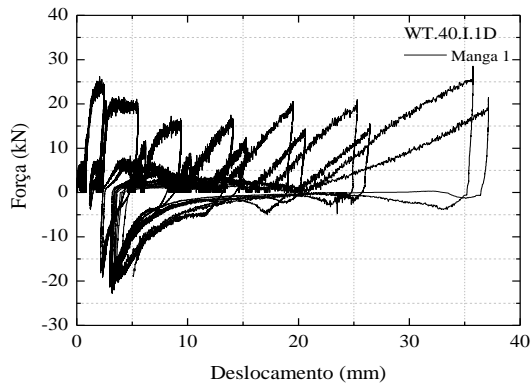
Em termos individuais de cada manga, as curvas da Figura 5.18 e Figura 5.19 apresentam um aspeto bastante melhor em comparação como o ensaio monotónico desta parede. Pode verificar-se também, de acordo com a análise anterior da Figura 5.17, que para o ensaio C a manga 1 absorve maior quantidade de força. A mesma comparação não poderá ser feita para o ensaio D, uma vez que a manga 2 não apresenta qualquer resultado.



(a)

(b)

Figura 5.18 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.1C.



Ausência de resultados para a manga 2, devido a problemas durante o ensaio

Figura 5.19 - Curva força-deslocamento relativa apenas à manga 1 do ensaio WT.40.I.1D.

### 5.3.3. Energia

Para além da ductilidade, a capacidade de dissipação de energia é um fator importante na avaliação da resposta sísmica de uma estrutura (Vasconcelos, 2005). Apesar das curvas força-deslocamento fornecerem informação qualitativa sobre a capacidade de dissipar energia, nesta secção é feita uma análise quantitativa e comparativa desse fenómeno ocorrente nas paredes.

A curva de energia corresponde ao trabalho efetuado pelo sistema ( $\text{Força} \times d_{\text{acumulado}}$ ). Estas curvas relacionam energia com um deslocamento total acumulado e a parcela da energia total obtém-se integrando numericamente as curvas força-deslocamento (Área), onde a força corresponde à total do sistema e o deslocamento corresponde ao medido pelo LVDT na no braço do atuador. A apresentação da evolução da energia dissipada, para os ensaios da parede em estudo, está apresentada na Figura 5.20 e Figura 5.21.

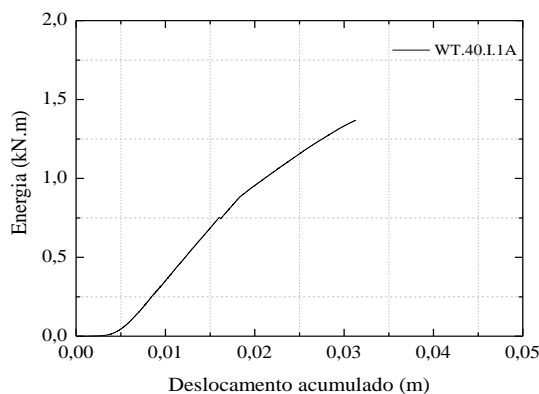


Figura 5.20 - Evolução da energia total no ensaio monotónico WT.40.I.2D.

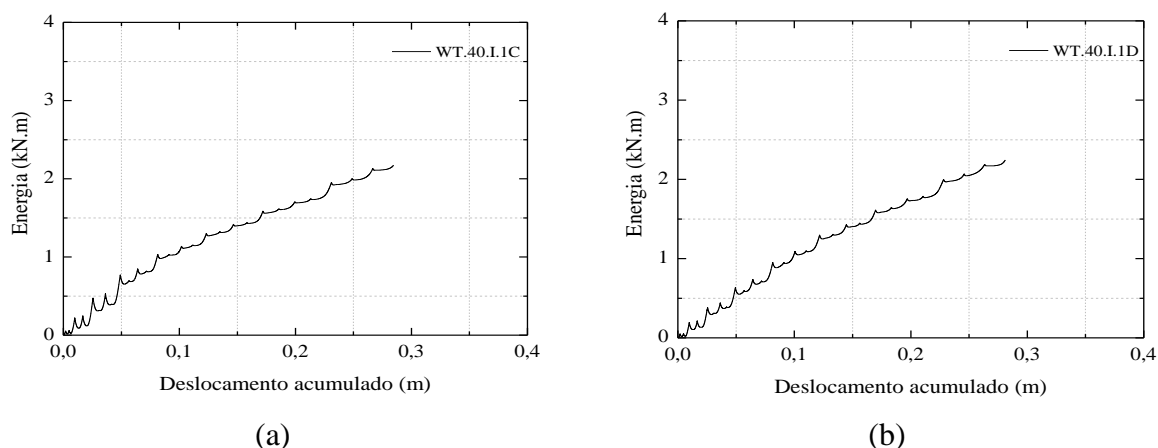


Figura 5.21 – Evolução da energia total nos ensaios cíclicos: (a) Ensaio WT.40.I.1C e (b) ensaio WT.40.I.1D.

As curvas de energia anteriormente apresentadas estão associadas a um deslocamento acumulado que se aproxima ao deslocamento relativo entre a cabeça do par de mangas (medição feita no braço do atuador) e a parte posterior da parede, contando com todas as contribuições (varão, mangas e parede) e por isso pode ser associado ao modo de rotura mais notório, a formação do cone de corte, que se esperava ser o modo mais importante no que diz respeito à grandeza da dissipação de energia. No ensaio monotónico apresentado pela Figura 5.20, é notório a crescente evolução da energia dissipada, como era esperado. A evolução da energia apresentada na Figura 5.21a e b é muito semelhante e, como foi referido, associa-se ao modo de rotura apresentado na Figura 5.16a (formação do cone de corte na envolvente das mangas, em ambos os ensaios).

#### 5.3.4. Degradação de resistência e de rigidez

Nos ensaios cíclicos foi possível perceber de que forma a resistência e a rigidez do sistema em estudo evoluem e para isso são utilizados as curvas força-deslocamento apresentadas na Figura 5.15.

Na Figura 5.22a está apresentada a evolução da resistência em termos absolutos, usando forças máximas de cada ciclo e respetiva repetição, em função do deslocamento normalizado (relação entre o deslocamento respetivo ao máximo da força de cada ciclo em e o deslocamento respetivo à força de pico). Até à situação de pico, que corresponde ao deslocamento normalizado unitário, a evolução da resistência é crescente e a partir desse ponto decresce, como seria de esperar. A degradação da resistência notada na situação pós-pico é bastante mais suave para o ensaio WT.40.I.1D do que no ensaio WT.40.I.1C, fazendo

com que a perda de energia seja bastante menor e se aproxime a uma reta que foi definida no gráfico (b).

Na Figura 5.22b está representada a perda relativa de resistência em função do mesmo deslocamento normalizado. Esta perda relativa de resistência é calculada pela equação 5.3 usando forças máximas de cada ciclo e respetiva repetição.

$$\frac{F_{\text{ciclo}} - F_{\text{repetição}}}{F_{\text{ciclo}}} (\%) \quad (5.3)$$

A série de pontos que definem a perda de resistência do ensaio WT.40.I.1D apresenta a forma mais comum, como será possível verificar adiante na secção 5.4.4, e assim foi possível definir uma expressão para avaliar a perda de força em função do deslocamento escalado. Assim foi definida uma reta que passa pela origem e que melhor aproxima todos os pontos dessa série. Através da linha de tendência desenhada no gráfico a expressão de perda de resistência é  $\Delta F = 6.5272 (d/d_{\text{peak}})$ .

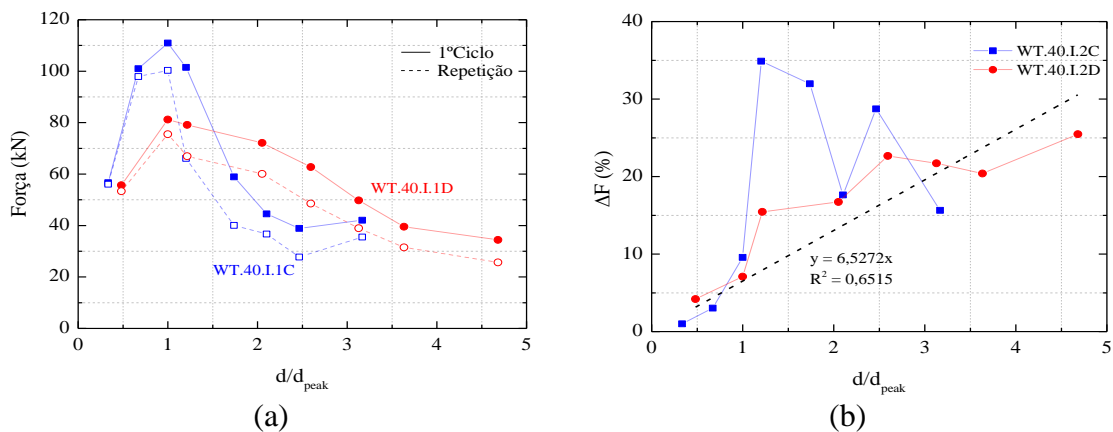


Figura 5.22 – (a) Degradação da resistência em termos absolutos e (b) perda relativa de resistência nos ensaios da parede WT.40.I.1.

Com o objetivo de estudar a degradação de rigidez foram usados os ramos de descarga do ciclo e respetiva repetição e calculada a respetiva rigidez através de regressões lineares. A representação gráfica da degradação de rigidez em função do deslocamento normalizado está ilustrada na Figura 5.23, onde o gráfico (a) representa rigidez em valor absoluto e o gráfico (b) representa uma situação semelhante mas avaliando a rigidez normalizada.

A degradação de rigidez está patente ao longo do deslocamento normalizado, sendo bastante mais evidente na situação pós-pico, embora para estes casos seja mais difícil de ser feita a avaliação uma vez que o pico ocorre nos ciclos iniciais.

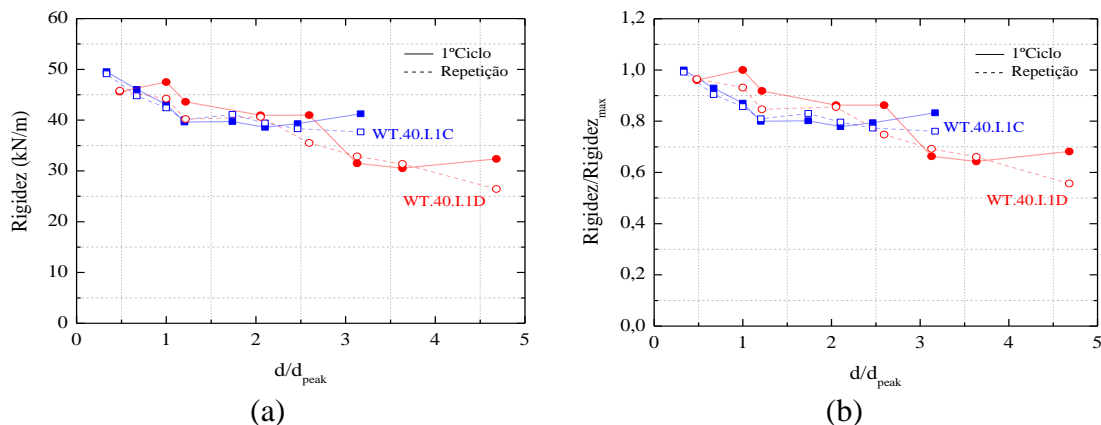


Figura 5.23 – Representação gráfica da degradação de rigidez em WT.40.I.1: (a) rigidez absoluta e (b) rigidez normalizada.

### 5.4. Parede WT.40.I.2

Para esta parede foram realizados todos os ensaios definidos (4), resultando um monotónico e três cíclicos. Os parâmetros analisados em 5.3 terão a mesma importância no decorrer desta secção. Na Figura 5.24 mostra-se uma representação da parede e a designação dos ensaios e mangas, onde A/B/C/D referem-se aos ensaios e 1/2 à designação das mangas e que corresponde à sequência de acontecimento de cada ensaio.

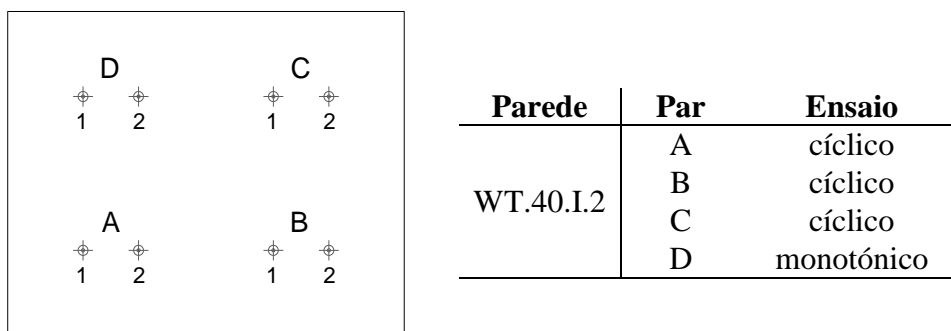


Figura 5.24 - Representação da parede WT.40.I.2.

## 5.4.1. Ensaio monotónico

### 5.4.1.1. Comportamento global

Mais uma vez o comportamento global para o ensaio monotónico será analisado e vai de encontro ao que anteriormente foi referido, ou seja, este tipo de comportamento é caracterizado pelo trabalho conjunto entre a parede e as ancoragens. Os modos de rotura são analisados de modo a perceber o colapso que é originado pelas ancoragens na parede, expressando o trabalho conjunto.

- **Curvas força-deslocamento**

Para a curva da Figura 5.25 a situação é semelhante ao descrito na parede WT.40.I.1 na secção 5.3.1., até em termos de força máxima e deslocamento atingidos. A principal diferença é que o comportamento pós-pico, nesta situação, é mais suave do que no ensaio monotónico da outra parede.

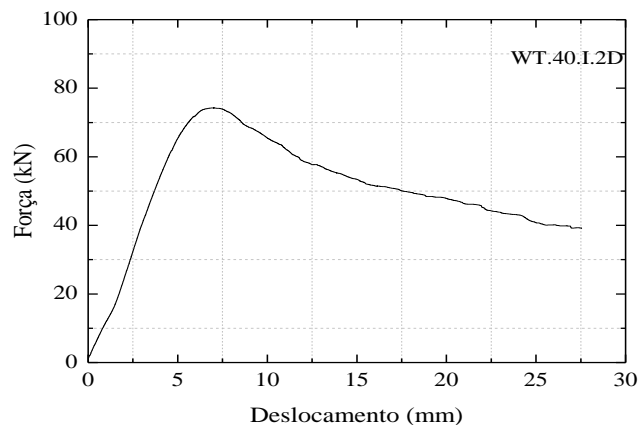


Figura 5.25 - Curva força-deslocamento de um ensaio monotónico.

- **Modos de rotura**

Tal como aconteceu no ensaio monotónico relativo à parede WT.40.I.1, aqui o cenário de rotura é equivalente, havendo a formação do cone de corte, visível na manga 1 mas também aparecendo na manga 2 como é ilustrado na Figura 5.26.

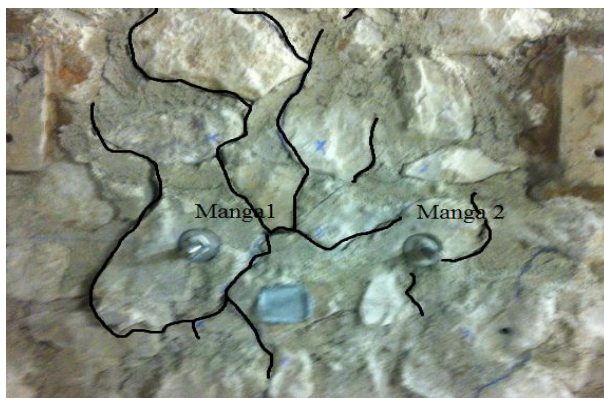


Figura 5.26 - Formação do cone de corte na proximidade de ambas as mangas em WT.40.I.2D.

#### 5.4.1.2. Comportamento local

A contribuição de cada manga é calculada de acordo com as extensões obtidas pelos extensómetros colocados nos varões das mangas. Através das expressões 5.1 e 5.2 obtém-se a percentagem de força que cada manga vai receber e o caso monotónico é estudado.

- **Distribuição de forças**

Na Figura 5.27 está apresentado o resultado do ensaio monotónico desta parede. Relativamente à distribuição da força para cada manga verifica-se que numa fase inicial está afastada dos 50%. Pela mesma figura nota-se a existência de um ajustamento da distribuição nas mangas fazendo com que estas passem a neutralizar a força de uma forma mais equilibrada, aproximadamente 55% para a manga 2 e 45% para a manga 1. Este ajustamento na divisão da força ocorre perto da força máxima representada na Figura 5.28 e pode significar um ajustamento também das mangas na parede ou até da peça que faz a transmissão da força para as mangas.

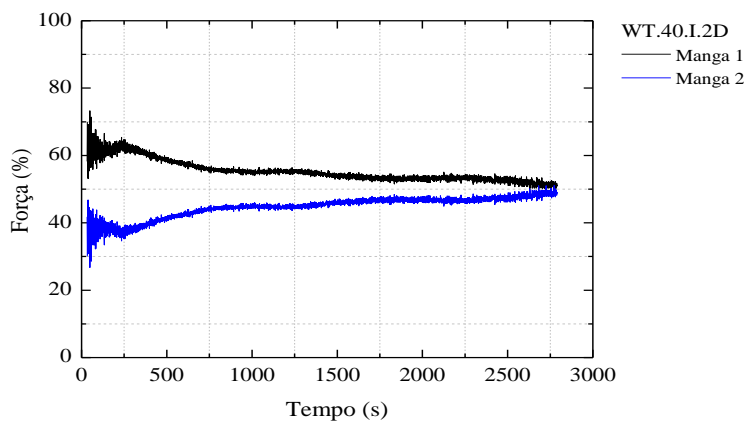


Figura 5.27 - Relação percentual da força com o tempo num ensaio monotónico

- **Curvas força-deslocamento**

A curva força-deslocamento da Figura 5.28 mostra o comportamento de cada manga do ensaio WT.40.I.2D

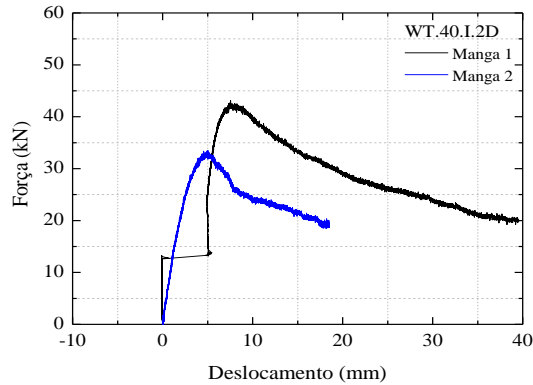


Figura 5.28 - Curva força-deslocamento relativa a cada manga em WT.40.I.2D.

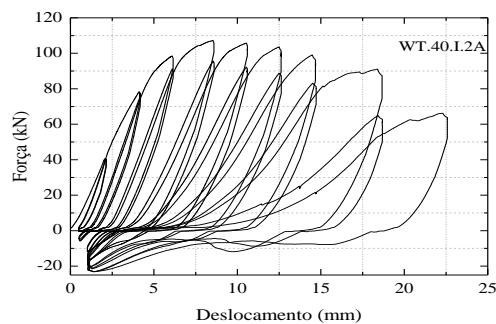
## 5.4.2. Ensaio cíclico

### 5.4.2.1. Comportamento global

Este comportamento é caracterizado pelo trabalho conjunto entre a parede e as ancoragens, num regime cíclico. São assim apresentadas curvas típicas de força-deslocamento que descrevem a resposta das ancoragens e por isso as curvas representam a força total medida no atuador e o deslocamento medido pelo braço do mesmo. Dentro desta secção serão também analisados os modos de rotura que ocorreram durante os ensaios cíclicos.

- **Curvas força-deslocamento**

Assim como o ensaio monotónico, os resultados cíclicos também se assemelham muito aos da parede anterior, bem como a aproximação das forças máximas atingidas.



(a)



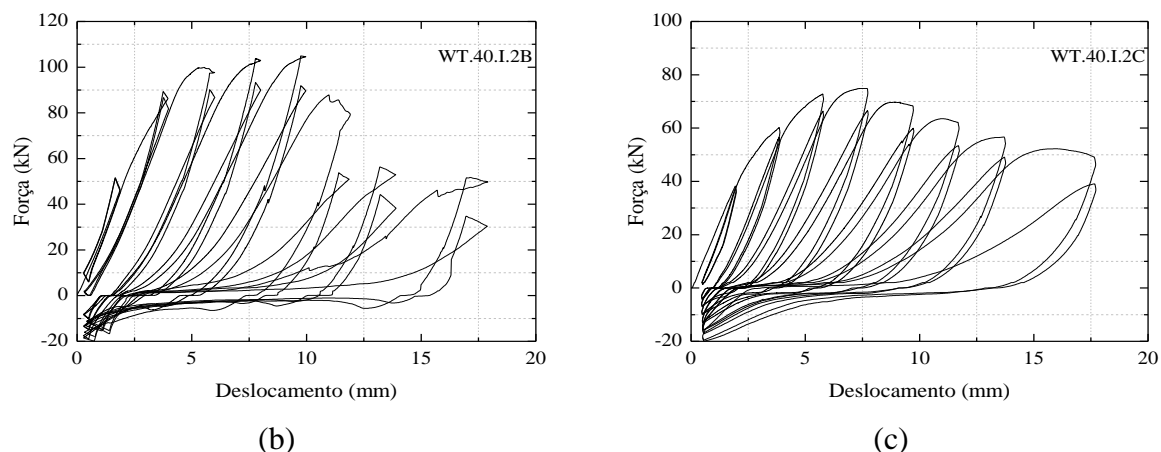


Figura 5.29 – Curvas força-deslocamento nos ensaios cíclicos.

- **Modos de rotura**

Na Figura 5.30 identificam-se os principais modos de rotura dos ensaios cíclicos. O mais esperado, formação do cone de corte, ocorreu em todos os ensaios e surge uma rotura da fronteira entre a superfície do varão de aço e a calda injetada na manga 2 como identifica a Figura 5.30b. Uma excessiva compressão de uma pedra contra a manga pode ter originado este tipo de rotura, pois apenas se verificou na zona posterior da ancoragem.

A visualização da distribuição das fissuras, que definem os modos de rotura apresentados, feita através do exterior do provete, por si pode ser insuficiente para comprovar, por exemplo, a rotura com cone de corte. Para combater esse facto foi elaborada uma recolha de distribuição das fissuras interiormente, ou seja, após os ensaios terem sido realizados ambas as paredes foram demolidas meticulosamente e assim foi possível encontrar os vestígios que indicavam um corte em cone. Tal foi conseguido e na Figura 5.30c e Figura 5.30d são ilustrados exemplos encontrados do que acima foi explicado. Refere-se ainda que, quer na outra parede ou outros ensaios em estudo tal prova não foi visível pelo menos à vista humana, o que não deixa de ser exequível afirmar acerca da existência deste tipo de rotura.

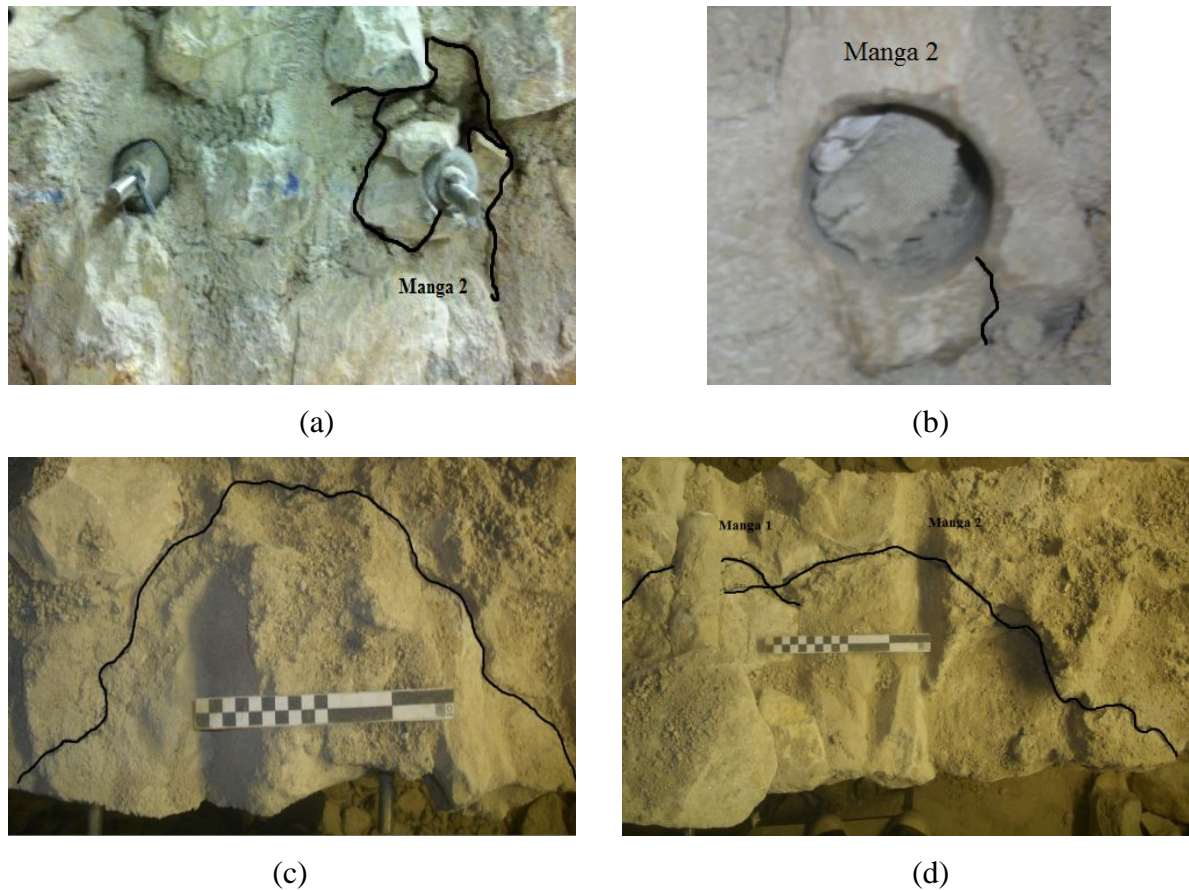


Figura 5.30 - Diferentes modos de rotura: (a) Formação do cone de corte envolto na manga 2 e (b) rotura da fronteira entre as superfícies do varão de aço e a calda injetada na manga 2 em WT.40.I.2A; (c) e (d) Aparecimento do corte em forma de cone envolvendo as duas mangas correspondente a WT.40.I.2C.

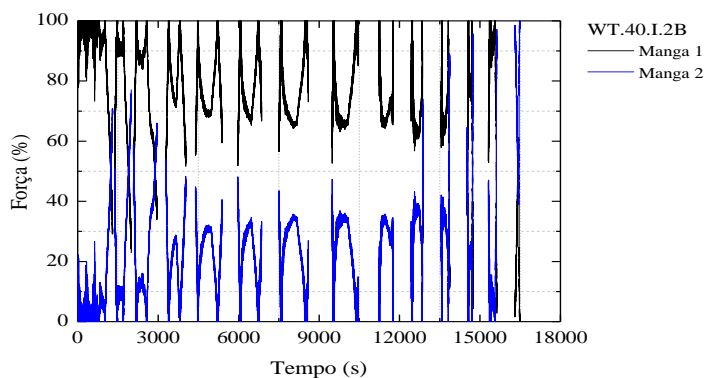
#### 5.4.2.2. Comportamento local

A contribuição de cada manga é calculada de acordo com as extensões obtidas pelos extensómetros colocados nos varões das mangas. Através das expressões 5.1 e 5.2 obtém-se a percentagem de força que cada manga vai receber. Os resultados relativos ao ensaio WT.40.I.2A não serão apresentados, uma vez que os extensómetros necessários para calcular a quantidade de força não obtiveram qualquer informação.

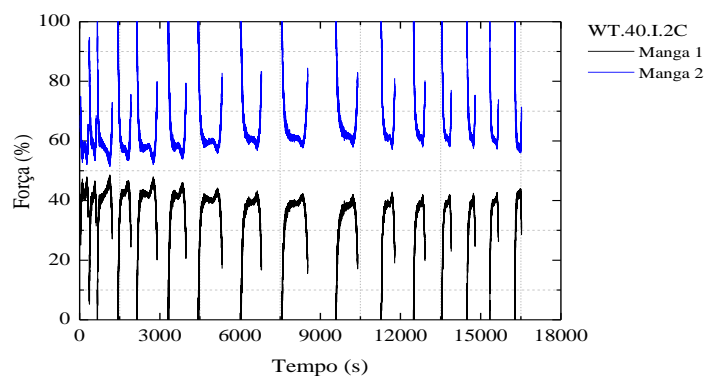
- **Distribuição de forças**

Em relação aos ensaios cíclicos, o resultado da Figura 5.31a pode ser comparado aos obtidos na parede anterior uma vez que a distribuição de forças nas mangas não cumpre o esperado, havendo uma manga a absorver a maior percentagem da força, apenas se verificando uma igualdade de força em cada manga para casos de força baixa. O caso do ensaio WT.40.I.2C, representado na Figura 5.31b, é o exemplo mais aproximado do ideal de como o

funcionamento deve ser efetuado. Nota-se, no momento de carga, a aproximação aos 50% da força total para ambas as mangas e no momento de descarga, para forças mais baixas, uma disparidade que não é importante, criando assim uma clara sinergia do funcionamento das mesmas para a situação de arrancamento até à carga máxima.



(a)



(b)

Figura 5.31 - Relação percentual da distribuição da força para cada manga em WT.40.I.2.

- **Curvas força-deslocamento**

De acordo com a análise anterior da Figura 5.31 e comparando com valores máximos de força da Figura 5.32, para o ensaio B a manga 1 absorve maior quantidade de força, enquanto no ensaio C, presente na Figura 5.33 existe a aproximação da força máxima para as duas mangas.

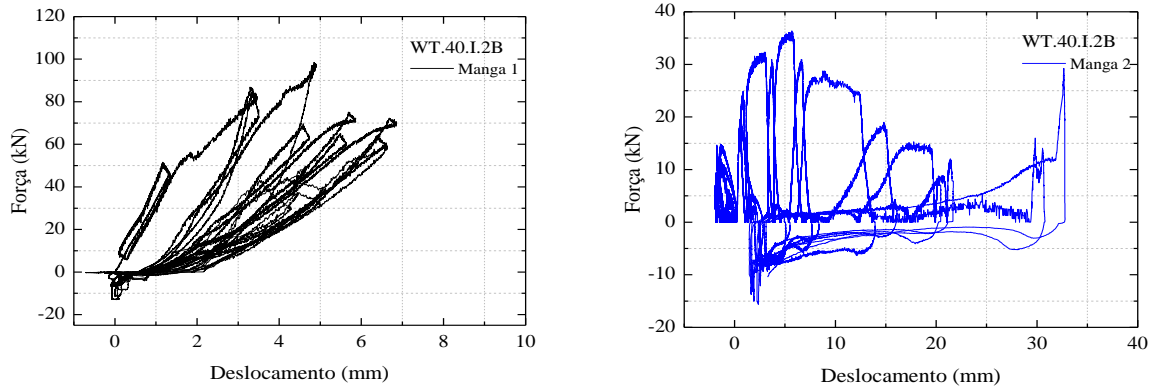


Figura 5.32 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.2B.

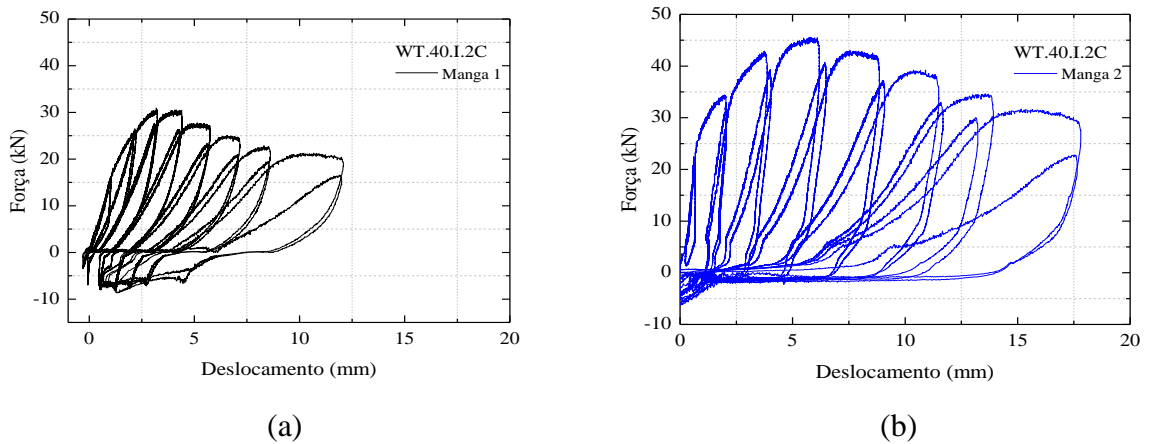


Figura 5.33 - Curvas força-deslocamento relativas a cada manga em WT.40.I.2C.

### 5.4.3. Energia

Tal como foi descrito em 5.3.3., de seguida apresentam-se as curvas da evolução da energia total dissipada nos ensaios respetivos à parede em estudo, WT.40.I.2.

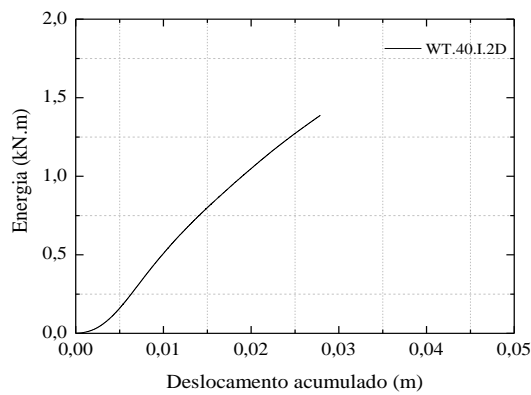


Figura 5.34 - Evolução da energia total no ensaio monotónico WT.40.I.2D.

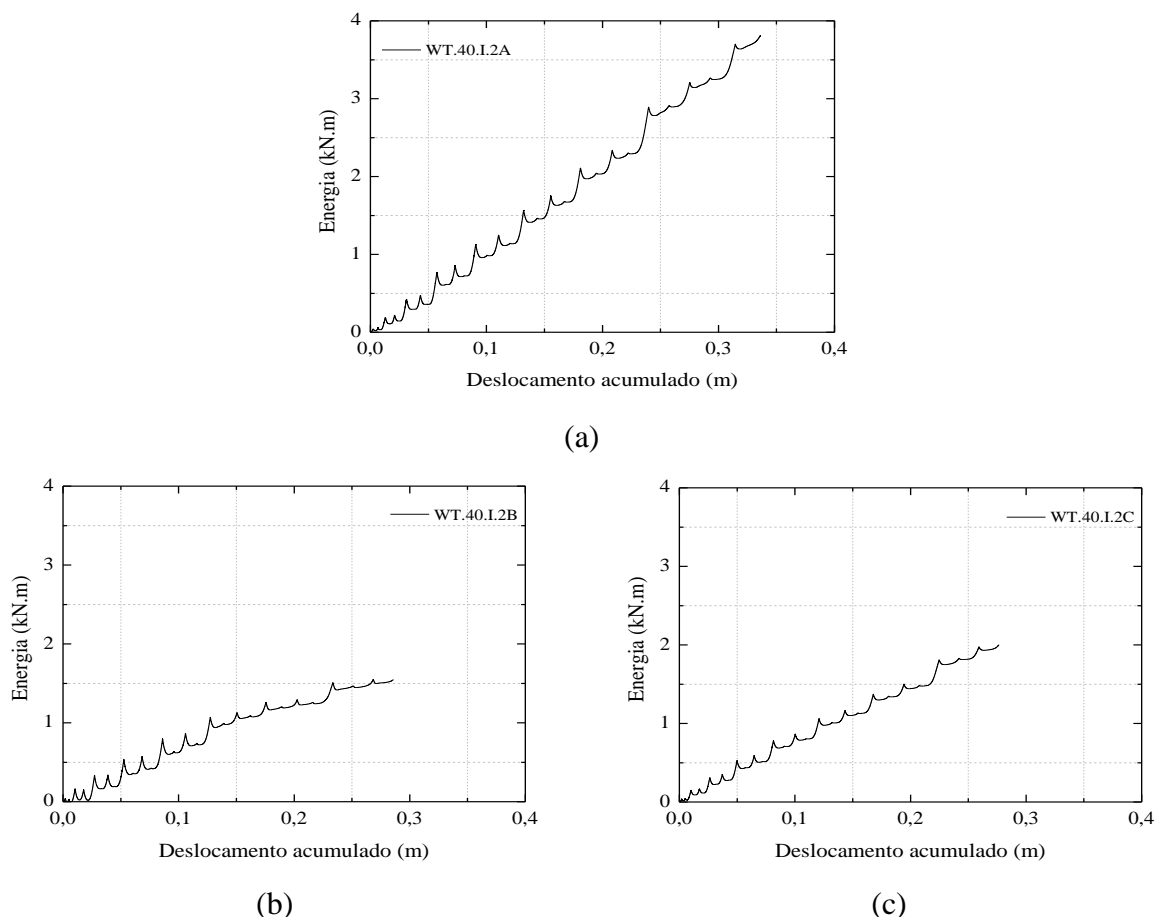


Figura 5.35 - Evolução da energia total nos ensaios cíclicos: (a) Ensaio WT.40.I.2A, (b) ensaio WT.40.I.2B e (c) ensaio WT.40.I.2C.

Como era esperado no ensaio monotónico, representado na Figura 5.34, a dissipação da energia aumenta de forma, aproximadamente linear. O ensaio cíclico da Figura 5.35b e c é equiparado aos ensaios mostrados na Figura 5.21, enquanto o ensaio da Figura 5.35a atinge maior energia dissipada, associando estas situações ao modo de rotura que na envolvente ocorre (ver *Modos de rotura* desta secção).

#### 5.4.4. Degradação de resistência e de rigidez

Do mesmo modo que em 5.3.4, a degradação da resistência e de rigidez surgem tendo em conta as curvas força-deslocamento da Figura 5.29.

A Figura 5.36a mostra o desenvolvimento da resistência em termos absolutos em função do deslocamento normalizado. Mais uma vez, a degradação ocorre na situação pós-pico e apresenta, nos ensaios WT.40.I.2A e WT.40.I.2C, independentemente do valor, uma degradação muito similar, enquanto no WT.40.I.2B existe uma brusca perda de resistência

logo após a rotura muito semelhante ao ensaio WT.40.I.1C. A quantidade de perda relativa de resistência expressada em função do mesmo deslocamento encontra-se ilustrada na Figura 5.36b. A forma de obtenção é dada pela equação 5.3 e da mesma maneira utilizam-se forças máximas de cada ciclo e respetiva repetição. Através das séries constituídas pelos pontos dos ensaios WT.40.I.2A e WT.40.I.2C foi possível definir a reta que passa pela origem e mais aproxima esses pontos, definindo a perda de resistência por  $\Delta F = 10.8395 (d/d_{peak})$ . Neste caso, a perda de resistência do sistema é comparativamente maior.

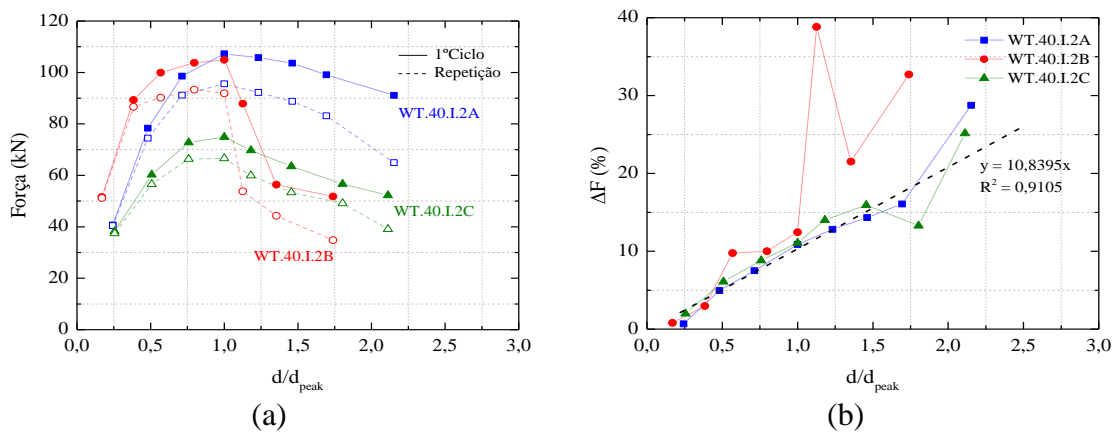


Figura 5.36 – (a) Degradação da resistência em termos absolutos e (b) perda relativa de resistência nos ensaios da parede WT.40.I.2.

A degradação de rigidez foi calculada de igual modo que a parede anterior usando os ramos de descarga do ciclo e respetiva repetição. A representação gráfica da degradação de rigidez está apresentada na Figura 5.37. Na porção de pré-pico, a rigidez dos ramos de descarga mantém-se praticamente constante e por outro lado em pós-pico existe um aumento significativo da degradação.

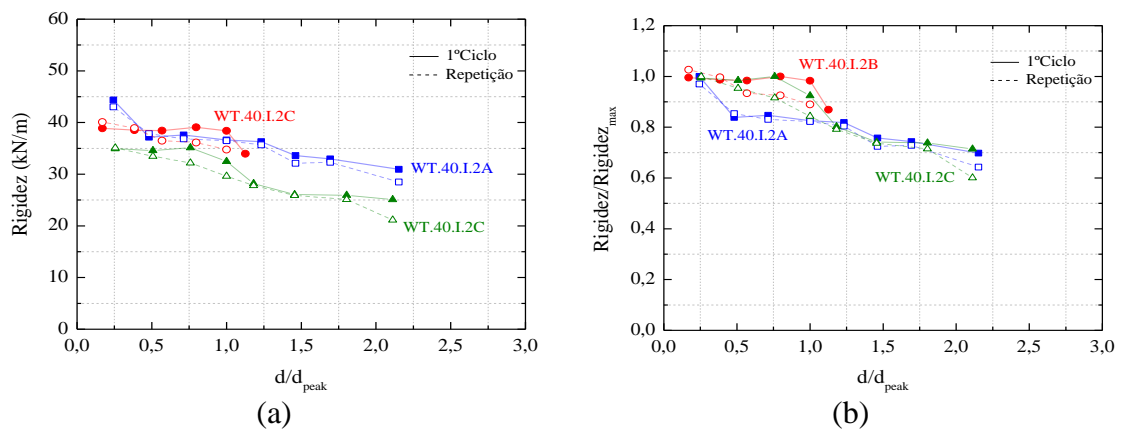


Figura 5.37 – Representação gráfica da degradação de rigidez em WT.40.I.2: (a) rigidez absoluta e (b) rigidez normalizada.

## 5.5. Análise e discussão de resultados

Nesta secção são comparadas as várias análises realizadas, abordando todos os resultados obtidos das paredes ensaiadas, como curvas força-deslocamento, modos de rotura, distribuição da força por manga, energia e degradação de resistência e de rigidez.

Pela análise das curvas força-deslocamento, após os sete ensaios executados e válidos, dos quais dois monotónicos e cinco cíclicos apresentam-se em forma resumo, na Tabela 5.1, as características dos testes realizados nas paredes. No que diz respeito aos ensaios cíclicos é visível um decréscimo da força entre ciclos e verifica-se como a rigidez do ciclo repetido (que corresponde à inclinação da reta na parte linear de cada ciclo) se assemelha à do primeiro ciclo seguinte, tal se nota pelo paralelismo entre cada curva crescente das duas situações referidas.

Tabela 5.1 - Características dos ensaios elaborados e identificação da disposição dos ensaios em cada parede.

Provete	Tipo de teste	$F_{max}$ (kN)	$d_{(F_{max})}$ (mm)	Modo de rotura
WT.40.I.1A	Monotónico	76.93	9.1589	MR3 (Manga 1)
WT.40.I.1B	---	---	---	
WT.40.I.1C	Cíclico	110.90	5.6937	MR3 e MR1 (Manga 1)
WT.40.I.1D	Cíclico	81.21	3.8115	MR3 (Manga 1)
WT.40.I.2A	Cíclico	107.21	8.5484	MR3 e MR2 (Manga 2)
WT.40.I.2B	Cíclico	104.93	9.7519	MR3 e MR1 (Manga 2)
WT.40.I.2C	Cíclico	74.89	7.5995	MR3 (Manga 2)
WT.40.I.2D	Monotónico	74.26	6.9380	MR3 (Manga 1 e 2)
<b>Média</b>	---	90.05	7.3574	---
<b>CoV (%)</b>	---	18.58	28.28	---

Com a consideração de todos os testes obtém-se valores médios de 90.05 kN e 7.3574 mm, para valores de força e deslocamento de pico respetivamente, para a situação de carga de pico. Ainda numa primeira e sucinta análise destes resultados pode verificar-se que as forças de arrancamento são superiores nos ensaios da base da parede, isto porque as condições de fronteira nesta situação são mais rígidas acabando por influenciar os resultados das mangas inferiores. Pode-se concluir que existe uma homogeneidade entre as paredes que depois se reflete num coeficiente de variação de 18.58% da força.

A informação de diferentes padrões de fissuras ou deformações dos elementos em estudo permitiu avaliar os possíveis modos de rotura, tendo como comparação o estudo efetuado por Algeri et al (2010). Como se pode averiguar ainda pela Tabela 5.1, o modo de rotura mais frequente assumiu-se como a rotura da alvenaria envolvente, caracterizada pela formação de um cone de corte (MR3) e menos ocorrentes algum deslizamento entre o tecido da manga com a calda injetada e a superfície do furo (MR1) e rotura da fronteira entre a superfície do varão de aço e a calda injetada na manga (MR2).

No que diz respeito à distribuição da força pelas mangas pode-se concluir que seria muito improvável, embora expectável, que a divisão da força para cada manga fosse perfeita (50%-50%), uma vez que a composição das paredes, disposição das mangas e forma de aplicação da carga (por exemplo excentricidades) são fatores influenciadores. No entanto os ensaios WT.40.I.1A, WT.40.I.2D e WT.40.I.2C foram exemplos de um bom funcionamento conjunto das mangas, apresentando uma distribuição razoável, cerca de 60%-40% para respetivas mangas. No que diz respeito aos ensaios cíclicos, a importância de perceber se as mangas absorviam igual força em momentos de carga ou descarga, era fundamental e com o auxílio das curvas força-deslocamento foi possível observar o efeito anteriormente descrito.

A análise comparativa dos resultados relativos à dissipação de energia traduz-se apenas numa comparação entre valores de energia associados a deslocamentos acumulados, em cada ensaio. Assim dispõe-se na Tabela 5.2, valores de energia para serem comparados. Estes resultados indicam uma aproximação bastante significativa entre a quantidade de energia total dissipada durante cada ensaio, seja monotónico ou cíclico. Pode notar-se no ensaio WT.40.I.2A que para deslocamentos acumulados iniciais apresenta um crescimento mais baixo que os restantes ensaios cíclicos, mas no final obtém valores superiores de energia dissipada.



Tabela 5.2 – Valores da energia para diferentes deslocamentos acumulados em cada manga.

	<b>Energia (kN.m)</b>				
	<b>d<sub>acu</sub> = 0.01 m</b>	<b>d<sub>acu</sub> = 0.02 m</b>	<b>d<sub>acu</sub> = 0.05 m</b>	<b>d<sub>acu</sub> = 0.10 m</b>	<b>d<sub>acu</sub> = 0.20 m</b>
<b>WT.40.I.1A</b>	0.35	0.96	---	---	---
<b>WT.40.I.2D</b>	0.51	1.05	---	---	---
<b>WT.40.I.1C</b>	---	---	0.71	1.07	1.70
<b>WT.40.I.1D</b>	---	---	0.60	1.06	1.73
<b>WT.40.I.2A</b>	---	---	0.36	0.98	2.04
<b>WT.40.I.2B</b>	---	---	0.30	0.62	1.23
<b>WT.40.I.2C</b>	---	---	0.52	0.85	1.44

Perante os resultados da degradação de resistência, é possível concluir que independentemente dos valores de rotura serem diferentes, o decaimento da resistência a partir desse ponto é muito equivalente na maioria dos ensaios. Para a degradação da rigidez foi visível a degradação significativa na situação pós-pico, mantendo-se relativamente constante em pré-pico, em todos os ensaios.

## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

O facto dos edifícios Pombalinos e Gaioleiros terem problemas ao nível das ligações leva ao estudo de uma resolução para esse problema, para que este possa responder da maneira mais eficaz perante um sismo, minimizando o dano ou prevenindo o colapso e assim manter-se seguro. Ao longo do presente trabalho procedeu-se ao estudo do comportamento sísmico de ligações parede-frontal reforçadas, de modo a caracterizar o tipo de reforço para, em trabalhos futuros, constituir informação possível para o seu dimensionamento. Desenvolveu-se uma componente essencialmente experimental, dividida em duas fases: caracterização de materiais e estudo da ligação parede-frontal.

Na caracterização dos materiais permitiu analisar vários constituintes dos ensaios principais, como a argamassa, a pedra e os varões de aço e ainda prismas de alvenaria. Foi possível concluir que o efeito da idade foi um fator que influenciou a resistência das argamassas e que para uma melhor comparação entre as argamassas das paredes ensaiadas e as argamassas *in situ* seria necessário obter mais amostras das últimas. No que diz respeito aos prismas concluiu-se que durante os ensaios de compressão, estes foram condicionados totalmente pela argamassa, pela proximidade dos valores de resistência à compressão, sendo um fator conclusivo para o que poderia acontecer nas paredes de ensaio.

No que diz respeito aos ensaios da ligação parede-frontal, numa primeira análise dos resultados, pode verificar-se que as forças de arrancamento são superiores nos ensaios da base da parede, isto porque as condições de fronteira nesta situação são mais rígidas acabando por influenciar os resultados das mangas inferiores. No entanto pode-se afirmar que a variação de força nos ensaios inferiores é muito pequena e o mesmo acontece para os ensaios superiores, como é possível concluir pela Tabela 5.1.

Foi ainda possível avaliar diferentes modos de rotura expectáveis. Posto isto, o modo de rotura mais frequente assumiu-se como a rotura da alvenaria envolvente, caracterizada pela formação de um cone de corte ou punçoamento. Uma forma de evitar que seja a parede a entrar em rotura seria a adoção de diâmetros inferiores para os varões das mangas, para que, numa situação de sismo, se forme primeiro um mecanismo no reforço da ligação e não chegue a danificar a parede do edifício.

A aplicação dos extensómetros ao longo das ancoragens permitiu determinar a distribuição da força para cada uma das mangas de cada par e analisar o comportamento individual, que não é possível verificar durante a execução do ensaio. Para um bom funcionamento conjunto das mangas era expectável uma distribuição simétrica da força, mas seria muito difícil devido a fatores externos como a composição das paredes, disposição das mangas ou excentricidades. Por isso, as paredes WT.40.I.1A, WT.40.I.2D e WT.40.I.2C foram exemplos de um bom funcionamento conjunto das mangas, apresentando uma distribuição razoável, cerca de 60%-40% para as respetivas mangas. Nos ensaios cíclicos, a importância de perceber se as mangas absorviam igual força em momentos de carga ou descarga era fundamental e com o auxílio das curvas força-deslocamento foi possível observar o efeito anteriormente descrito.

A quantificação da energia dissipada permite elucidar como se dá o trabalho conjunto entre todos os elementos. Os resultados apresentaram uma aproximação bastante significativa entre a quantidade de energia total dissipada durante cada ensaio. A diferença de como a dissipação de energia de cada ensaio evoluiu expressou-se na Tabela 5.2 e para cada deslocamento acumulado existe um coeficiente de variação aproximado de 20%, que se pode considerar uma distribuição bastante aceitável. Em suma, a análise da energia total dissipada associa-se à formação de mecanismo de punçoamento na parede de alvenaria que é a responsável por uma grande parte da energia libertada.

Perante os resultados da degradação de resistência é possível concluir que independentemente dos valores de rotura serem diferentes, o decaimento da resistência a partir desse ponto é semelhante na maioria dos ensaios. Para a degradação da rigidez foi visível a degradação significativa na situação pós-pico, mantendo-se constante em pré-pico, em todos os ensaios.

Este trabalho acrescenta informações experimentais importantes sobre a conexão parede-frontal, permitindo uma melhor compreensão do assunto e cria uma base para o desenvolvimento futuro de métodos numéricos.

Embora os objetivos tenham sido alcançados ao longo deste trabalho, a continuação do estudo deste tipo de ligações pode e deve ser mais aprofundado e melhorado. Assim podem ser destacados, para futuros planos de investigação, alguns pontos fundamentais deste tipo de ligação.

Neste trabalho foram apenas estudadas paredes com uma determinada espessura, 40 mm, mas deverão ser testadas diferentes espessuras. Outro aspeto importante reside na incorporação de parte de um frontal no sistema de ensaio (peça de madeira, cantoneiras metálicas que fazem a ligação da madeira às mangas) e perceber a hierarquia de resistência de todos os componentes intervenientes. Por último, é fundamental o desenvolvimento de recomendações de projeto no sentido de fixar quais os elementos da ligação que devem ceder perante uma situação de sismo, uma vez que o dano não deverá estar localizado na parede.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALGERI, C., POVERELLO, E., PLIZZARI, G. & GIURIANI, E., 2010. *Experimental Study on the Injected Anchors Behaviour on Historical Masonry*. Advanced Materials Research, Volume 133-134, pp. 423-428.

APPLETON, J. G., 2005. *Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros" - Um quarteirão em Lisboa*. 1ª ed. Lisboa: EDIÇÕES ORION.

APPLETON, J. G., 2008. *Módulos do Curso Projectos de Reabilitação de Edifícios Pombalinos*. Lisboa: Appleton Square.

APPLETON, J. G. & DOMINGOS, I., 2009. *Biografia de um Pombalino - Um caso de reabilitação na Baixa de Lisboa*. 1ª ed. Lisboa: EDIÇÕES ORION.

BRANCO, M. E. M., 2007. *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria – Aplicação a edifícios "Gaioleiros"*. Lisboa: Mestrado, UTL/IST.

CANDEIAS, P. J. D. O. X., 2008. *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Guimarães: Tese de Doutoramento, Universidade do Minho/LNEC.

CARDOSO, R., 2002. *Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício Pombalino*. Lisboa: Mestrado, UTL/IST.

Cintec®, *Cintec's Reinforcing Anchoring System* – <http://www.cintec.com/worldwide/home.php> – sítio consultado em 2012-01-06.

CÓIAS, V., 2007. *Reabilitação estrutural de edifícios antigos*. 2ª ed.: ARGUMENTUM/GECORPA.

EN 1015-11, 1999. *Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar*.

EN 1052-1, 1999. *Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength.*

EN 10002-1, 1990. *Tensile testing of metallic materials - Part 1: Method of test at ambient temperature.*

FAIRHURST, C. E. & HUDSON, J. A., 1999. *Draft ISRM suggested method for the complete stress-strain.* International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 36, pp. 279-289.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, NATIONAL INSTITUTE OF BUILDINGS SCIENCES, 2003. *Multi-hazard Loss Estimation Methodology – Earthquake Model – HAZUS-MH – MRI – Advanced engineering – Building module – Technical and user’s manual*, EUA.

GRÜNTAL, G., 1998. *European Macroseismic Scale 1998.* Luxemburgo: Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15.

HAMDAN, A. & JAEGER, W., 2011. *Experimental Investigation of Grouted Anchors in Natural Stone Masonry Walls under Static and Cyclic Loading.* New Zealand.

MAGENES, G., 2006. *Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint.* Geneva, Switzerland: First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Paper Number: Keynote Address K9.

MOREIRA, S. M. T., 2011. *Seismic behaviour of masonry and timber structural connections in ‘Pombalino’ and ‘Gaioleiro’ buildings.* Guimarães: Plano de tese no âmbito do Programa Doutoral em Engenharia Civil, Universidade do Minho.

MORET RODRIGUES, A., s.d. Slides: *Sistemas e Comportamentos estruturais de edifícios Antigos – Licenciatura em Arquitetura*, UTL/IST;

PAULAY, T. & PRIESTLEY, M. J. N., 1992. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.* Wiley-Interscience.

PENA, A. F., 2008. *Análise do comportamento sísmico de um edifício Pombalino.* Lisboa: Mestrado, UTL/IST.

PINHO, F., 2000. *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. Vol. 8 ed. Lisboa: Coleção Edifícios.

RAMOS, L. F. & LOURENÇO, P. B., 2000. *Análise das Técnicas de Construção Pombalina e Apreciação do Estado de Conservação Estrutural do Quarteirão do Martinho da Arcada*. Guimarães: pp. 35-46.

RAMOS, L. F., & LOURENÇO, P. B. (2004). Modelling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon. *Engineering Structures*, 26, 1295-1310.

ROQUE, J. C. A., 2009. *Metodologia Integrada para Avaliação e Mitigação da Vulnerabilidade Sísmica das Construções Históricas em Alvenaria: A Igreja dos Jerónimos como Caso de Estudo*. Guimarães: Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.

SILVA, V. C. e, LOURENÇO, P. B., RAMOS, L. F. & MESQUITA, C. G., 2001. *Accounting for the "block effect" in structural interventions in Lisbon's old "Pombaline" downtown buildings*. Guimarães: Paper presented at the Proceedings of the 3rd International Seminar on Historical Constructions, pp. 943-952.

SOUSA, M. L., 2006. *Risco sísmico em Portugal Continental*. Lisboa: Tese de Doutoramento, UTL/IST.

TOMAŽEVIČ, M., 1999. *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Series on Innovation in Structures and Construction – Vol. 1, Series Editors: A. S. Elnashai & P. J. Dowling, ISBN: 1860940668.

VASCONCELOS, G., 2005. *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*, Guimarães: Tese de Doutoramento, Universidade do Minho.

VIRDI, K. S. & RASHKOFF, R. D., 2008. <http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/Repairstrengthening/RSStoneMasonry.htm> - sítio consultado em 2008-04-16.





**ANEXOS**

## Anexo A – Características das paredes

Tabela A.1 – Características das paredes ensaiadas.

Tipo de provete	Parede			Tipo de ligação	Inclinação do reforço	Diâmetro dos varões	Elementos ensaiados	Nº de mangas por parede	Nº de ensaios	Nº de frechais	Nrº de vigas	
	Tipo de Parede	Dimensões (m)										
		Esp.	Alt.									Larg.
<b>WT.40.I.1</b>	Retang.	0.4	1.6	2	Parede/Frontal	0°	φ16	Reforço	8	4	0	0
<b>WT.40.I.2</b>	Retang.	0.4	1.6	2	Parede/Frontal	0°	φ20	Reforço	8	4	0	0
<b>Total</b>									8	0	0	0