

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não estaria completo sem que agradecesse profundamente a todos aqueles que, directa ou indirectamente, contribuíram para a realização do mesmo.

Assim, gostaria de, em particular, agradecer e expressar o meu devido reconhecimento:

- Ao Prof. Daniel Oliveira, pela disponibilidade e orientação no trabalho realizado;
- A toda a equipa técnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, nomeadamente ao António Matos, José Vilarinho, Marco Jorge, Carlos Jesus, Carlos Palha, Fernando Pokee e José Gonçalves, pela disponibilidade e pelo apoio demonstrado na realização dos ensaios experimentais, para além do companheirismo e amizade.
- A todos os companheiros com quem trabalhei no Laboratório, nomeadamente o Arq. João Pequeno e o Eng. Vladimir Haach, com que tive discussões importantes, com as quais me transmitiram a sua maior experiência;
- Aos meus colegas e amigos do gabinete, Eng. Nuno Mendes, Eng. José Cunha e Eng. Ivo Seara, pelo apoio demonstrado;
- Aos Profs. Aníbal Costa e Humberto Varum e ao Eng. Henrique Pereira, da Universidade de Aveiro, pela cedência de adobes e pela ajuda prestada na campanha experimental que envolveu ensaios de fluência em provetes de alvenaria de adobe, nomeadamente na construção dos provetes de alvenaria de adobe e dos ensaios de compressão dos provetes de adobe;
- À Cerâmica Condestável pelo metacaulino facultado e ao Prof. Said Jalali, da Universidade do Minho, pela disponibilidade e aconselhamento na decisão da composição da argamassa adoptada na construção dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico.
- À empresa Mapei, na pessoa do Eng. Nelson Moreira, pela disponibilização e cedência dos materiais utilizados no reforço das paredes de três panos (calda de injeção e varões de GFRP);
- Ao Eng. Fernando Cartaxo, da empresa Fradical, pela disponibilização dos materiais utilizados para elaboração da argamassa das paredes de três panos (cal hidratada, metacaulino e secante pozolânico);

- Ao Eng. Filipe Ferreira, da empresa Augusto de Oliveira Ferreira & Ca Lda., pela disponibilização de uma equipa de pedreiros profissionais para a construção das paredes de três panos;
- À FCT, pelo apoio financeiro concedido através do projecto POCI/ECM/58987/2004;
- E finalmente, a minha Família e amigos, pelo grande apoio demonstrado, sem o qual, não teria atingido os objectivos propostos.

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE ALVENARIA: REFORÇO E EFEITOS DIFERIDOS

RESUMO

O trabalho aqui apresentado é essencialmente de cariz experimental, tendo sido desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, no qual foram executadas duas campanhas experimentais, abordando o tema da preservação, requalificação e reforço do Património construído.

A primeira campanha experimental incidiu sobre o comportamento e reforço estrutural de paredes de alvenaria de pedra de três panos, sob compressão, enquanto que a segunda incidiu no estudo dos efeitos diferidos, em alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe, sob elevadas cargas de compressão.

Este trabalho surgiu da necessidade de aprofundar o conhecimento sobre o comportamento de paredes de alvenaria de três panos e sobretudo, da necessidade de se conhecerem os efeitos de técnicas de reforço aplicadas. Por outro lado, os recentes colapsos ocorridos em edifícios de alvenaria famosos e de grande valor patrimonial (como foi o caso da Torre Cívica de Pavia, em Itália), devido ao dano provocado por efeitos diferidos, sobretudo fenómenos de fluência sob cargas de compressão elevadas, revelam a necessidade de estudar este fenómeno em alvenaria antiga.

Na campanha experimental das paredes de alvenaria de pedra de três panos, foram realizados ensaios de compressão uniaxial em paredes de alvenaria de pedra de três panos, representativas de estruturas de alvenaria antigas. Foram ensaiadas paredes não reforçadas e reforçadas com pregagens transversais, injeção de uma calda comercial à base de cal e com a combinação destas duas técnicas. Estes ensaios permitiram avaliar os mecanismos associados ao colapso, sob acções de compressão, e permitiram identificar as alterações introduzidas pelo reforço ao nível do comportamento mecânico.

No caso da campanha da fluência, foram realizados ensaios de fluência acelerada e a longo prazo, em provetes representativos de estruturas antigas de alvenaria de tijolo e alvenaria de adobe. Estes ensaios permitiram, entre outros aspectos, discutir as limitações dos ensaios de fluência acelerada e observar a influência do nível de tensão no comportamento diferido da alvenaria em questão.

EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF ANCIENT MASONRY: STRENGTHENING AND LONG-TERM EFFECTS

ABSTRACT

The work presented here is essentially experimental and it was developed at the Civil Engineering Laboratory of University of Minho, where two experimental campaigns were carried out, addressing the theme of preservation, requalification and strengthening of the built Heritage.

The first experimental campaign was focused in the behavior and strengthening of three-leaf stone masonry walls, under compression, while the second one was focused in the study of long-term effects, in clay brick and adobe masonry, under high sustained loads.

This work comes up from the need to gain a deep knowledge about the behavior of three-leaf masonry walls and the effects of strengthening techniques applied to them. Moreover, recent collapses of famous and of great heritage value masonry buildings (as it was the case of the collapse of the Civic Tower of Pavia, in Italy), due to damage caused by long-term effects, especially creep phenomena under high sustained loads, shows the need to study this phenomenon in ancient masonry.

In the three-leaf stone masonry walls experimental campaign, uniaxial compressive tests on newly built three-leaf masonry walls were performed, representative of ancient masonry structures. Unstrengthened and strengthened walls with transversal tying, injection of a commercial lime based grout and with combination of these two techniques were tested. These tests helped to evaluate the mechanisms associated to the collapse, under compressive load, and to identify the changes in their mechanical behavior caused by the strengthening.

In the case of the creep campaign, short-term and long-term creep tests were performed on representative ancient structures of clay brick and adobe masonry. These tests allowed to discuss the limitations of short-term creep tests and to observe the influence of the stress level in the long-term behavior of the masonry, among other features.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice Geral.....	ix
Índice de Tabelas.....	xiii
Índice de Figuras	xv
Capítulo 1 Introdução	1
1.1 Contexto.....	1
1.2 Objectivos	3
1.3 Estrutura do trabalho.....	4
Capítulo 2 Alvenaria antiga: patologias estruturais e reforço.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Principais patologias	8
2.3 Principais técnicas de intervenção estrutural	15
2.3.1 Generalidades	15
2.3.2 Injecção.....	18
2.3.3 Pregagens.....	25
2.3.4 Pré-esforço.....	31
2.3.5 Refechamento das juntas	33
2.4 Exemplo de erros de intervenções estruturais em estruturas de alvenaria antigas (caso Italiano)	37
Capítulo 3 Caracterização dos materiais da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos.....	41
3.1 Introdução	41
3.2 Caracterização experimental do granito à compressão uniaxial.....	43
3.2.1 Generalidades	43
3.2.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	44

3.2.3	Resultados.....	45
3.2.4	Resultados.....	45
3.3	Caracterização experimental da argamassa à compressão uniaxial.....	49
3.3.1	Generalidades	49
3.3.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	52
3.3.3	Resultados.....	53
3.4	Caracterização experimental dos materiais de reforço.....	58
3.4.1	Generalidades	58
3.4.2	Descrição dos provetes e procedimento de ensaio dos ensaios de compressão e tracção ..	65
3.4.3	Resultados.....	68
3.5	Caracterização dos panos externo e interno simples e injectado à compressão uniaxial	73
3.5.1	Generalidades	73
3.5.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	75
3.5.3	Resultados.....	79
3.6	Considerações finais	83
Capítulo 4 Caracterização experimental dos materiais da campanha experimental dos ensaios de fluência.....		85
4.1	Introdução	85
4.2	Caracterização experimental do tijolo cerâmico à compressão.....	85
4.2.1	Generalidades	85
4.2.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	92
4.2.3	Resultados.....	94
4.3	Caracterização experimental da argamassa da alvenaria de tijolo cerâmico à compressão	99
4.3.1	Generalidades	99
4.3.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	103
4.3.3	Resultados.....	105
4.4	Caracterização experimental do Adobe à compressão	106
4.4.1	Generalidades	106
4.4.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	111
4.4.3	Resultados.....	111
4.5	Caracterização experimental da argamassa da alvenaria de adobe à compressão	112

4.5.1	Generalidades	112
4.5.2	Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial	114
4.5.3	Resultados.....	115
4.6	Considerações finais	116
Capítulo 5 Ensaio experimental das paredes de alvenaria de pedra de três panos		119
5.1	Introdução	119
5.2	Geometria e tipologia da secção transversal das paredes.....	120
5.3	Construção das paredes.....	125
5.4	Reforço das paredes	127
5.4.1	Programa de reforço das paredes	127
5.4.2	Paredes reforçadas com pregagens transversais.....	128
5.4.3	Paredes reforçadas com injeção	131
5.4.4	Parede reforçada com pregagens transversais e injeção.....	135
5.5	Esquema e procedimento de ensaio	136
5.6	Resultados.....	139
5.6.1	Paredes não reforçadas	139
5.6.2	Paredes reforçadas com pregagens transversais.....	147
5.6.3	Paredes reforçadas com injeção	153
5.6.4	Paredes reforçadas com combinação de pregagens transversais e injeção.....	160
5.7	Comparação com outros trabalhos semelhantes.....	165
5.8	Estimativa simplificada da resistência à compressão.....	169
5.9	Considerações finais	171
Capítulo 6 Ensaio de fluência em alvenaria de tijolo cerâmico e alvenaria de adobe.....		175
6.1	Introdução	175
6.2	Provetes.....	179
6.3	Ensaio de compressão uniaxial.....	181
6.3.1	Esquema e procedimento de ensaio	181
6.3.2	Resultados.....	183
6.4	Ensaio de fluência acelerada	187
6.4.1	Esquema e procedimento de ensaio	187

6.4.2	Resultados.....	190
6.5	Ensaio de fluência a longo prazo.....	196
6.5.1	Esquema e procedimento de ensaio.....	196
6.5.2	Resultados.....	197
6.6	Discussão dos resultados.....	200
6.7	Considerações finais.....	205
Capítulo 7 Conclusões.....		207
7.1	Considerações finais.....	207
7.2	Trabalhos futuros.....	210
Referências.....		213
Anexos.....		221
Anexo A – Tabelas.....		222
A.1	Resultados de ensaios de compressão em argamassas.....	222
A.2	Dimensões das paredes de alvenaria de três panos.....	223
A.3	Instrumentação das paredes de alvenaria de três panos.....	223
Anexo B – Gráficos.....		225
B.1	Curvas granulométricas.....	225
B.2	Curvas tensão - extensão dos ensaios de compressão dos provetes de tijolo cerâmico.....	226
B.3	Evolução do afastamento dos panos externos das paredes de três panos.....	228
B.4	Monitorização das condições ambiente da câmara climática.....	231
B.5	Ensaio de fluência a longo prazo.....	232
Anexo C – Fotos.....		233
C.1	Padrão de fendilhação das paredes de alvenaria de pedra de três panos.....	233

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de granito.....	46
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de granito obtidos por Vasconcelos (2005).....	48
Tabela 3.3 – Diferentes composições testadas no estudo de composição.	53
Tabela 3.4 – Requisitos de uma calda de injeção para injeção de alvenaria antiga (adaptado de Luso et al. 2007).	63
Tabela 3.5 – Propriedades da mistura e calda de injeção (dados fornecidos pelo fabricante).	64
Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de calda de injeção.....	68
Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de tração directa em provetes de calda de injeção.	69
Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano externo.....	79
Tabela 3.9 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano interno simples.	80
Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano interno injectado.	82
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de tijolo cerâmico na direcção vertical (VCB) e horizontal (HCB).	95
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de argamassa.....	105
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de adobe.....	112
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de argamassa de terra.....	116
Tabela 5.1 – Geometria das paredes de alvenaria de três panos estudadas por outros autores.....	124
Tabela 5.2 – Número de fiadas de pedra por cada uma das paredes de alvenaria construídas.	124
Tabela 5.3 – Técnicas de reforço aplicadas às paredes de alvenaria de três panos.....	128
Tabela 5.4 – Consumo médio do volume de calda de injeção por volume de parede e percentagem média de vazios do pano interno de outros trabalhos experimentais.	135
Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios compressão uniaxial das paredes não reforçadas.	140
Tabela 5.6 – Resumo dos resultados dos ensaios realizados nas paredes reforçadas com pregagens transversais.....	147
Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios realizados nas paredes reforçadas com injeção.	154
Tabela 5.8 – Resultados do ensaio realizado na parede reforçada com pregagens transversais e injeção.	161
Tabela 5.9 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Vintzileou et. al. (1995).	166

Tabela 5.10 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Valluzzi et al. (2001).....	167
Tabela 5.11 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Toumbakari (2002).....	168
Tabela 5.12 – Estimativa da resistência à compressão das paredes de três panos.	170
Tabela 6.1 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 28 dias de idade.	183
Tabela 6.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 90 dias de idade.	184
Tabela 6.3 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 180 dias de idade.	184
Tabela 6.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de adobe com 100 dias de idade.....	186
Tabela 6.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 90 dias de idade.	190
Tabela 6.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada dos prismas de alvenaria de adobe.	193
Tabela 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência a longo prazo dos prismas de alvenaria de tijolo.	198
Tabela A.1 – Valores médios da resistência à compressão e respectivos coeficientes de variação (entre parêntesis) das composições de argamassa testadas no estudo de composição (ver Tabela 3.3 para o significado das designações das composições).....	222
Tabela A.2 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa, recolhidos da argamassa utilizada na construção dos prismas de alvenaria de tijolo.	222
Tabela A.3 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa, recolhidos da argamassa utilizada na construção dos prismas de alvenaria de adobe.	223
Tabela A.4 – Geometria das paredes de alvenaria de três panos.	223
Tabela A.5 – Número de juntas envolvidas nas medições dos deslocamentos axiais e horizontais das paredes de três panos (ver Figura 5.13).....	223
Tabela A.6 – Campo e precisão dos transdutores utilizados nos ensaios das paredes de três panos.	224

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Efeito recíproco entre os panos de uma parede de alvenaria de três panos com um pano interno de fracas características mecânicas, sob compressão (Valluzzi, 2000).....	9
Figura 2.2 – Instabilização do pano externo das paredes de pedra de múltiplos panos devido a uma fraca ligação transversal (Binda, 2006).....	11
Figura 2.3 – Mecanismos de colapso associados à falta de ligação entre os elementos de estruturas em alvenaria devido à acção sísmica (Giuffrè, 1993).	12
Figura 2.4 – Micro-fendilhação em paredes de alvenaria antiga devido a fenómenos de fluência: (a) Micro-fendilhação de numa parede da entrada da Torre de Monza (Binda et al., 2002); (b) Fendilhação de um pilar da Catedral de Noto após ser removido o reboco (Binda et al., 2002).	13
Figura 2.5 – Alguns exemplos de estruturas de alvenaria antigas importantes e famosas que colapsaram devido a problemas de fluência: (a) Colapso parcial da Catedral de Noto (Pina-Henriques, 2005); (b) Torre Cívica de Pavia (Pina-Henriques, 2005).....	14
Figura 2.6 – Procedimentos para avaliação da adequabilidade da injeção segundo Binda (2006).	21
Figura 2.7 – Aspectos da injeção sob pressão (Roque, 2002 adaptado de Valluzzi, 2000): (a) efeitos de pressões de injeção inadequadas; (b) distribuição dos furos de injeção	23
Figura 2.8 – Pregagens de paredes de alvenaria antiga (Hill et al., 1995): (a) execução dos furos; (b) selagem da pregagem através da injeção.....	25
Figura 2.9 – Exemplos de aplicação de pregagens generalizadas em elementos estruturais de alvenaria (Roque, 2002): (a) e (b) arco de uma ponte; (c) reforço de paredes-mestras.	26
Figura 2.10 – Exemplos de aplicação de pregagens com direcções cruzadas para o reforço de ligações entre paredes (Meli, 1998).	27
Figura 2.11 – Exemplos de aplicação de pregagens com direcções ortogonais para o reforço de ligações entre paredes (Giuffrè, 1993).	27
Figura 2.12 – Aplicação de pregagens transversais a uma parede (Piccirilli, 1996).....	28
Figura 2.13 – Tipos de gatos metálicos mais usados em pregagens transversais (Roque, 2002): (a) gato remendo; (b) gato 180°; (c) gato recto; (d) gato 90°; (e) gato prisão.....	29
Figura 2.14 – Sistema de ancoragem de anilha e porca de uma pregagem (Piccirilli, 1996).	29
Figura 2.15 – Alguns exemplos de ancoragens de paredes de alvenaria (Giuffrè, 1993).....	30
Figura 2.16 – Pré-esforço interno utilizado na compensação do efeito do impulso de arcos em paredes de alvenaria (Roque, 2002).	32
Figura 2.17 – Solução de pré-esforço para absorção de impulsos de arcos (Roque, 2002).....	33

Figura 2.18 – Refechamento das juntas da torre da Igreja de Jevington (Reino Unido) com uma argamassa de cal (<i>in</i> http://www.jevingtonchurch.co.uk).....	34
Figura 2.19 – Refechamento das juntas com armadura (Valluzzi et al., 2005): (a) parede de um pano; (b) parede de três panos; (c) Parede de múltiplos panos com pano resistente exterior.	35
Figura 2.20 – Efeito do reforço com vigas de betão armado no comportamento de estruturas de alvenaria com paredes de panos múltiplos (Binda, 2006): (a) efeito da excentricidade das cargas verticais; (b) efeito do impulso de pavimento de betão armados nas paredes.....	39
Figura 2.21 - Dificuldades na aplicação da técnica de encamisamento.....	40
Figura 3.1 – Mondim de Basto.....	44
Figura 3.2 – Ensaio dos provetes de granito: (a) disposição dos extensómetros; (b) esquema de ensaio...	45
Figura 3.3 – Curvas tensão axial - extensão axial e tensão axial - extensão circunferencial do provete P4.	46
Figura 3.4 – Variação do coeficiente de Poisson com a tensão axial normalizada.....	48
Figura 3.5 – Padrão de fendilhação na rotura dos provetes de granito.....	48
Figura 3.6 – Rotura típica de um provete de argamassa.....	55
Figura 3.7 – Resistência média à compressão em função da composição: (a) 90; (b) 28; (c) e 90 dias.....	55
Figura 3.8 – Resistência média à compressão em função do tempo: (a) ligante I; (b) ligante II; (c) ligante III; (d) ligante IV; (e) ligante V.....	56
Figura 3.9 – Rotura pela zona de amarração de um varão de GFRP ensaiado à tracção.....	60
Figura 3.10 – Esquema dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de calda de injeção.....	66
Figura 3.11 – Ensaios de tracção em provetes de calda de injeção: (a) prensa universal servo-controlada (CS7400S); (b) colagem dos pratos da base e do topo no provete; (c) geometria do provete após redução da secção a meia altura.....	67
Figura 3.12 – Rotura de um provete de calda de injeção ensaiado à tracção directa: (a) superfície de rotura; (b) fenda de tracção.....	73
Figura 3.13 – Provetes dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) provetes de pano externo; (b) provetes de pano interno simples; (c) provetes de pano interno injectado.....	77
Figura 3.14 – Esquemas de ensaio dos provetes dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) pano externo; (b) pano interno simples; (c) pano interno injectado.....	78
Figura 3.15 – Padrões de fendilhação típicos da rotura dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) pano externo; (b) pano interno simples; (c) pano interno injectado.....	82
Figura 4.1 – Expansão devida à humidade em tijolos cerâmicos (BIA, 1991).....	89
Figura 4.2 – Tijolos cerâmicos utilizados na construção dos prismas de alvenaria ensaiados à fluência: (a) aspecto geral; (b) agregados de grande dimensão presentes nos tijolos.....	91
Figura 4.3 – Provetes de tijolo cerâmico ensaiados à compressão uniaxial: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.....	93

Figura 4.4 – Esquema de ensaio dos provetes de tijolo: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.	94
Figura 4.5 – Curvas tensão axial - extensão axial dos provetes de tijolo ensaiados: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.	96
Figura 4.6 – Envolvente das curvas tensão axial - extensão axial dos provetes de tijolo ensaiados: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.	97
Figura 4.7 – Modo de rotura dos provetes de tijolo ensaiados à compressão uniaxial: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.	98
Figura 4.8 – Câmara climática Fitoclima 28000 EDTU.	104
Figura 5.1 – Secções transversais de paredes de alvenaria de pedra antigas (Roque, 2002): (a) parede simples; (b) parede de dois panos sem ligação; (c) parede de dois panos com ligação; (d) parede de três panos.	122
Figura 5.2 – Geometria das paredes de alvenaria três panos.	123
Figura 5.3 – Moldes de madeira utilizados na construção das paredes de alvenaria de três panos.	125
Figura 5.4 – Esquema de transporte das paredes de alvenaria de três panos: (a) desenhos das chapas; (b) esquema de transporte montado na parede.	126
Figura 5.5 – Construção de uma parede de alvenaria de três panos: (a) execução da primeira fiada; (b) execução de uma camada de cascalho do pano interno; (c) execução de uma camada de argamassa do pano interno.	127
Figura 5.6 – Posição de referência dos varões das pregagens transversais.	129
Figura 5.7 – Reforço das paredes de alvenaria de três panos com pregagens transversais: (a) execução dos furos para aplicação dos varões de GFRP; (b) pormenor da selagem do furo, do lado da injeção (tubo de injeção mais tubo de purga de ar); (c) pormenor da selagem do furo, do lado oposto ao da injeção (apenas um tubo de purga de ar); (d) injeção localizada por gravidade.	130
Figura 5.8 – Escorrimento de calda de injeção através da face transversal de uma parede reforçada com pregagens transversais.	131
Figura 5.9 – Reforço das paredes de alvenaria de três panos com injeção: (a) pormenor dos tubos de injeção; (b) selagem das faces transversais com espuma de poliuretano; (c) dispositivo de injeção por pressão (“ <i>pressure pot</i> ”).	132
Figura 5.10 – Injeção das paredes de alvenaria de três panos: (a) selagem de uma fenda do paramento de um dos panos externos com papel de jornal; (b) injeção por um dos tubos de injeção; (c) selagem de um tubo de injeção.	135
Figura 5.11 – Pórtico utilizado nos ensaios das paredes de alvenaria de três panos.	136
Figura 5.12 – Rectificação da face de topo das paredes: (a) argamassa auto-nivelante colocada no topo da parede; (b) ajuste da argamassa ao prato do topo.	137
Figura 5.13 – Instrumentação das paredes de alvenaria de três panos.	138
Figura 5.14 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes não reforçadas.	142

Figura 5.15 – Paredes não reforçadas: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.	142
Figura 5.16 – Representação esquemática do mecanismo de rotura típico de uma parede de alvenaria de três panos.....	143
Figura 5.17 – Separação dos panos externos da parede 3W1 visualizada através da curva tensão axial – extensão axial e do parâmetro λ	143
Figura 5.18 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W1: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.....	145
Figura 5.19 – Parede 3W1 no final do ensaio: a) separação dos panos externos; b) vazios do pano interno.	146
Figura 5.20 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W1.	146
Figura 5.21 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com pregagens transversais.	149
Figura 5.22 – Paredes reforçadas com pregagens transversais: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.....	150
Figura 5.23 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 2W4: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.....	151
Figura 5.24 – Mecanismos de colapso localizados das paredes reforçadas com pregagens transversais: fissuração e destacamento de pedras do pano externo.	152
Figura 5.25 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W4.	152
Figura 5.26 – Aspecto do pano interno das paredes reforçadas com pregagens transversais: (a) pano interno da parede 2W2; (b) pormenor de uma pregagem da parede 2W4.	153
Figura 5.27 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com injeção.	155
Figura 5.28 – Zona não injectada do pano interno da parede 3W3.	155
Figura 5.29 – Paredes reforçadas com injeção: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.	156
Figura 5.30 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W3: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.....	158
Figura 5.31 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W2.	159
Figura 5.32 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W3.	159
Figura 5.33 – Parede 2W2 o final do ensaio: (a) destacamento de parte do pano externo; (b) aspecto do pano interno injectado.	160
Figura 5.34 – Curva tensão axial – extensão axial da parede reforçada com pregagens transversais e injeção simultaneamente.	162
Figura 5.35 – Parede reforçada com pregagens transversais e injeção: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.	162
Figura 5.36 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W4: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.....	163

Figura 5.37 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W4.	164
Figura 5.38 – Pano interno da parede 3W4: (a) vista geral; (b) pormenor da ligação da pregagem ao pano interno.	165
Figura 6.1 – Alguns exemplos de construções de adobe no distrito de Aveiro.	179
Figura 6.2 – Provetes de alvenaria ensaiados na campanha experimental dos ensaios de fluência: (a) provetes de alvenaria de tijolo; (b) provetes de alvenaria de adobe.	181
Figura 6.3 – Esquemas de medição dos deslocamentos dos ensaios de compressão uniaxial: (a) esquema de medição externo; (b) esquema de medição interno dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (c) esquema de medição interno dos provetes de alvenaria de adobe.	182
Figura 6.4 – Curvas tensão axial – extensão dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, obtidas dos ensaios de compressão uniaxial: (a) 28 dias; (b) 90 dias; (c) 180 dias.	185
Figura 6.5 – Curvas tensão axial – extensão axial dos prismas de alvenaria de adobe.	186
Figura 6.6 – Padrão de fendilhação típico dos ensaios de compressão uniaxial monotónicos: (a) provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) provetes de alvenaria de adobe.	187
Figura 6.7 – Ensaios de fluência: (a) bastidores dos ensaios; (b) esquema de ensaio; (c) extensómetro amovível e marcas para medição dos deslocamentos.	188
Figura 6.8 – História de carregamento dos ensaios de fluência acelerada: (a) provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) provetes de alvenaria de adobe.	189
Figura 6.9 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) provetes STCP1 e STCP2; (b) provetes STCP3 e STCP4; (c) provetes STCP5 e STCP6.	191
Figura 6.10 – Diferença ente as extensões das faces do prisma STCP6.	192
Figura 6.11 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe: (a) provetes STCAP1 e STCAP2; (b) provetes STCAP3 e STCAP4.	193
Figura 6.12 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma STCP6: (a) antes do ensaio; (b) 80% da resistência à compressão estimada; (c) colapso (destacamento de material a sombreado). .	194
Figura 6.13 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma STCAP4: (a) antes do ensaio; (b) 100% da resistência à compressão estimada; (c) colapso.	195
Figura 6.14 – História de carregamento dos ensaios de fluência a longo prazo.	197
Figura 6.15 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência a longo prazo.	198
Figura 6.16 – Evolução da extensão dos provetes de controlo.	199
Figura 6.17 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma LTCP4: (a) antes do ensaio; (b) 80% da resistência à compressão estimada; (c) colapso.	200
Figura 6.18 – Evolução do coeficiente de fluência: (a) ensaios de fluência acelerada em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) ensaios de fluência a longo prazo em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (c) ensaios de fluência acelerada em provetes de alvenaria de adobe. ..	202

Figura 6.19 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.	203
Figura 6.20 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.	203
Figura 6.21 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.	204
Figura 6.22 – Evolução da taxa de fluência dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, para o nível de tensão de 80% de $f_{c,bp}$: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.	205
Figura B.1 – Curva granulométrica da areia.	225
Figura B.2 – Curva granulométrica do metacaulino da Cerâmica Condestável.	225
Figura B.3 – Curvas tensão axial - extensão dos provetes de tijolo cerâmico ensaiados segundo a direcção vertical: (a) provete VCB1; (b) provete VCB2; (c) provete VCB3; (d) provete VCB4; (e) provete VCB5.	226
Figura B.4 – Curvas tensão axial - extensão dos provetes de tijolo cerâmico ensaiados segundo a direcção horizontal: (a) provete HCB1; (b) provete HCB2; (c) provete HCB3; (d) provete HCB4; (e) provete HCB5.	227
Figura B.5 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 1W1.	228
Figura B.6 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 1W2.	228
Figura B.7 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W1.	228
Figura B.8 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W2.	229
Figura B.9 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W3.	229
Figura B.10 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W4.	229
Figura B.11 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W1.	230
Figura B.12 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W2.	230
Figura B.13 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W3.	230
Figura B.14 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W4.	231
Figura B.15 – Evolução da temperatura no interior da câmara climática durante os ensaios de fluência a longo prazo.	231
Figura B.16 – Evolução da humidade relativa no interior da câmara climática durante os ensaios de fluência a longo prazo.	232
Figura B.17 – Evolução da taxa de fluência dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, para o nível de tensão de 60% de $f_{c,bp}$: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.	232
Figura C.1 – Padrão de fendilhação da parede 1W1 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.	233

Figura C.2 – Padrão de fendilhação da parede 1W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	233
Figura C.3 – Padrão de fendilhação da parede 2W1 no final do ensaio: (a) face C; (b) face D.	234
Figura C.4 – Padrão de fendilhação da parede 2W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face D.	234
Figura C.5 – Padrão de fendilhação da parede 2W3 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	234
Figura C.6 – Padrão de fendilhação da parede 2W4 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	235
Figura C.7 – Padrão de fendilhação da parede 3W1 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	235
Figura C.8 – Padrão de fendilhação da parede 3W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	235
Figura C.9 – Padrão de fendilhação da parede 3W3 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.....	236
Figura C.10 – Padrão de fendilhação da parede 3W4 no final do ensaio: (a) face A; (b) face B.	236

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO

A construção em alvenaria teve, e continua a ter, uma elevada importância para o desenvolvimento do Homem. Esta forma de construção teve origem no Homem primitivo, onde estes construía os seus abrigos com o simples amontoar de pedras, estendendo-se até à actualidade, em que são utilizadas unidades moldadas (tijolos e blocos cerâmicos ou de cimento) ou cortadas (unidades de pedra) com geometria regular.

Desde sempre que a elevada utilização da alvenaria, como solução construtiva, está relacionada com o seu baixo custo de manutenção, durabilidade, solidez, abundância de materiais e facilidade na sua obtenção, o que levou à sua disseminação por todo o Mundo.

Uma outra vantagem deste processo construtivo é de ser de fácil e rápida aprendizagem, consistindo na sobreposição de elementos (unidades) com ou sem a presença de argamassa nas juntas, não requerendo mão-de-obra especializada, ao contrário do que ocorre, por exemplo, com as estruturas metálicas ou mistas em que a construção é realizada com uma margem de erro muito mais reduzida, requerendo esta, mão-de-obra bem mais especializada.

Contudo, no final do século XIX e início do século XX, surgiram novos materiais de construção, como o aço, o betão simples e o betão armado, que levaram, praticamente, ao desuso da alvenaria como material estrutural. De facto, o betão através da sua elevada resistência, o seu baixo custo e a sua flexibilidade para criar as mais diversas formas de elementos estruturais, tornou-se no material mais utilizado do século XX. Consequentemente, os outros materiais, que até então eram utilizados, foram negligenciados, pelo que não evoluíram ao mesmo ritmo da construção em betão. A crescente utilização deste material coincidiu com a descoberta da forma de fabrico do cimento de Portland e com a padronização dos materiais para a construção em massa no século XIX (Charola et al., 1998).

Porém, a alvenaria como material estrutural, ressurgiu nos anos 50, principalmente na Europa, com novos materiais, mais resistentes e com melhores características de isolamento, reduzindo o custo final da obra (Maciel, 2007).

Este desenrolar de acontecimentos, como já referido, levou ao esquecimento e desuso das estruturas de alvenaria, que conseqüentemente resultou numa grande lacuna no conhecimento do comportamento das estruturas de alvenaria antigas, criando, praticamente, um “fosso” entre as construções de alvenaria antigas e as modernas.

Actualmente, uma das grandes preocupações das sociedades actuais é a preservação do seu património construído, principalmente as edificações com valor histórico e patrimonial. Grande parte destas edificações é em alvenaria e encontram-se, em muitos casos, em elevado estado de degradação estrutural e abandonadas, tornando a sua reabilitação urgente devido ao seu valor. Trata-se de edifícios que normalmente localizam-se nos centros históricos de muitas cidades Europeias importantes, tendo relevância para o seu turismo e, sobretudo, para a sua História e identidade cultural. Mas, devido à falta de conhecimento do comportamento estrutural e material destas estruturas em alvenaria, causado pelo referido “fosso” em termos de conhecimento técnico, resultaram vários erros de intervenção. A actividade experimental para caracterizar o comportamento deste tipo de estruturas é essencial, de forma a conhecer-se o seu comportamento estrutural e a serem encontradas formas de reforço eficazes e que, ao mesmo tempo, satisfaçam as condições exigíveis para as estruturas históricas, necessárias à sua preservação e para que tais erros não se voltem a repetir.

Nos últimos anos, apesar dos esforços e intervenções estruturais realizadas, ocorreram alguns colapsos de estruturas de alvenaria antigas de grande porte e de grande valor patrimonial, tais como a Torre Cívica de Pavia e a Catedral de Noto, entre outras. O seu colapso ocorreu sem que apresentassem, aparentes sinais de colapso e sem que a comunidade científica percebesse, de facto, as suas razões. Estudos posteriores mostraram que estes acidentes estariam associados ao dano provocado por fenómenos de fluência, devido a elevadas tensões de compressão nos elementos de alvenaria dessas estruturas, consequência de elevadas cargas permanentes. Este facto preocupou a comunidade científica, pois o conhecimento deste fenómeno, no caso particular de estruturas de alvenaria sujeitas a elevadas tensões de compressão, era praticamente inexistente, pelo que, provavelmente, estruturas semelhantes estariam sob o mesmo risco. Daí, a necessidade urgente de perceber estes fenómenos, no sentido de preservar essas estruturas.

Este conhecimento é, também, bastante importante para o desenvolvimento da análise numérica na formulação de modelos que permitam simular a realidade, que por sua vez dão ao utilizador uma previsão do comportamento e da vida útil, bastante importante para definição de uma acção de intervenção com vista ao seu reforço estrutural.

1.2 OBJECTIVOS

Este é um trabalho essencialmente experimental, que incide no estudo e caracterização do comportamento de alvenaria antiga, bem como no estudo da influência de algumas das técnicas de reforço estrutural mais comuns no seu comportamento, sob acções de compressão. Para tal, foram realizados ensaios de compressão uniaxial e monotónicos em paredes de alvenaria de pedra (granito) de três panos, não reforçadas, reforçadas com pregagens transversais através de varões de GFRP, reforçadas com a injeção de uma calda de injeção comercial (Mape-Antique I) e reforçadas com a combinação das duas técnicas.

Adicionalmente, foi estudado o comportamento diferido de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe, sob elevadas cargas de compressão. Para tal, foram realizados ensaios de fluência acelerada e fluência a longo prazo (apenas para a alvenaria de tijolo cerâmico).

De forma resumida, com este trabalho pretende-se:

- Contribuir para o conhecimento do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra de três panos, quando sujeitas a cargas de compressão;
- Avaliar a eficácia, eficiência e a influência das técnicas de reforço por pregagem transversal, injeção e combinação das duas, no comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra de três panos;
- Caracterizar o comportamento diferido da alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe, através de ensaios de fluência acelerada e fluência a longo prazo;
- Contribuir para o conhecimento do comportamento diferido de estruturas de alvenaria sob elevadas cargas de compressão;
- Contribuir com informação experimental para a elaboração de modelos constitutivos, tendo em vista a previsão da vida útil e o colapso de estruturas de alvenaria sujeitas a problemas de fluência.

Em suma, pretende-se, com este trabalho, contribuir directamente para as políticas de preservação e conservação do património cultural.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em sete capítulos, incluindo este capítulo introdutório.

No Capítulo 2 são expostas e discutidas as patologias estruturais, tipicamente, encontradas em estruturas de alvenaria antigas. Adicionalmente, são discutidas algumas das técnicas de reforço estrutural mais comuns neste tipo de estruturas. São, ainda, apresentadas e discutidas, brevemente, situações de reforço estrutural de estruturas de alvenaria antigas, que resultaram em intervenções erradas e com resultados indesejados, baseadas na experiência Italiana.

O Capítulo 3 e 4 apresentam a caracterização mecânica dos materiais envolvidos na construção das paredes de alvenaria de granito de três panos e na construção dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe, respectivamente.

No Capítulo 5 é apresentada a campanha experimental, que envolveu os ensaios de compressão uniaxial em paredes de alvenaria de pedra de três panos reforçadas e não reforçadas, sendo aqui, também, discutidos os seus resultados.

O Capítulo 6 apresenta e discute os resultados da campanha experimental que envolveu a realização de ensaios de fluência acelerada e a longo prazo, em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico e em provetes de alvenaria de adobe (apenas ensaios de fluência acelerada).

Finalmente, o Capítulo 7 apresenta as conclusões deste trabalho. Adicionalmente, apresenta ideias para trabalhos e desenvolvimentos futuros no contexto do tema do trabalho apresentado.

CAPÍTULO 2

ALVENARIA ANTIGA: PATOLOGIAS ESTRUTURAIS E REFORÇO

2.1 INTRODUÇÃO

As construções antigas em estrutura de alvenaria são bastante comuns por toda a Europa, principalmente em centros urbanos históricos de cidades Europeias importantes. Ao chegarem até à actualidade, estas edificações conservaram a História e a cultura de várias gerações e assistiram a largos períodos da História do Homem, funcionando como um testemunho das ideias, dos princípios, das religiões, da arte, da arquitectura e da situação económica em geral, das diferentes épocas nas quais existiram e, principalmente, da época em que foram construídos. Para além disto, são testemunhos da evolução dos processos construtivos e materiais de construção, da qual resultaram os utilizados hoje em dia.

Durante muitos anos, uma boa parte destes edifícios foi deixada ao abandono, degradando-se com o decorrer do tempo, ou foram sendo demolidos, mais recentemente, para a construção de edifícios novos com uma oferta de melhores condições de habitabilidade e conforto. Contudo, com a consciência, por parte da sociedade, da sua importância cultural e do seu potencial económico através do turismo, iniciaram-se várias intervenções de reabilitação, incluído reabilitação estrutural. Estas intervenções, muitas das vezes, resultaram em intervenções erradas e “pesadas”, danificando a identidade desses edifícios, numa tentativa desenfreada de os adaptar às exigências dos edifícios modernos.

Um dos exemplos de intervenções de reforço erradas é o caso Italiano, que devido ao seu vasto e rico património arquitectónico e a sua importância histórica tanto ao nível do País como a nível Mundial, avançaram como pioneiros no reforço dos seus edifícios históricos, tipicamente em alvenaria. Foram também pioneiros na identificação desses erros e na definição recomendações e de princípios de intervenção.

Actualmente, são definidas recomendações para a intervenção estrutural em edifícios do património arquitectónico, através, por exemplo do Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico (ICOMOS).

Uma intervenção estrutural num edifício de alvenaria antigo deve partir de uma cuidadosa avaliação da segurança, através da qual se tenha identificado um estado de degradação e/ou um conjunto de alterações que impliquem cargas ou condições estruturais mais desfavoráveis, do que as consideradas originalmente. A intervenção, nestas estruturas, pressupõe, ainda, a sensibilidade necessária à sua compreensão (Roque, 2002). Segundo ICOMOS (2004), esta decisão resulta de uma abordagem multidisciplinar, envolvendo vários profissionais e organizações, o que a torna uma tarefa complexa. Dada a complexidade e a peculiaridade das estruturas de alvenaria antigas, a decisão da forma de intervenção necessita de uma abordagem metodológica, por etapas, à semelhança da utilizada na medicina (ICOMOS, 2004):

- Anamnese (historial): estudo da evolução histórica e recolha de dados e informações importantes;
- Diagnóstico: identificação das causas das anomalias e da degradação e avaliação da segurança estrutural;
- Terapia: escolha e aplicação da(s) técnica(s) de intervenção;
- Controlo: acompanhamento e controlo da eficiência da intervenção.

Todas as etapas encontram-se interligadas e devem ser realizadas segundo a ordem apresentada. Muitas vezes, devido à complexidade da estrutura, ocorre a necessidade de se proceder à repetição de etapas, tornando a abordagem num processo iterativo, de forma a assegurar a eficiência da utilização dos meios disponíveis e o impacto mínimo no património arquitectónico (ICOMOS, 2004).

A identificação das patologias, incluindo as estruturais, ocorre durante a etapa do diagnóstico, que se revela como uma das etapas mais importantes do estudo, por preceder a decisão de intervenção. De facto, o conhecimento das patologias estruturais de um edifício antigo, permite perceber o seu comportamento estrutural e identificar o dano associado a este. Daí ser importante saber identificar estas patologias, perceber as suas causas e influência no comportamento da estrutura, para que a decisão da intervenção a aplicar seja a mais correcta, através da avaliação da segurança da estrutura.

A intervenção numa estrutura antiga é sempre perturbadora do seu equilíbrio, representando, por isso, um risco para esta. Assim, a extensão das intervenções deve ser a mínima necessária para alcançar os objectivos traçados (princípio da intervenção mínima) (Roque, 2002), de forma a danificar ao mínimo a identidade dessa estrutura.

Do ponto de vista estrutural, a uma intervenção numa estrutura antiga de alvenaria exige-se, de forma sintetizada, os seguintes requisitos (Roque, 2002):

- Restabelecimento das condições de segurança (fiabilidade estrutural global):
 - i) estabilidade das fundações; ii) rigidez e monolitismo estrutural (boa ligação entre elementos estruturais verticais e horizontais);
- Melhoramento das características mecânicas (de difícil quantificação e função do grau de dano existente);

É conveniente referir que a avaliação da segurança de uma estrutura antiga é a última fase da etapa do diagnóstico e imediatamente anterior à decisão da forma de intervenção, da qual depende. É um processo bastante complexo, em que se pretende avaliar a segurança de uma estrutura já existente, cuja abordagem segundo os regulamentos actuais não é aplicável, devido ao seu conservadorismo, que resultaria em intervenções “pesadas” e não obedecendo ao princípio da intervenção mínima (ICOMOS, 2004). Assim, deve ser adoptada uma abordagem mais flexível (ICOMOS, 2004), mas que apesar de tudo não comprometa a segurança.

As intervenções de reforço de alvenarias antigas são, como é óbvio, realizadas com materiais actuais e, portanto, diferentes dos antigos. Para além das exigências de segurança, também aos materiais e às técnicas de reforço são exigidos certos requisitos, que visam o sucesso da intervenção. Atendendo a isto e ao princípio da intervenção mínima, dever-se-á exigir a uma técnica de reforço e respectivos materiais três características fundamentais (Roque 2002 e ICOMOS 2004):

- Compatibilidade: i) compatibilidade mecânico-estrutural: as técnicas e os materiais utilizados devem garantir reduzida alteração das características da rigidez da construção e do funcionamento estrutural original; ii) compatibilidade físico-química: os materiais utilizados não devem ser a causa do aparecimento de novas patologias, por apresentarem diferentes comportamentos físicos e/ou químicos, relativamente aos materiais originais;
- Durabilidade: a necessidade de preservação das estruturas antigas, especialmente históricas, por um longo período de vida, justifica que as exigências de

durabilidade dos materiais a utilizar no reforço sejam mais severas que em estruturas novas;

- Reversibilidade: na verdadeira acepção da palavra não existem técnicas verdadeiramente reversíveis, pelo que, talvez o termo remobilidade seja mais adequado. É uma característica a que se tem dado muita importância em intervenções com materiais modernos. Assim, deve ser salvaguardada a possibilidade de facilmente se poder remover, sem provocar danos nos materiais originais, os novos elementos resultantes da intervenção, no fim da sua vida útil ou no caso de revelarem sinais de inadquabilidade. Do ponto de vista prático, na maioria dos casos, esta condição é difícil de garantir, pelo que deve ser considerada como um requisito estrito a monumentos de excepcional importância.

Para além destes aspectos, afectos à escolha da(s) técnica(s) de reforço, outros aspectos chave deverão ser considerados:

- O aumento do peso da estrutura e dos seus elementos;
- A capacidade de solidarização com o suporte;
- Aspectos estéticos;
- O custo da solução (imediato e de manutenção);
- O período de intervenção.

Assim, neste Capítulo serão discutidas as patologias estruturais mais comuns nos edifícios de alvenaria antigos, destacando-se o fenómeno da fluência, bem como serão discutidas as diferentes técnicas de reforço estrutural, actualmente mais utilizadas, com especial destaque para técnicas de reforço utilizadas nas campanhas experimentais deste trabalho. Adicionalmente, também se fará uma breve referência à experiência Italiana, de algumas intervenções de reforço estrutural em edifícios de alvenaria antiga com resultados indesejados.

2.2 PRINCIPAIS PATOLOGIAS

As patologias de uma construção antiga, em alvenaria, podem resultar do comportamento estrutural (aspectos relacionados com a concepção e execução), originando patologias com instabilidade local ou global em elementos ou na própria estrutura, ou resultar do comportamento material (dependente das características dos materiais utilizados, das técnicas construtivas, da tipologia da secção e da própria alvenaria como um material), originando patologias mais a nível localizado (ao nível do

elemento). No entanto, as patologias nas alvenarias estruturais manifestam-se geralmente como uma combinação destas vertentes, sendo por vezes difícil atribuir-lhes uma origem específica. No caso da alvenaria de pedra, as principais patologias resultantes do comportamento material relacionam-se tipicamente com:

- A fraca resistência à tracção, relacionada com a fraca ligação promovida pela argamassa, que em geral é quase incoerente ou inexistente, sendo utilizados materiais como argamassas fracas ou mesmo terra, que apresentam, normalmente, apenas a função de preenchimento do espaço das juntas. Da fraca resistência à tracção resulta uma fraca resistência a esforços de flexão, tornando o funcionamento da alvenaria crítico a acções fora do seu plano e a excentricidades das cargas verticais demasiadamente elevadas;
- Uma dependência da resistência à compressão, no caso de paredes de três panos, do grau do confinamento transversal dos panos externos, da existência de material incoerente no pano interno e do volume e distribuição dos vazios. Em paredes de três panos, geralmente o pano interno é constituído por materiais de muito fraca resistência mecânica, com tendência para compactar, resultando numa distribuição de tensões não-uniforme e, através da deformação deste, na expulsão para fora do plano dos panos externos (ver Figura 2.1). A distribuição aleatória de vazios no pano interno, para além da resistência à compressão, condiciona o comportamento deste tipo de paredes, tornando-o ainda mais heterogéneo e complexo.

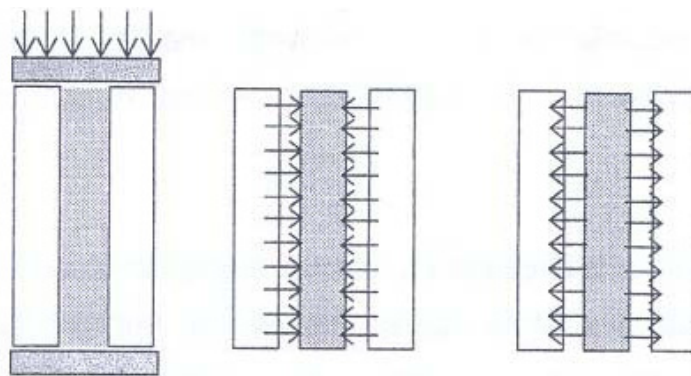


Figura 2.1 – Efeito recíproco entre os panos de uma parede de alvenaria de três panos com um pano interno de fracas características mecânicas, sob compressão (Valluzzi, 2000).

- Uma fraca resistência ao corte das paredes, resultante de uma fraca resistência a acções de corte da argamassa das juntas na formação de mecanismos de corte

associados ao deslizamento das juntas horizontais, e da fraca resistência à tracção da argamassa ou ligação argamassa-unidade, na formação de mecanismos de tracção diagonal, de paredes solicitadas por cargas horizontais contidas no seu plano.

No que diz respeito às patologias que resultam do comportamento estrutural, relacionam-se geralmente com:

- Uma fraca ligação transversal entre os panos constituintes da secção transversal de uma parede de três panos, consentida através da ausência de elementos de ligação ou por fraca ou inexistente ligação promovida pela possível presença de uma argamassa no pano interno. Isto possibilita o desenvolvimento de mecanismos de rotura por instabilização, ao nível da parede, dos panos externos com a sua separação e colapso para fora do plano, quer por acção de cargas verticais, especialmente se forem elevadas, quer por acção de cargas horizontais, resultantes da acção sísmica ou de impulsos de arcos, abóbadas, etc. (ver Figura 2.2);
- Uma baixa ductilidade e com uma fraca capacidade de dissipação da energia, sobretudo sob a acção sísmica, traduzindo-se em mecanismos de rotura frágil;
- Uma deficiente ou inexistente ligação entre elementos resistentes: i) fraca ligação entre paredes ortogonais que inviabilizam, especialmente para a acção sísmica, um efectivo funcionamento da construção com comportamento tridimensional, tornando possível o derrube de uma fachada exterior, por rotação, após separação das paredes transversais; ii) deficiente ligação entre os pavimentos/coberturas, geralmente de madeira, e as paredes resistentes que os suportam.

De facto, as ligações entre as paredes transversais de uma estrutura de alvenaria antiga são um dos seus maiores pontos fracos à acção sísmica. Mesmo no caso das paredes construídas com continuidade, na ocorrência de um sismo tendem a facilmente separar-se através da formação de fendas verticais nas zonas de intercepção que ocorrem, precisamente, devido à fraca resistência à tracção da alvenaria.

Quando as paredes deixam de funcionar monoliticamente existe uma perda considerável de rigidez por parte da estrutura, o que agrava o efeito da acção sísmica e permite que as paredes vibrem individualmente podendo chocar entre elas, facilitando a possibilidade de colapso das mesmas (ver Figura 2.3). A existência de paredes de grande desenvolvimento e/ou muito esbeltas, sem elementos de contraventamento intermédios (paredes de contraventamento e/ou existência de pisos intermédios)

também contribui para esta fragilidade das estruturas antigas de alvenaria à acção sísmica.

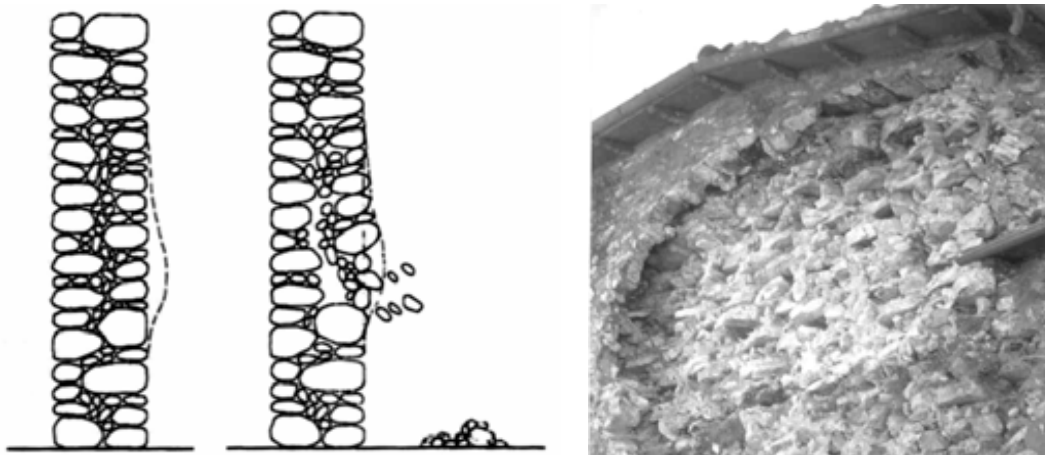


Figura 2.2 – Instabilização do pano externo das paredes de pedra de múltiplos panos devido a uma fraca ligação transversal (Binda, 2006).

É um facto que este tipo de problemas manifesta-se com bastante frequência nas estruturas de alvenaria antigas, pelo que o reforço das ligações entre paredes e entre as paredes e os pavimentos é também muito frequente para a redução da sua vulnerabilidade sísmica.

No caso das estruturas de alvenaria de tijolo cerâmico, especialmente em estruturas maciças e altas como torres, muralhas ou com paredes pesadas, para além dos mecanismos associados às patologias comuns à alvenaria de pedra destacam-se os seguintes fenómenos associados às patologias mais frequentes (Valluzzi, 2000):

- Macro-fendilhação: fendas que atravessam toda a secção da parede causada por acções estáticas ou dinâmicas correntes (concentração de esforços nas zonas dos cantos, assentamentos das fundações, acréscimo rápido das cargas permanentes, sismos, etc.);
- Micro-fendilhação: constituída por uma fina e difusa malha de fendas de orientação praticamente vertical, que afecta as juntas de argamassa (em função da textura da parede), mas também as próprias unidades (Figura 2.4);
- No caso de paredes de múltiplos panos a separação destes também é frequente, devido à fraca resistência da ligação.

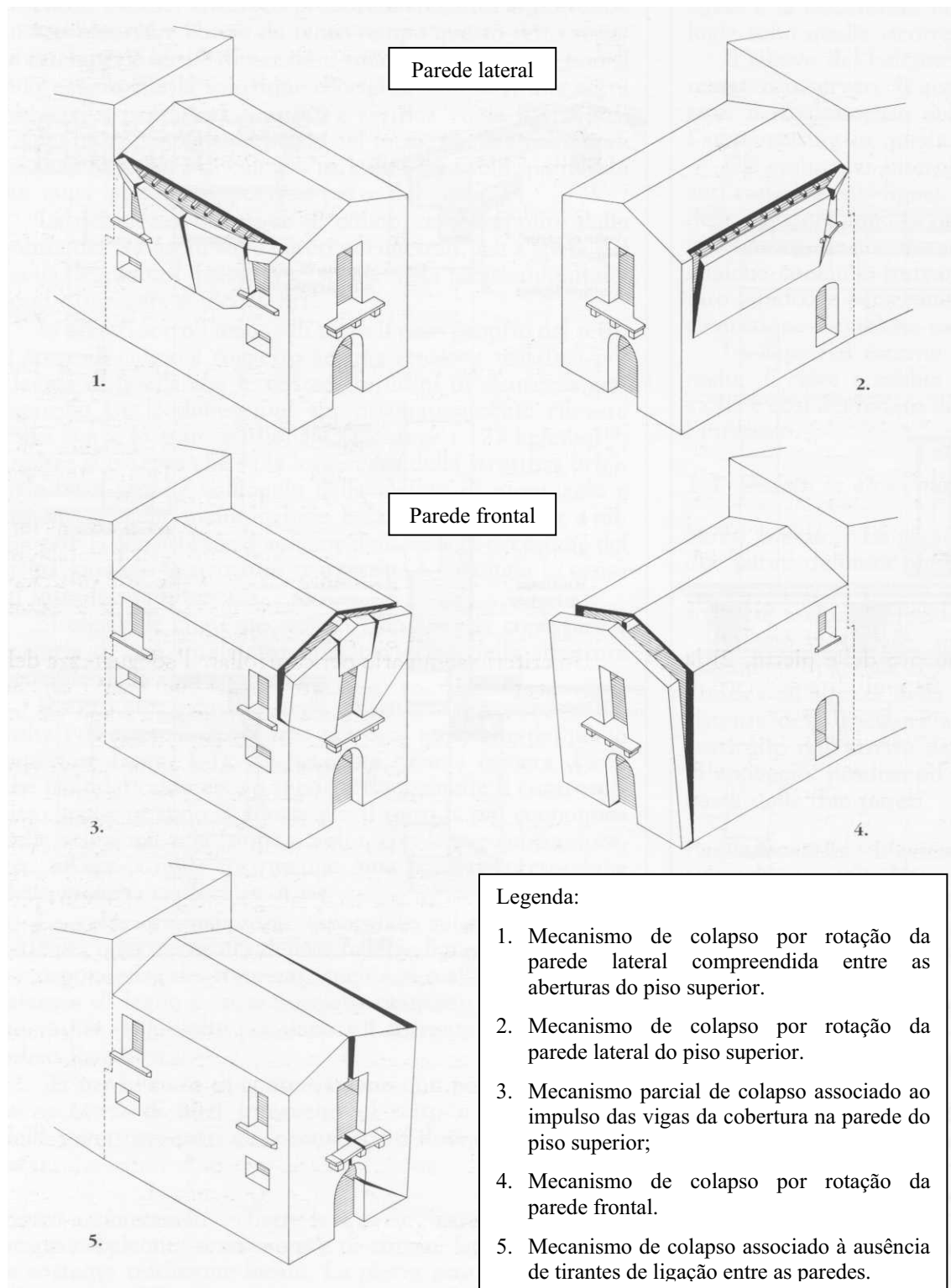


Figura 2.3 – Mecanismos de colapso associados à falta de ligação entre os elementos de estruturas em alvenaria devido à acção sísmica (Giuffrè, 1993).

A micro-fendilhação difusa em estruturas de alvenaria antigas sempre foi um aspecto ao qual era dado pouca importância devido à, aparentemente, pouca influência no comportamento global das paredes. Contudo, trabalhos de investigação “*in situ*” e

trabalhos experimentais laboratoriais recentes mostraram que este fenómeno estaria ligado a problemas de fluência, associados a elevadas cargas permanentes, identificando que estas estruturas estariam sujeitas a um estado de deformação excessivo, do qual resultava a micro-fendilhação.

De facto, a fluência foi considerada como a causa principal de recentes colapsos de estruturas de alvenaria antigas importantes e famosas, sem aparentes sinais de aviso prévio, causando perdas irrecuperáveis ao nível de vidas humanas e do património. Exemplos destes acidentes são o colapso da Torre Cívica de Pavia em Itália em 1989 (Valluzzi et al, 2005; Ferretti et al, 2006a; Ignoul et al, 2006), o colapso da torre sineira de St. Madalena em Goch na Alemanha em 1993 (Pina-Henriques, 2005) e o colapso da nave central e parte da cúpula da catedral de Noto em Itália em 1996 (Binda et al, 2001), ver Figura 2.5.

Na verdade, o colapso destas estruturas foi anunciado através da micro-fendilhação difusa presente nas paredes de alvenaria destas estruturas. Todavia, como já referido, o problema da micro-fendilhação difusa era estruturalmente ignorado, por falta de conhecimento nesta área. Por outro lado, este aspecto da fendilhação passava despercebido após as operações de reabilitação, restauro e conservação não estruturais, onde eram aplicados novos rebocos sobre as fendas ou restauradas as pinturas (ver Figura 2.4b) e, portanto, não permitindo identificar o problema da fluência durante as inspeções “*in situ*”, por parte dos técnicos.

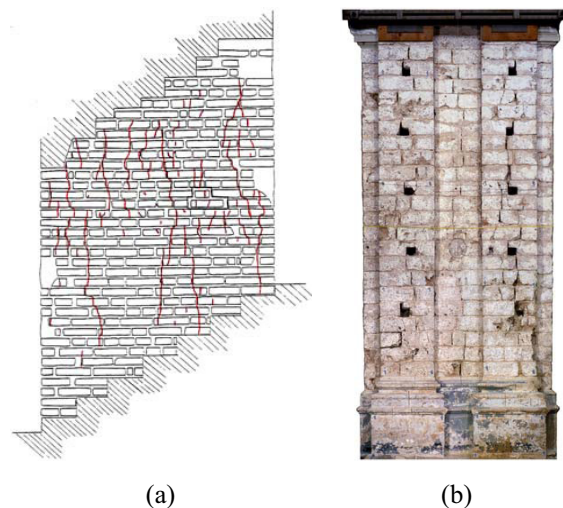


Figura 2.4 – Micro-fendilhação em paredes de alvenaria antiga devido a fenómenos de fluência: (a) Micro-fendilhação de numa parede da entrada da Torre de Monza (Binda et al., 2002); (b) Fendilhação de um pilar da Catedral de Noto após ser removido o reboco (Binda et al., 2002).

Sobretudo após o colapso da Torre Cívica de Pavia, foram realizados vários estudos experimentais envolvendo ensaios físicos/químicos e mecânicos, em Itália através do Politécnico de Milão. Estes estudos visaram identificar as causas do colapso, tendo-se identificado o dano provocado pelos efeitos diferidos, causado pelas elevadas cargas permanentes a que os elementos de alvenaria estavam sujeitos, como sendo o principal responsável pelo colapso (Pina-Henriques, 2005). Identificaram, ainda, que este dano agravou-se ao longo do tempo, também, pelas acções cíclicas, como o vento, os sismos, o tocar dos sinos de torres sineiras, o tráfego automóvel, etc. Para além destes, outros factores, como a degradação física e química dos materiais, podem ter contribuído para agravar o dano instalado.

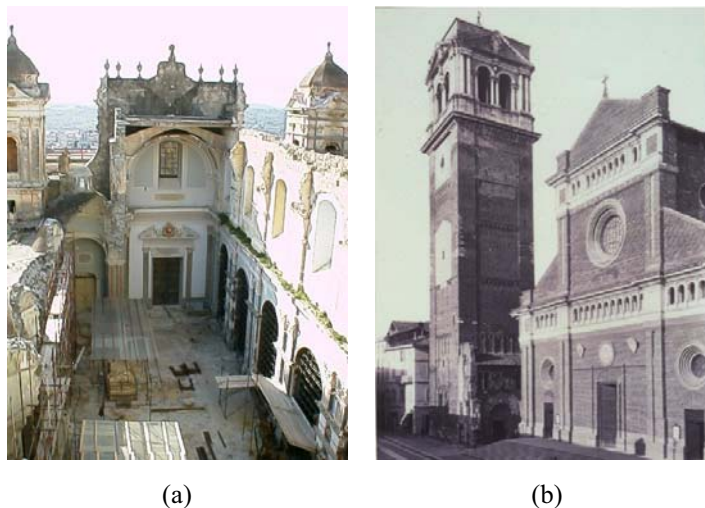


Figura 2.5 – Alguns exemplos de estruturas de alvenaria antigas importantes e famosas que colapsaram devido a problemas de fluência: (a) Colapso parcial da Catedral de Noto (Pina-Henriques, 2005); (b) Torre Cívica de Pavia (Pina-Henriques, 2005).

O problema da fluência é, portanto, um problema típico das construções antigas de alvenaria massiva de grande altura, tais como torres, onde o peso da estrutura é condicionante. Um outro aspecto que, provavelmente, contribuiu para o colapso das estruturas referidas anteriormente, terá sido as várias reconstruções após colapso parcial ou simplesmente operações de alteração, que resultavam quase sempre num aumento da altura da estrutura, elevando o estado de compressão ao nível das fundações.

As elevadas tensões de compressão, em determinados elementos de uma estrutura de alvenaria antiga, não têm apenas como origem as elevadas cargas permanentes. Na origem desta situação, poderá estar também a distribuição de tensões não uniforme na alvenaria, relacionada, por exemplo, com a existência de paredes constituídas por vários

panos em que a aplicação da carga, por parte dos vários pisos, é excêntrica, ou relacionada com fenómenos lentos, como a carbonatação ou a retracção por secagem, das argamassas à base cal hidratada de panos internos de elevada espessura, de paredes de três panos (ver Ferretti et al., 2006b).

Através de ensaios de fluência, o dano provocado pelos efeitos diferidos, devidos a elevados estados de tensão de compressão, mostrou-se responsável por uma redução considerável da resistência à compressão. Em alguns destes ensaios, a alvenaria apresentou uma resistência a longo prazo de apenas 60% a 70% da resistência obtida em ensaios de compressão monotónicos (Valluzzi et al., 2005).

Todos estes aspectos tornam o estudo da fluência em estruturas de alvenaria antigas, sujeitas a elevados estados de compressão, fundamental para a preservação desse património, onde uma forte componente experimental e numérica deverá estar presente para a previsão do seu colapso. Uma outra forma de prever o colapso destas estruturas passará, também, pela monitorização das deformações ao longo do tempo, podendo dar indicações da fase da fluência em que determinado elemento da estrutura se encontra. Desta forma, se um determinado elemento se encontrar em fase avançada de fluência isso poderá indicar o seu eminente colapso, sendo necessário intervir imediatamente, ou caso se encontre numa fase menos avançada poderá requerer especial atenção, colocando-se a hipótese de reforço estrutural.

2.3 PRINCIPAIS TÉCNICAS DE INTERVENÇÃO ESTRUTURAL

2.3.1 Generalidades

Actualmente existe uma grande quantidade de técnicas de reforço de estruturas de alvenaria antiga. Contudo, podem ser distinguidas consoante os materiais utilizados ou consoante os efeitos (Roque, 2002). Assim, quanto aos materiais, as técnicas de reforço podem ser distinguidas de (Roque, 2002):

- Técnicas tradicionais: empregam exclusivamente materiais e processos de construção idênticos aos originais;
- Técnicas modernas ou inovadoras: procuram adequar soluções mais eficientes que as tradicionais através do uso de materiais e equipamentos modernos.

Quanto aos efeitos, podem ser distinguidas de (Roque, 2002):

- Técnicas de reforço passivo: os reforços apenas funcionam para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio em que a estrutura se encontra ou para deformações diferidas posteriores;
- Técnicas de reforço activo: estes reforços pressupõem uma modificação das condições de carga com reacção imediata da estrutura (alteração do estado de equilíbrio e de deformabilidade). As soluções pré-esforçadas são um exemplo claro de reforços activos.

A utilização de técnicas de reforço modernas é sem dúvida controversa, principalmente no que diz respeito à compatibilidade entre os materiais originais e os de reforço. Sem dúvida que as técnicas de reforço tradicionais são preferíveis a nível estético e cultural, contudo nem sempre é possível recorrer a estas técnicas, quer por falta de materiais idênticos aos originais (por exemplo argamassas ou madeiras), quer por falta de artesãos que façam a sua aplicação segundo os processos antigos originais, ou então por simples razões económicas. No entanto, o recurso a técnicas modernas deverá ser sempre bem ponderado. Uma situação típica, que requer o recurso a este tipo de técnicas, ocorre caso seja necessário um aumento muito significativo da resistência, permitido por materiais e processos construtivos modernos, mais eficientes que os originais, que geralmente não apresentam tal capacidade.

Em termos de reforço de estruturas que apresentem patologias associadas aos materiais, é recorrente utilizarem-se técnicas que melhorem as suas propriedades actuais, tais como a injeção, que permite uma melhoria da resistência da alvenaria de três panos e a consolidação do seu pano interno, ao serem preenchidos os vazios.

No caso de estruturas que apresentem patologias associadas ao comportamento estrutural, parcial ou global, é recorrente utilizarem-se técnicas de reforço, tais como refechamento das juntas com colocação de armaduras em problemas relacionados com fenómenos de fluência, soluções de cintagem dos elementos (pilares ou paredes de alvenaria) para uma redução das deformações da estrutura e uma melhoria no seu comportamento frágil, e no caso de paredes de múltiplos panos, podem ser utilizadas soluções de pregagens transversais para melhorar a ligação entre os panos.

De entre as várias técnicas de reforço estrutural de elementos de alvenaria antiga destacam-se:

- Injecção: é uma técnica bastante utilizada no reforço estrutural de paredes de alvenaria de três panos, que consiste em injectar, através de furos previamente realizados nos panos externos, caldas ou resinas fluidas, para preenchimento dos vazios interiores e/ou para selagem de fendas. Esta técnica permite um substancial aumento da resistência das paredes;
- Substituição de elementos degradados: substituição pontual de elementos degradados com desmonte e reconstrução da alvenaria (Roque, 2002);
- Rebocos armados: esta técnica consiste na colocação de uma armadura de reforço (malha de aço electrossoldada, rede de fibra de vidro, chapa de metal distendido, etc.) fixada à parede, por pequenas pregagens, e sobre a qual é projectada uma argamassa tradicional de revestimento. Pode ser aplicada de um ou de ambos os lados da parede, com a armadura ligada, ou não, transversalmente. É uma solução, tal como o encamisamento, bastante invasiva, pelo que apenas deverá ser utilizada caso não haja alternativa (Roque, 2002);
- Encamisamento (“*jacketing*”): consiste na aplicação de uma camada de recobrimento, em betão armado, de maior espessura que um reboco convencional e com características mecânicas que vão além das do simples recobrimento (Roque, 2002). É uma solução bastante invasiva;
- Refechamento das juntas: consiste na reposição ou substituição da argamassa original das juntas, por uma argamassa de melhores características em termos mecânicos e de durabilidade (Valluzzi et al., 2001). Esta técnica pode ser utilizada juntamente com a introdução de armaduras nas juntas horizontais, no caso de alvenaria de junta regular, no controlo da fendilhação associada a fenómenos de fluência, a assentamentos diferenciais das fundações, a acções térmicas, etc.;
- Pregagens transversais: é uma técnica utilizada essencialmente em paredes de panos múltiplos, que consiste na aplicação de barras de aço (com tratamento anti-corrosão) ou de materiais compósitos, transversalmente à parede e convenientemente dispostos. As barras (ou tirantes) podem ser fixos aos panos externos por meio de dispositivos para tal efeito ou através do atrito mobilizado ao longo do tirante e de uma calda de injecção localmente injectada;

- Reforço com materiais compósitos FRP: é uma técnica que tem gerado crescente interesse pelas boas características mecânicas que estes materiais apresentam, sendo uma técnica utilizada sobretudo em alvenaria nova, ou seja, alvenaria com geometria regular. Esta técnica consiste na aplicação de materiais poliméricos reforçados com fibras de carbono, de vidro ou aramida, colados às paredes (suporte) com resinas de elevado desempenho.
- Pré-esforço: pode ser colocado externamente ou internamente à alvenaria, sendo indicado para corrigir zonas críticas com esforços de tracção, controlar deformação e fendilhação e para absorver o impulso de arcos;
- Soluções mistas: em que várias técnicas podem ser aplicadas simultaneamente, por exemplo, a aplicação da injeção e pregagens transversais.

Do ponto de vista dos princípios de intervenção, nomeadamente o princípio da intervenção mínima e das questões relacionadas com a compatibilidade de materiais e durabilidade, as técnicas que actualmente se mostram menos agressivas para com estes são a injeção, aplicação de pregagens, pré-esforço e refechamento das juntas. Daí que tenham sido realizados vários estudos nos últimos anos visando a melhoria destas técnicas, principalmente a questão dos materiais a utilizar (compatibilidade e durabilidade) e os efeitos conseguidos na alvenaria antiga. Nas secções seguintes serão apresentadas as técnicas de reforço, referidas anteriormente, com maior pormenor.

2.3.2 Injeção

A técnica de reforço estrutural por injeção é tipicamente utilizada em paredes de alvenaria pedra de três panos, embora seja possível ser utilizada, também, em alvenaria de tijolo cerâmico. Como já referido, esta técnica consiste na injeção de uma argamassa fluida, inorgânica ou orgânica (caldas de injeção com um ligante cimentício ou com um ligante de resinas orgânicas, respectivamente), através de furos previamente realizados nos panos externos, preenchendo os vazios existentes no seu interior e, dependendo das características da calda de injeção, as próprias fendas existentes nos panos externos. Esta técnica pode também ser utilizada na reparação de fendas profundas, onde, geralmente, é necessário a utilização de uma calda muito fluida para garantir a total penetração, aspecto onde, sem dúvida, a utilização de caldas orgânicas apresenta vantagem.

Em geral, esta técnica aplicada a uma parede de três panos, apresenta como objectivos: i) preencher os vazios e fendas da alvenaria, aumentando-lhe a continuidade e a resistência; ii) homogeneizar as diferenças entre as propriedades mecânicas dos panos externos e as do interno; iii) preencher os espaços vazios entre os panos mal ligados, tentando promover a sua ligação.

Para que esta técnica tenha sucesso, o meio a injectar (geralmente os panos internos de paredes de três panos) deve apresentar uma percentagem de vazios nunca inferior a 4% (Binda, 2006), uma vez que, a partir deste limite a sua eficiência é muito reduzida. Além disto, os vazios devem estar interligados, para que permitam a sua injeção total, a partir do furo de injeção e a consequente purga de ar através, essencialmente, dos restantes furos de injeção.

A injeção é uma técnica irreversível, pois não permite que o material utilizado para o preenchimento dos vazios seja posteriormente removido, mantendo os elementos injectados intactos. Apesar disto, é uma técnica praticamente invisível, o que a torna, no caso da preservação do aspecto exterior de estruturas com valor artístico ou/e arquitectónico, uma solução bastante comum e frequentemente utilizada. É, também, uma técnica com efeito passivo, pois não altera o equilíbrio de forças da alvenaria (Roque, 2002).

Apesar das vantagens estruturais reconhecidas a esta técnica, em termos de melhoria significativa das propriedades mecânicas, apresenta, por outro lado, desvantagens e problemas associados à sua aplicação. Segundo Binda (2006), os principais problemas relacionados com a aplicação desta técnica podem ser resumidos nos seguintes aspectos:

- Falta de conhecimento da distribuição dos vazios na parede;
- Dificuldade de penetração das caldas de injeção em fendas de reduzida abertura (de 2 a 3 mm), mesmo com caldas com ligantes orgânicos;
- Grande variedade da dimensão dos vazios das paredes, o que dificulta a escolha da dimensão das partículas da calda. A injeção de vazios de grande dimensão com uma calda de partículas de pequena dimensão pode originar segregação da calda, enquanto que uma calda com partículas de maior dimensão pode originar a obstrução da interligação dos vazios, impedindo a sua injeção total;
- Segregação e retracção da calda devido à rápida absorção de água por parte do meio a ser injectado;

- Dificuldade de penetração da calda, especialmente na presença de materiais siltosos ou argilosos;
- Necessidade de injeção com pressões baixas para evitar a acumulação e retenção de ar nos vazios e mesmo evitar a rotura da alvenaria;
- Técnica economicamente dispendiosa, pela imprevisibilidade da quantidade de calda necessária, quer por desconhecimento da real percentagem de vazios das paredes, quer por perdas de caldas através de fugas por fendas, pelas fundações ou através da injeção de outras paredes comunicantes com a que se quer injectar.

A injeção de uma calda pode ser realizada através de diferentes soluções, que em geral devem depender das características da alvenaria a injectar e das próprias características da calda. As soluções distinguem-se através dos processos utilizados, em:

- Injeção por gravidade: destina-se a paredes fortemente degradadas e é realizada através de tubos de injeção, inseridos nas fissuras ou cavidades da parede ou mediante utilização de seringas hipodérmicas actuando sobre tubos predispostos na parede (Roque, 2002);
- Injeção sob pressão: é frequentemente utilizada em alvenarias, mesmo nas degradadas, desde que com capacidade para conter a pressão das injeções. A calda é injectada através dos tubos de injeção procedendo-se, por norma, de baixo para cima e dos extremos em direcção ao centro, para evitar desequilíbrios que possam tornar instável o próprio equilíbrio da estrutura. Os problemas correntes de projecto e de execução prendem-se com a distribuição, o número de furos e a pressão de injeção a adoptar (Roque, 2002);
- Injeção sob vácuo: nesta solução a ascensão da calda é provocada pela aspiração do ar nos tubos superiores, enquanto se injectam os tubos inferiores. É indicada para o reforço de pequenos elementos arquitectónicos, ou de elementos de alguma forma removíveis (pináculos ou estátuas), com requisitos de caldas muito fluidas, como por exemplo as resinas orgânicas (Valluzzi, 2000).

A aplicação de uma técnica de reforço por injeção é um processo complexo, que requer uma profunda avaliação das paredes que se pretendem injectar, com o objectivo de identificar se a injeção é adequada e em caso afirmativo determinar os materiais e composição da calda de injeção que melhor se adequa. Para tal, é necessário recorrer a um conjunto de procedimentos experimentais realizados “*in situ*” e em laboratório. A

Figura 2.6 esquematiza os principais procedimentos a serem tomados, segundo Binda (2006).

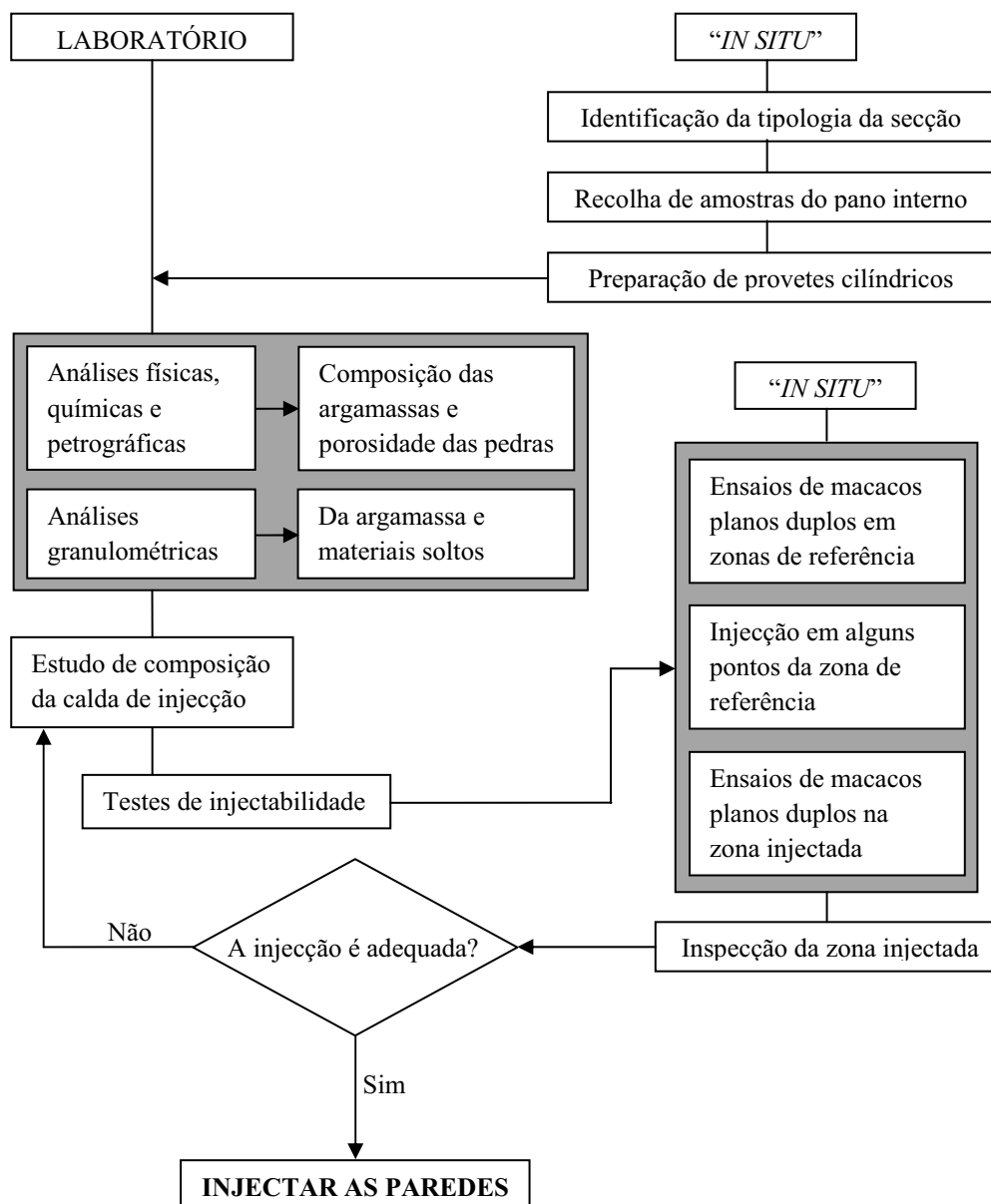


Figura 2.6 – Procedimentos para avaliação da adequabilidade da injeção segundo Binda (2006).

Após se verificar a adequabilidade da injeção e da composição da calda de injeção, segue-se a injeção das paredes de alvenaria propriamente dita. Para tal, as paredes têm de ser preparadas previamente, seguindo o seguinte procedimento, comum a outras técnicas de reforço:

- Remoção do reboco ou dos revestimentos existentes: são removidas as argamassas das juntas e os rebocos das paredes, a menos que tenham valor artístico, para o estado da alvenaria ser verificado;
- Limpeza da parede: a superfície da parede deve ser lavada com água de forma a eliminar eventuais substâncias solúveis, como o gesso, ou substâncias insolúveis, nocivas para a técnica de reforço, nomeadamente em termos de durabilidade, uma vez que, da reacção destas substâncias com os materiais de reforços podem resultar materiais com propriedades expansivas que danificam a alvenaria. A lavagem pode ser efectuada com jacto de água, de baixa ou alta pressão, tomando, neste último caso, as devidas precauções para não danificar a parede. Em alternativa, pode-se utilizar o jacto de vapor de água, com temperaturas de 150°C a 200°C e pressões de 5 a 10 atm, tendo em atenção o evitar do choque térmico da parede, que pode contribuir para a desagregação da zona superficial. Em paredes, particularmente degradadas, é conveniente a utilização de água vaporizada com o objectivo de dissolver depósitos à base de sulfato de cálcio e, se misturada com aditivos tensioactivos, resíduos mais incrustados. As juntas e as fendas devem ter um cuidado especial durante a limpeza. Em alternativa à lavagem, especialmente no caso de utilização de resinas orgânicas (poliméricas), pode ser efectuada uma limpeza mecânica com escovas metálicas, ar comprimido com jacto de areia ou, no caso da presença de substâncias especiais, o recurso à lavagem química (Roque, 2002).
- Refechamento de juntas e selagem das fendas: as fendas devem ser seladas e a argamassa das juntas deve ser repostada para evitar a fuga da calda durante a operação de injeção. Para o efeito, pode-se utilizar uma calda, de preferência compatível com a que se irá utilizar, ou um selante disponível comercialmente.

Após a preparação do suporte é necessário colocar os tubos de injeção na parede, para finalmente poder ser injectada. Como a solução da injeção sob pressão é a mais utilizada, a seguir é apresentado o procedimento a adoptar:

- Posicionamento e execução dos furos de injeção: são executados os furos para os tubos de injeção serem colocados, geralmente, com recurso a um berbequim, tentando minimizar as vibrações por ele provocadas e evitar furar as unidades da alvenaria, visando danificá-la ao mínimo. Portanto, a execução dos furos deverá, sempre que possível, ser realizada nas juntas. Os furos são, normalmente,

executados com uma ligeira inclinação para baixo e com uma profundidade de cerca de $2/3$ a $3/4$ da espessura da parede. A intervenção pode ser aplicada de ambos os lados da alvenaria, estando condicionada à acessibilidade ou à possibilidade de intervenção (por exemplo existência de uma pintura com valor artístico) de ambos os lados. Contudo, apenas para paredes de grande espessura (a partir de 70 a 80 cm) deve ser considerada esta possibilidade. A distribuição dos furos e a sua quantidade deve ser definida de tal forma que garanta o preenchimento homogéneo e total dos vazios das paredes, atendendo às características da alvenaria, nomeadamente à sua irregularidade, e ao diâmetro dos tubos de injeção. Para tubos de injeção com um diâmetro de 40 mm é recomendável um espaçamento entre tubos de cerca de 25 cm (Roque, 2002). Todavia, por razões de eficácia, é preferível a utilização de tubos de injeção de menor diâmetro mas em maior quantidade, ou seja, com um espaçamento entre tubos menor. A distribuição geométrica dos furos deve seguir os vértices dos triângulos de uma malha de triângulos equiláteros (ver Figura 2.7), de forma a garantir uma maior cobertura da parede;

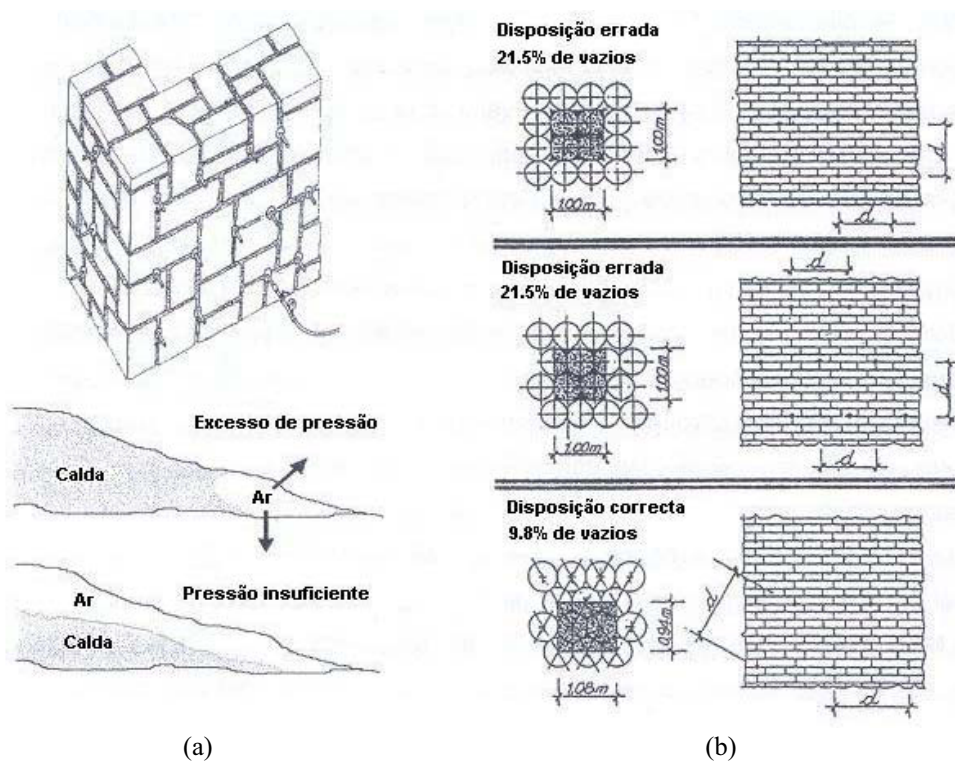


Figura 2.7 – Aspectos da injeção sob pressão (Roque, 2002 adaptado de Valluzzi, 2000): (a) efeitos de pressões de injeção inadequadas; (b) distribuição dos furos de injeção

- Aplicação dos tubos de injeção: após a execução dos furos, os tubos de injeção, de plástico ou alumínio, são introduzidos nestes, e posteriormente fixados e selados com um ligante de presa rápida, para evitar a fuga da calda durante a operação de injeção. Os tubos devem ser introduzidos nos furos até uma profundidade que permita atingir o pano interno, devendo, por outro lado, sair fora da face da parede pelo menos 10 cm para que, no final da operação, se possa dar alguma sobrepressão em alguns furos, e controlar, nos tubos adjacentes, o processo de injeção. Vulgarmente, são utilizados diâmetros para os tubos de injeção da ordem dos 15 a 20 mm;
- Injeção de água: antes de se proceder à injeção da calda, deve-se injectar água na parede através dos tubos de injeção instalados, para: i) remoção do pó e detritos resultantes da execução dos furos, ii) desobstrução da intercomunicação entre os vazios, e como tal facilitar a penetração da calda; iii) verificar se existem tubos de injeção obstruídos e para dar uma indicação do percurso da calda de injeção; iv) redução da absorção de água da calda pelo meio a injectar, evitando, assim, reduções na sua hidratação e, conseqüentemente, na sua fluidez.
- Proceder à injeção: a injeção é realizada sob pressão constante, que no máximo deverá ser de cerca de 0.15 N/mm^2 , de forma a evitar o movimento de materiais soltos e possíveis dilatações da alvenaria (Roque, 2002). Por outro lado, a adopção de pressões muito baixas poderá reduzir a penetração da calda, impedindo o preenchimento dos vazios. A injeção sob pressão deve iniciar-se pelos tubos de injeção do nível mais inferior e dos extremos da parede em direcção ao centro e assim sucessivamente até ser atingido o nível de tubos do topo.

No final da aplicação da técnica de reforço por injeção, a qualidade da execução deverá ser avaliada, através de ensaios sínicos e/ou ultra-sínicos (Drysdale et al., 2001), pondo-se a possibilidade de se fazerem algumas correcções de zonas das paredes não injectadas completamente.

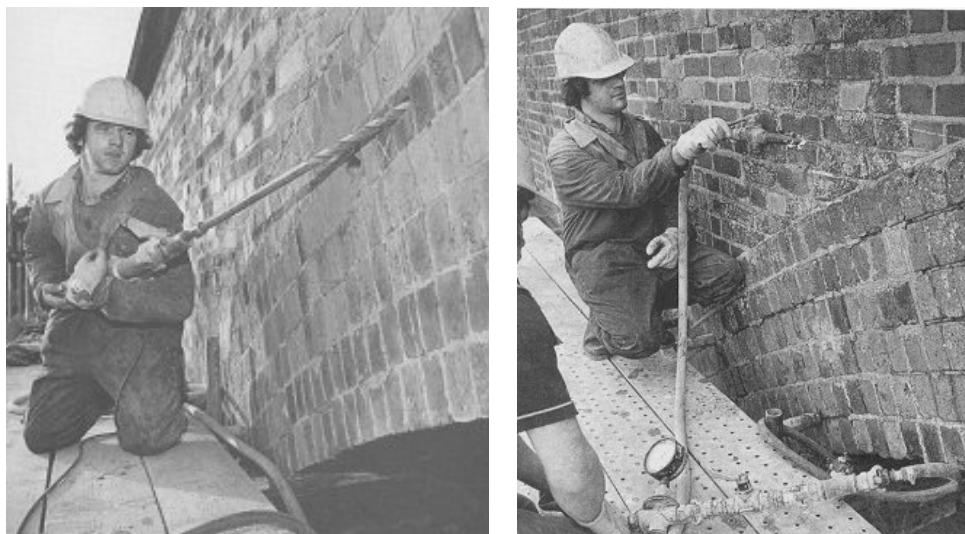
Resultados experimentais têm mostrado que a injeção é a técnica de reforço com maior eficácia na melhoria da resistência à compressão de paredes de alvenaria de três panos, cujo aumento depende do tipo de calda injectado e das características das paredes. Para além disto, observou-se nesses trabalhos experimentais a introdução de outros benefícios na alvenaria injectada, tais como: i) a melhoria da ligação entre os

panos; ii) a diminuição da dilatação horizontal, indicando uma melhoria da resistência à tração nesta direcção; iii) um ligeiro aumento do módulo de elasticidade.

Estes trabalhos mostraram, também, que a utilização de caldas com ligantes de cal, em estruturas de alvenaria antiga, é preferível à utilização de caldas com ligantes de cimento ou ligantes orgânicos, por razões de compatibilidade.

2.3.3 Pregagens

A técnica de reforço por pregagens consiste na introdução de barras (ou varões) metálicas (com tratamento anti-corrosão) ou outro tipo de material, como varões de materiais compósitos (FRPs), em furos de pequeno diâmetro, previamente executados. Posteriormente, os furos podem ser selados, através da injeção de uma calda apropriada, com objectivo de, apenas, proteger as armaduras ou então com uma função de transmissão das tensões da parede para os varões, funcionando por atrito (Figura 2.8b). Caso contrário, para promover a ligação entre as pregagens e a alvenaria, os varões podem ser fixos com elementos de ancoragem colocados nas extremidades.



(a)

(b)

Figura 2.8 – Pregagens de paredes de alvenaria antiga (Hill et al., 1995): (a) execução dos furos; (b) selagem da pregagem através da injeção.

Os furos são executados com equipamento adequado, podendo apresentar vários diâmetros e extensões, que dependem da zona da alvenaria a reforçar, da qual também depende a distribuição e direcção dos furos (Figura 2.8a).

Esta solução de reforço pode apresentar uma aplicação local ou generalizada à estrutura, da qual resultou um vasto campo de aplicações e variantes desta técnica.

Pregagens Generalizadas

A utilização de pregagens, em intervenções extensas, pode modificar, substancialmente, as propriedades mecânicas da alvenaria, tornando-a num material com resistência à tracção e ao corte, para além de aumentar significativamente a resistência à compressão (Roque, 2002). Este conceito pode ser aplicado directamente nos elementos estruturais (paredes, arcos, etc.) das construções antigas de alvenaria constituindo o reforço generalizado por pregagens de elementos estruturais de alvenaria (ver Figura 2.9).

Neste caso, os reforços, tradicionalmente barras de aço inoxidável, são dispostos em direcções cruzadas, numa autêntica malha tridimensional interior à alvenaria. A selagem dos orifícios da furação complementa o efeito das pregagens, ao preencher os vazios da alvenaria adjacentes aos furos (Roque, 2002).

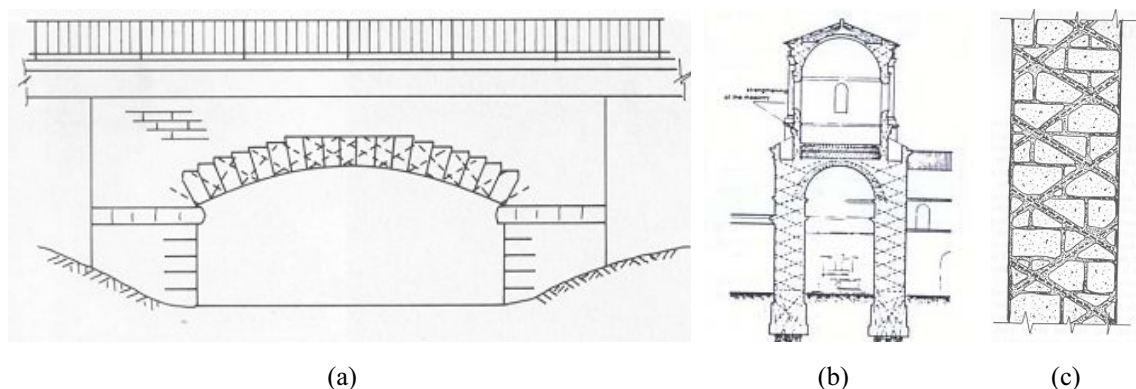


Figura 2.9 – Exemplos de aplicação de pregagens generalizadas em elementos estruturais de alvenaria (Roque, 2002): (a) e (b) arco de uma ponte; (c) reforço de paredes-mestras.

Pregagens de “Costura”

As pregagens também podem servir para reforçar zonas críticas das construções de alvenaria antiga que exijam resistência à tracção, tal como as ligações de paredes concorrentes entre si (Figura 2.10 e Figura 2.11). A aplicação das pregagens nestas assemelha-se a uma autêntica operação de costura, daí surgir a designação de pregagens de “costura”. Esta é, portanto, uma técnica de reforço da ligação entre paredes por excelência, o que do ponto de vista do reforço anti-sísmico a torna uma das técnicas mais comuns (ver Roque, 2002).

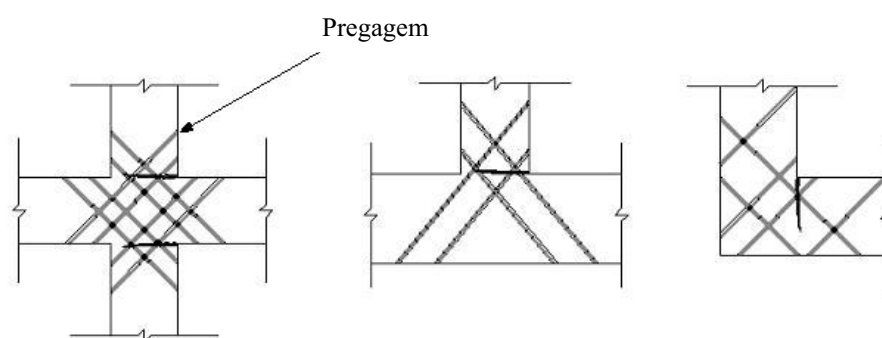


Figura 2.10 – Exemplos de aplicação de pregagens com direcções cruzadas para o reforço de ligações entre paredes (Meli, 1998).

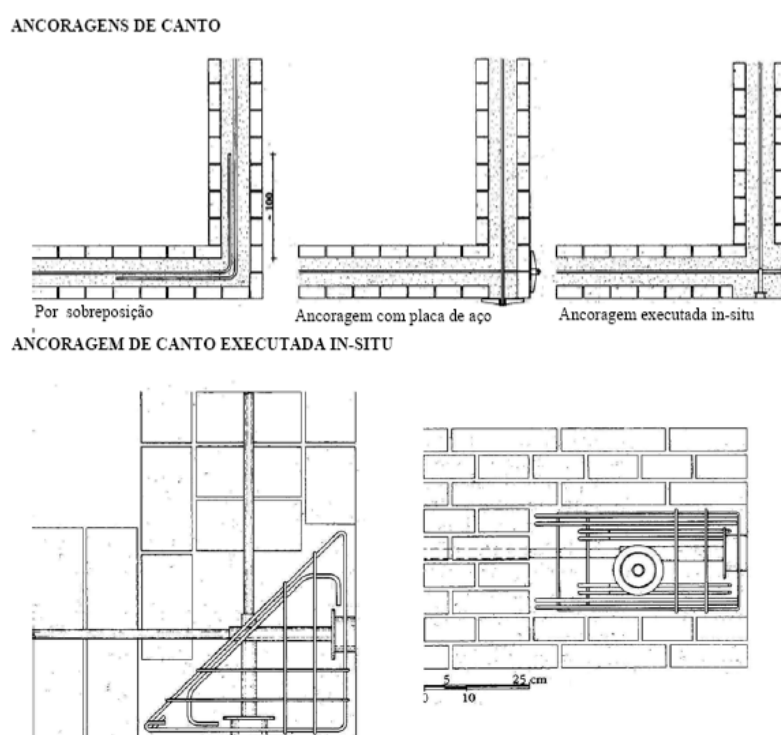


Figura 2.11 – Exemplos de aplicação de pregagens com direcções ortogonais para o reforço de ligações entre paredes (Giuffrè, 1993).

Pregagens Transversais

As pregagens transversais são, geralmente, utilizadas para o reforço de paredes de panos múltiplos. São aplicadas transversalmente à secção de uma parede, com o objectivo de confiná-la e de promover a ligação entre os panos, ver Figura 2.12. Assim, a sua presença reduz significativamente a possibilidade de instabilização sob acção de cargas verticais (efeitos de segunda ordem) dos panos das paredes, pelo que, obviamente, reduz e controla a dilatação transversal das paredes onde são aplicadas. Esta técnica pode,

ainda, ser utilizada em conjunto com rebocos armados ou encamisamento, servindo as pregagens de elementos de fixação das armaduras às paredes.

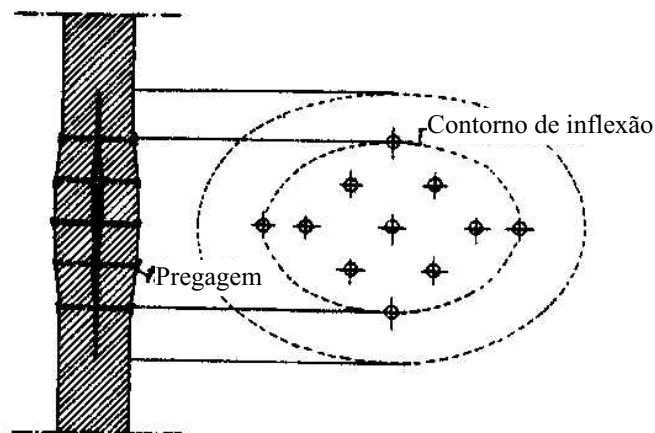


Figura 2.12 – Aplicação de pregagens transversais a uma parede (Piccirilli, 1996).

A aplicação das pregagens é realizada a partir de furos com 4 a 10 mm de diâmetro, previamente executados com um berbequim, onde as barras de aço ou de material compósito são colocadas e fixas por aderência (injecção de uma calda) e/ou através da ancoragem das suas extremidades nas faces expostas da parede com sistemas desenvolvidos especificamente para desempenhar essa função. A distribuição das pregagens deve fazer-se em quincôncio (ver Figura 2.12) e os furos devem ser realizados através das juntas evitando-se furar as unidades, o que muitas das vezes se torna complicado, devido à irregularidade da alvenaria, tradicionalmente encontrada, ou à não correspondência de juntas entre os panos externos. De facto, a influência da irregularidade da alvenaria na localização das pregagens conduz a uma dificuldade na distribuição das pregagens (ou a uma distribuição irregular, função da própria irregularidade da alvenaria da parede) e uma consequente perda de eficácia da técnica de reforço. Para evitar furar as unidades (geralmente pedra) em panos que não apresentem correspondência de juntas, sempre se pode optar por selar as pregagens que não atravessem a totalidade da secção, contudo a sua eficácia é comprometida. Alternativamente, poder-se-á remover a pedra no caminho do furo da pregagem, e após colocado o tirante, a pedra é restituída mas dividida em duas, na zona da pregagem, constituindo uma nova junta, onde é fixado, posteriormente, o tirante.

A injecção de uma pregagem pode ter uma dupla função, a de protecção das armaduras e a de fixação dos tirantes das pregagens através do atrito desenvolvido entre

a calda e o tirante, pelo que este último deverá receber um tratamento superficial para promover uma maior aderência e garantir o atrito necessário à pregagem. Quanto aos sistemas de fixação, os mais comuns são os gatos metálicos (ver Figura 2.13) e as ancoragens de anilha e porca de aperto (ver Figura 2.14).

No caso de pregagens transversais com gatos metálicos, os tirantes são colocados nos furos com uma das extremidades já dobradas sobre uma ranhura previamente aberta na parede. Em seguida, já com o tirante colocado, é realizada a dobra na outra extremidade. No caso das ancoragens pelo sistema de anilha e porca, a fixação é realizada sobre as pedras da alvenaria, possibilitando um importante efeito activo da pregagem após ser aplicado uma ligeira pós-tensão no tirante, com o aperto das porcas.

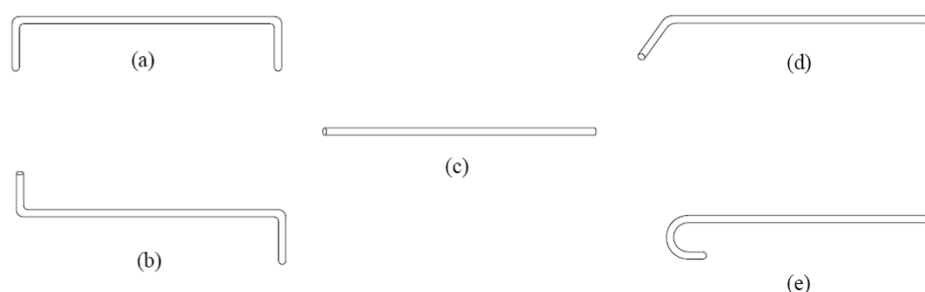


Figura 2.13 – Tipos de gatos metálicos mais usados em pregagens transversais (Roque, 2002): (a) gato remendo; (b) gato 180°; (c) gato recto; (d) gato 90°; (e) gato prisão.

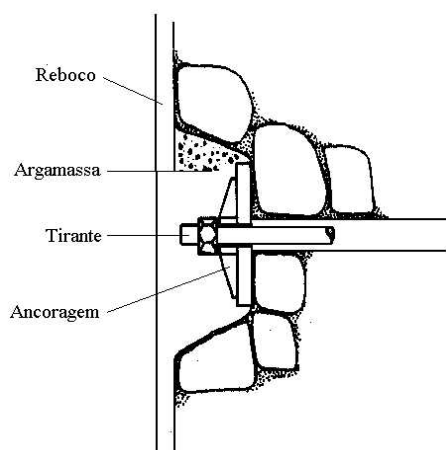


Figura 2.14 – Sistema de ancoragem de anilha e porca de uma pregagem (Piccirilli, 1996).

No caso de serem utilizados como tirantes materiais compósitos, a dobragem e o sistema de ancoragem por anilha e porca, está fora de questão, devido à fragilidade destes materiais à realização de dobras e à dificuldade execução de roscas, que

permitam absorver os esforços aplicados na pregagem. Assim, nos últimos anos, têm sido desenvolvidos sistemas específicos para estes materiais.

Sistemas de Ancoragem

Como vem sendo referido, o funcionamento das pregagens poderá ser unicamente por atrito, exigindo-se tirantes com uma superfície com aderência melhorada (por exemplo nervuras em tirantes metálicos ou um tratamento superficial com jacto de areia no caso de materiais compósitos) e um especial cuidado durante a injeção. Todavia, quando são exigidos, para as pregagens, capacidade de absorver grandes forças, torna-se necessário recorrer, em combinação ou isoladamente, a sistemas de ancoragem. Estes sistemas permitem efectuar um ajuste de confinamento à alvenaria, através de um efeito activo por pós-tensão na pregagem. Contudo, para a aplicação dessa pós-tensão na alvenaria são necessárias grandes áreas para o apoio das chapas da ancoragem, uma vez que, a resistência da alvenaria ao punçoamento é, normalmente, muito baixa, o que as torna bastante visíveis na estrutura e portanto, inestéticas, sendo uma desvantagem desta forma de reforço. Na Figura 2.15 são apresentados alguns exemplos de ancoragens, tipicamente utilizadas no reforço de paredes de alvenaria.

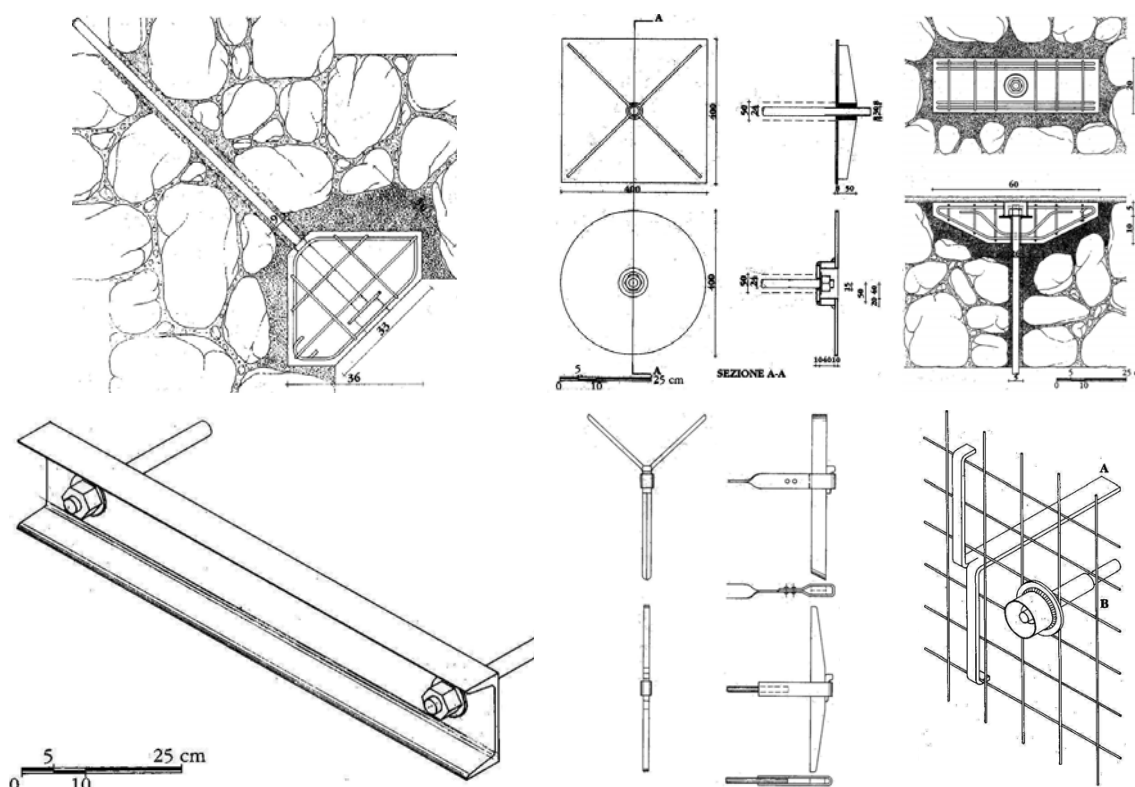


Figura 2.15 – Alguns exemplos de ancoragens de paredes de alvenaria (Giuffrè, 1993).

2.3.4 Pré-esforço

O pré-esforço, em paredes alvenaria, é utilizado para melhorar o seu comportamento, sob acções no seu plano e mesmo fora deste. O pré-esforço actua na alvenaria aumentando-lhe o estado de compressão axial, o que conduz a uma melhoria da resistência à tracção, a esforços de flexão e ao corte. Pode ser, ainda, utilizado para um confinamento global da estrutura, ligando paredes opostas de um edifício e assim, melhorar o seu comportamento global.

A acção do pré-esforço ao introduzir, na alvenaria, um estado de compressão superior, origina, de facto, uma reserva de resistência à tracção, daí o conseqüente aumento desta resistência e o aumento da resistência à flexão, associado à sua maior capacidade de mobilização da resistência à tracção. Para além disto, um aumento do estado de compressão, permite uma mobilização de uma maior resistência ao corte, de acordo com a Teoria de Coulomb.

Em termos de comportamento em serviço, o efeito do pré-esforço manifesta-se ao nível do controlo de fendilhação e de deformação (Roque, 2002).

As soluções de reforço por pré-esforço também podem servir para corrigir outros problemas das estruturas de alvenaria, como é o caso da fraca ligação entre os elementos, isto é, as ligações entre parede-parede, parede-pavimento ou parede-cobertura.

Este tipo de soluções, do ponto do reforço anti-sismico e a acções horizontais, tem particular destaque e interesse, pois permite obter um comportamento da estrutura mais monolítico, mais dúctil e obter maior resistência das alvenarias. Ainda relativamente ao reforço anti-sísmico, as soluções com pré-esforço apresentam uma outra vantagem, que é de serem soluções leves.

Do ponto de vista dos princípios de intervenção em estruturas antigas, um outro importante aspecto apresentado por este tipo de soluções de reforço estrutural é o facto de apresentar soluções com reversibilidade, permitindo a sua remoção, se assim for desejado, sem, praticamente, deixar vestígios.

Contudo, o nível de compressão imposto pelo sistema de pré-esforço é limitado pela resistência à compressão e/ou pela formação de mecanismos de instabilização. Por exemplo, o pré-esforço não deve ser utilizado em paredes de alvenaria de panos múltiplos, irregular, com fraca qualidade de assentamento das unidades e sobretudo com fraca ligação entre panos, pois o aumento das cargas verticais apenas iria agravar a

instabilização dos panos externos para fora do seu plano. A fraca resistência da alvenaria ao punçoamento é outro factor que limita o nível de pré-esforço aplicado perpendicularmente ao seu plano (Roque, 2002), exigindo muitas das vezes soluções de ancoragens enormes e inestéticas e por vezes a consolidação da alvenaria nas zonas de ancoragem, com por exemplo a injeção de uma calda.

A aplicação do pré-esforço pode ser realizada tanto pelo interior como pelo exterior dos elementos de alvenaria.

Actualmente a aplicação do pré-esforço, em alvenaria, pelo interior é permitida pelos equipamentos de furação modernos de grande precisão e potência, com capacidade de executarem furos de pequenos diâmetros e de grande extensão, onde são colocados os tirantes de aço. Contudo, o problema principal desta técnica reside na execução dos furos, pela perturbação causada na alvenaria, normalmente, manifestada através da abertura de fendas na alvenaria.

A Figura 2.16 mostra uma solução de pré-esforço pelo interior, para reforçar uma parede à acção do impulso de um arco.

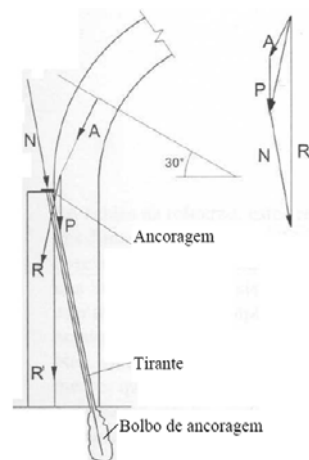


Figura 2.16 – Pré-esforço interno utilizado na compensação do efeito do impulso de arcos em paredes de alvenaria (Roque, 2002).

Quando a aplicação de soluções de pré-esforço pelo interior não é possível ou não é permitida, em alternativa pode-se utilizar soluções de pré-esforço pelo exterior, mas apresentando certas desvantagens em relação à técnica pelo interior. O facto de os tirantes se encontrarem pelo exterior, expostos ao ambiente, torna-os vulneráveis a questões relacionadas com a durabilidade (por exemplo corrosão dos tirantes) e protecção contra o fogo, exigindo medidas recobrimento e protecção preventivas, como

por exemplo caixas de alvenaria, pinturas intumescentes, etc. Uma outra desvantagem, do ponto de vista estrutural, é a necessidade de duplicação dos tirantes, em certas soluções, de forma a não introduzir excentricidades inaceitáveis na alvenaria. Todavia, a aplicação deste tipo de reforço não requer a execução de furos na alvenaria, evitando todos os problemas inerentes. Para além disto, a remoção deste tipo de intervenção é bastante mais fácil.

Este tipo de reforço, por exemplo, é frequentemente utilizado para absorver directamente o impulso de arcos, ver Figura 2.17.

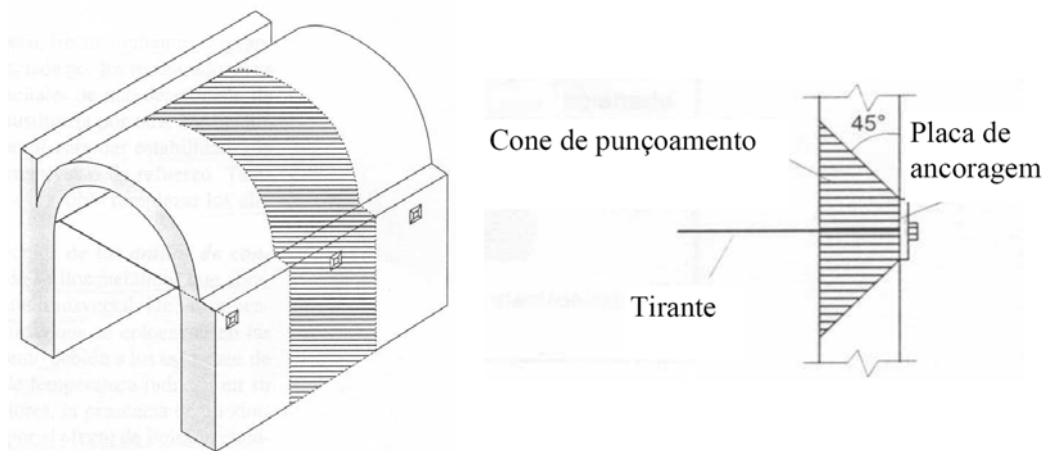


Figura 2.17 – Solução de pré-esforço para absorção de impulsos de arcos (Roque, 2002).

2.3.5 Refechamento das juntas

O refechamento das juntas é uma técnica pela qual a argamassa degradada das juntas da alvenaria é removida e substituída por uma de melhores características mecânicas e de durabilidade (Valluzzi et al., 2001), ver Figura 2.18. Este tipo de reforço pode visar o reforço estrutural da alvenaria, através do aumento da sua resistência à compressão e melhoramento da ligação entre unidades e argamassa, ou então aumentar a protecção das fachadas contra a água das chuvas, que é uma das responsáveis pela introdução de humidade nas paredes, culpada de muitas das patologias estruturais e não estruturais, normalmente, encontradas em estruturas de alvenaria.

Obviamente que introdução, numa alvenaria antiga, de um novo material requer, tal como no reforço por injeção, uma escolha cuidada desse material, exigindo-se, acima de tudo, compatibilidade com os materiais originais.

A aplicação desta técnica pressupõe a realização das seguintes tarefas (Roque, 2002):

- Remoção parcial da argamassa das juntas: extracção e limpeza da argamassa existente nas juntas, numa profundidade de 5 a 7 cm. Caso a intervenção seja realizada de ambos os lados da parede, a profundidade máxima da extracção deve ser de cerca de 1/3 da espessura total. Nestes casos, para não prejudicar a estabilidade do muro, as juntas com a argamassa removida devem ser preenchidas antes de se dar início à remoção na face oposta. De facto, um dos problemas que pode surgir durante esta fase, é a remoção da argamassa resultar na instabilidade de algumas unidades;
- Lavagem das juntas abertas com água (a baixa pressão): para limpar as ranhuras abertas e para limitar a absorção da água da argamassa pelo suporte;
- Reposição das juntas: deve efectuar-se cuidadosamente o preenchimento das juntas, com a aplicação de várias camadas de argamassa. A eficácia desta intervenção depende da eficiente compactação das camadas de argamassa para preenchimento (“argamassa bem apertada”). Para garantia do aspecto estético da parede, esta é a operação que requer maior controlo durante a execução. Se a parede apresenta um aparelho com cunhas ou calços deve proceder-se à sua reposição, de modo a restaurar as características tipológico-construtivas da parede.



Figura 2.18 – Refechamento das juntas da torre da Igreja de Jevington (Reino Unido) com uma argamassa de cal (*in* <http://www.jevingtonchurch.co.uk>).

O refechamento das juntas pode ser combinado com a introdução de armaduras nas juntas horizontais. Assim, após a remoção da argamassa antiga são colocadas armaduras de aço (com tratamento anticorrosivo) ou varões (ou laminados) de materiais

compósitos (FRPs), sendo posteriormente preenchidas e seladas com uma nova argamassa. Contudo, esta técnica de reforço combinada apenas é possível de aplicar em alvenaria de pedra ou tijolo com juntas regulares exigindo-se, no entanto, uma altura suficiente da junta horizontal para introdução das armaduras. No caso de paredes de grande espessura, as armaduras devem ser aplicadas de ambos os lados das paredes, de forma a aumentar a eficácia da técnica (Valluzzi et al. 2005), sendo aconselhável ligar as armaduras através de conectores transversais às paredes (ver Figura 2.19). Estes conectores, em paredes de múltiplos panos, permitem, ainda, um efeito de confinamento da alvenaria, prevenindo a separação dos panos (Valluzzi et al. 2005).

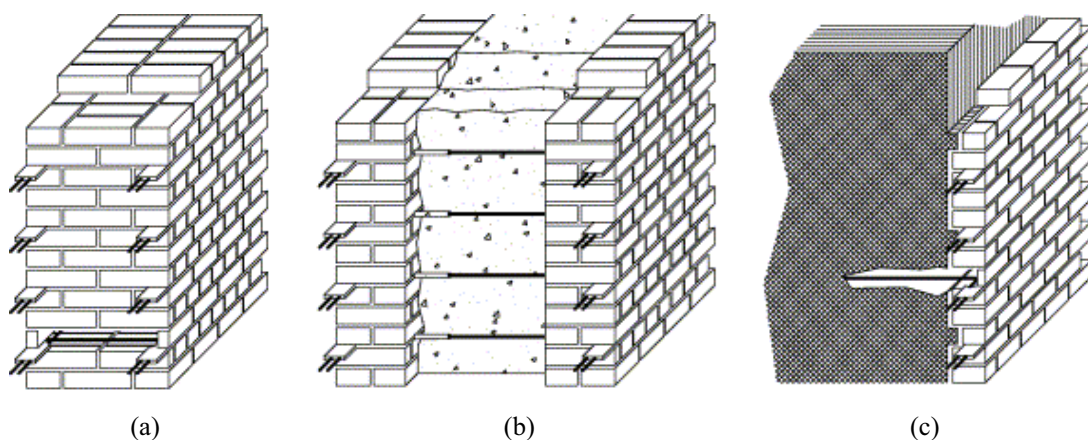


Figura 2.19 – Refechamento das juntas com armadura (Valluzzi et al., 2005): (a) parede de um pano; (b) parede de três panos; (c) Parede de múltiplos panos com pano resistente exterior.

Porém, esta técnica tem como objectivo principal, o controlo da dilatação horizontal da alvenaria, associada a problemas de fendilhação difusa, provocados, por exemplo, por fenómenos de fluência, de amplitude térmica ou higrotérmicos.

Podem ser utilizados, como armaduras, materiais como o aço (de preferência inoxidável ou com um outro tipo de tratamento anti-corrosão) ou materiais compósitos (FRPs), sob a forma de varões ou laminados. Estes materiais devem possuir uma superfície nervurada (no caso do aço) ou rugosa (no caso de materiais compósitos), de forma a garantir a necessária aderência entre as armaduras e a argamassa. Pela mesma razão, no caso de varões de aço serem utilizados, a sua superfície deve ser previamente limpa com jacto de areia.

Como material de preenchimento das juntas ou selagem final, podem ser utilizadas argamassas de cal, argamassa hidráulica aditivada ou, eventualmente, argamassas de resinas orgânicas (Roque, 2002). As argamassas de cal apresentam melhor

compatibilidade (química, física e mecânica) com as existentes do que as de resina orgânica. O seu desempenho pode ser melhorado com o uso de aditivos especiais (por exemplo com produtos expansivos anti-retração). As resinas orgânicas (epoxídicas, acrílicas ou de polyester) devem ser usadas, apenas, quando houver requisitos de elevada resistência e/ou de rápida presa (Roque, 2002).

Uma correcta aplicação desta técnica combinada requer (Valluzzi et al. 2005):

- Possível remoção do reboco ou outro, qualquer, tipo de acabamento, para verificação do estado da alvenaria;
- Inspecção cuidada da alvenaria, procurando vazios que necessitem de ser previamente injectados ou verificar a necessidade de substituição de algum elemento;
- Abertura de ranhuras nas juntas horizontais com ferramentas comuns (por exemplo serra circular). A altura da ranhura deverá ser tal que permita a introdução do material de reforço, mas deverá ter pelo menos 10 mm. A profundidade deverá ser cerca 50 a 80 mm, de forma que as armaduras possam ser colocadas, conjuntamente com a restante argamassa de suporte às cargas aplicadas;
- Remoção do pó resultante e de materiais soltos, com ar ou água, dependendo do material de preenchimento. No caso de uma argamassa de cal ou hidráulica será preferível remover estas partículas com água, para limitar a absorção de água da argamassa por parte dos materiais originais. No caso de uma argamassa de resinas orgânicas, dada à incompatibilidade com água no seu estado fresco, deverá ser realizada a remoção destas partículas com ar comprimido;
- Aplicação da primeira camada do material de enchimento, que deve ser bem compactado;
- Colocação do material de reforço. A introdução de dois varões de menor diâmetro é preferível à introdução de apenas um varão de maior diâmetro, estando-se, todavia, limitado à espessura da junta, normalmente entre 10 e 15 mm, onde apenas varões de pequeno diâmetro (4 a 6 mm) podem ser inseridos. É conveniente a utilização de espaçadores para separação das armaduras da superfície dos tijolos;

- Aplicação de uma segunda camada de argamassa, cobrindo armadura inserida, e se necessário colocar um novo varão e seguidamente uma nova camada de argamassa cobrindo-o;
- Aplicação de uma ultima camada de argamassa, preenchendo os últimos 15 a 20 mm da junta, para a sua selagem do ambiente exterior. Deverá ser, também, dado especial atenção ao aspecto estético da argamassa, onde, se necessário, poderão ser adicionados pigmentos ou utilizadas areias especiais para se conseguir o efeito desejado.

Esta é uma técnica de fácil execução, sendo necessário, apenas, especial cuidado nas fases da abertura das ranhuras, da limpeza das juntas e da aplicação do material de preenchimento, mas que não tornam o processo complexo. Para além disto é uma técnica que apresenta pequena perturbação das condições existentes, conserva o aspecto estético da alvenaria após intervenção e a adição de massa é desprezável, o que do ponto de vista sísmico é um aspecto importante.

Ensaio experimentais, onde esta técnica foi aplicada, têm demonstrado um efeito de aumento da resistência à compressão da alvenaria, sobretudo em combinação com outras técnicas de reforço (pregagens transversais e injeção) e, de facto, têm demonstrado um controlo efectivo da dilatação horizontal das paredes.

2.4 EXEMPLO DE ERROS DE INTERVENÇÕES ESTRUTURAIS EM ESTRUTURAS DE ALVENARIA ANTIGAS (CASO ITALIANO)

A presente secção serve para expor e discutir alguns casos e formas de intervenção estrutural que, simplesmente, não resultaram ou, na pior das hipóteses, resultaram em dano para a estrutura reparada. Estas situações são baseadas na experiência Italiana relativa ao reforço estrutural de edifícios de alvenaria de pedra.

Itália é um País com grande actividade sísmica e ao mesmo tempo um País riquíssimo em estruturas de alvenaria antigas, atingidas e afectadas por vários sismos ao longo do tempo. Daí que a redução da vulnerabilidade sísmica destas estruturas tenha sido uma prioridade para a preservação desse património.

Contudo, muitas das intervenções realizadas nesse sentido mostraram-se ineficazes e, por vezes, apenas prejudicaram o comportamento estrutural dessas construções. Isto foi constatado a partir de sismos recentemente ocorridos. Parte desses erros resultaram da fase de concepção do reforço, em que, por exemplo os regulamentos Italianos

assumiram que o comportamento destas estruturas era do tipo “caixa”, ou seja, estruturas com ligação rígida entre as paredes resistentes e de contraventamento, com ligação rígida entre as paredes e os pavimentos e com pavimentos rígidos no seu plano (Binda, 2006). Isto levou a que fossem adoptadas soluções de reforço, que passavam pela substituição dos típicos pavimentos de madeira, destes edifícios, por pavimentos de betão armado com aligeiramento cerâmico, utilização de vigas rígidas de ligação em cada piso, injeção e encamisamento das paredes (Binda, 2006).

Contudo, o sismo de 1997, ocorrido na Itália e que afectou as regiões de Umbria e Marche, demonstrou que algumas destas técnicas (aplicadas após o sismo anterior, ocorrido em 1979) não eram aplicáveis a edifícios em alvenaria de pedra irregular e argamassa pobre de panos múltiplos, com fraca ligação entre panos. Em grande parte dos casos, estas técnicas de reforço resultaram no colapso dos pisos devido ao seu maior peso, colapso de edifícios devido ao choque com outros mais reforçados, quando sujeitos à acção sísmica, colapsos de paredes para fora do plano, ineficácia das caldas de injeção e deficiências no encamisamento das paredes (Binda, 2006).

As principais causas atribuídas a estes erros foram a incompatibilidade em termos de rigidez entre a estrutura original e a intervenção, a mão-de-obra pouco especializada e a falta de conhecimento sobre os materiais e comportamento estrutural destes edifícios (Penazzi et al. 2000, Binda 2006).

Seguidamente são apresentadas de forma mais pormenorizada algumas das causas associadas a estas intervenções mal sucedidas.

As vigas de bordadura são, normalmente, utilizadas em intervenções onde se procede à substituição dos pavimentos de madeira por pavimentos de betão armado com aligeiramento cerâmico, servindo de ligação entre estes e as paredes de alvenaria, e por isso são construídas ao longo dos quatro lados das estruturas e ao nível de cada um dos pisos substituídos. Cada uma das vigas apenas pode ser introduzida numa secção limitada da parede, pois exige uma demolição parcial desta, ocorrendo, no caso de alvenaria de panos múltiplos, a viga ser construída apenas sobre um dos panos. Isto conduz a excentricidades da carga vertical aplicada às paredes (ver Figura 2.20a) e não promove uma ligação efectiva entre os panos da parede, ao nível do pavimento, podendo o pano externo rodar livremente para fora do seu plano, pois a ligação entre panos é, normalmente, muito fraca ou inexistente, para além do efeito de confinamento permitido pelo pavimento ser praticamente inexistente nesse pano.

Um outro grande problema desta técnica reside em conseguir uma ligação efectiva entre a parede e a viga, principalmente no caso de alvenaria de pedra irregular, normalmente realizada através da colocação de conectores metálicos que penetram na parede. Devido a grande diferença de rigidez, entre as paredes e os pavimentos em betão armado com aligeiramento cerâmico, ocorrem colapsos localizados nas paredes, pelo impulso dos pavimentos contra as paredes, quando solicitados pela acção sísmica (ver Figura 2.20b). Esta é uma técnica que falha, essencialmente, por falta de conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de estruturas, que não corresponde propriamente ao funcionamento tipo “caixa”, tal como era admitido até então.

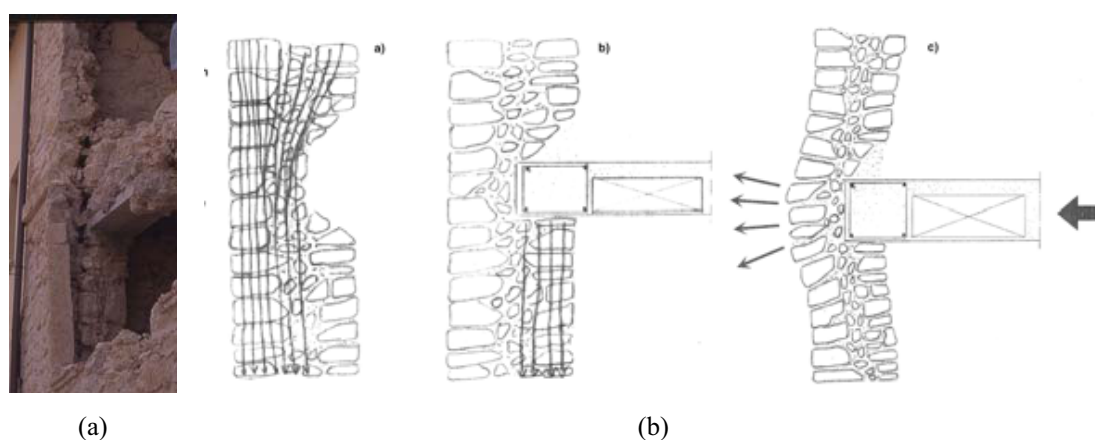


Figura 2.20 – Efeito do reforço com vigas de betão armado no comportamento de estruturas de alvenaria com paredes de panos múltiplos (Binda, 2006): (a) efeito da excentricidade das cargas verticais; (b) efeito do impulso de pavimento de betão armado nas paredes.

A técnica de encamisamento é essencialmente aplicada a paredes de panos múltiplos, sendo conseguida através da colocação em cada lado da parede de uma malha, normalmente, metálica com um diâmetro de 6 a 8 mm (por exemplo uma malha electrosoldada). Estas malhas são fixas a cada uma das faces com conectores metálicos que penetram na parede e idealmente devem ligar as duas malhas das faces opostas entre si. A aplicação destes conectores metálicos torna esta técnica de difícil aplicação principalmente no caso de alvenaria de pedra irregular, já que a correspondência de juntas entre os panos é praticamente inexistente não permitindo atravessar totalmente a parede, sem a danificar. Na Figura 2.21, são ilustradas as dificuldades de aplicação desta técnica. Esta técnica permite obter paredes de secção mais espessa e consequentemente levam ao aumento da resistência à compressão, tracção, corte e ductilidade. O aumento da resistência à compressão é garantido pelo aumento da secção

resistente e pelo efeito de confinamento garantido pelos conectores, enquanto que para as restantes três últimas propriedades, os seus aumentos devem-se a existência das redes metálicas, que permitem o controlo da abertura das fendas quando a estrutura é solicitada. Os principais erros e consequências cometidos na aplicação desta técnica são:

- A falta de ligação por sobreposição das redes, nas zonas dos pavimentos e onde existem encontros de paredes ortogonais, o que conduz a descontinuidades entre paredes;
- Sobreposição das folhas de cada rede insuficiente;
- Número de conectores metálicos insuficiente;
- Utilização de conectores demasiado curtos;
- Falta de distribuição uniforme das áreas reparadas, que conduz a esforços de torção, pois a rigidez também não fica uniformemente distribuída;
- Falta de recobrimento (reboco), que poderá conduzir à corrosão das armaduras.

A maioria dos erros aqui enunciados deve-se, essencialmente, a problemas de aplicação da técnica em questão, pelo que, esta fase deverá ser uma das mais rigorosas e exigentes.

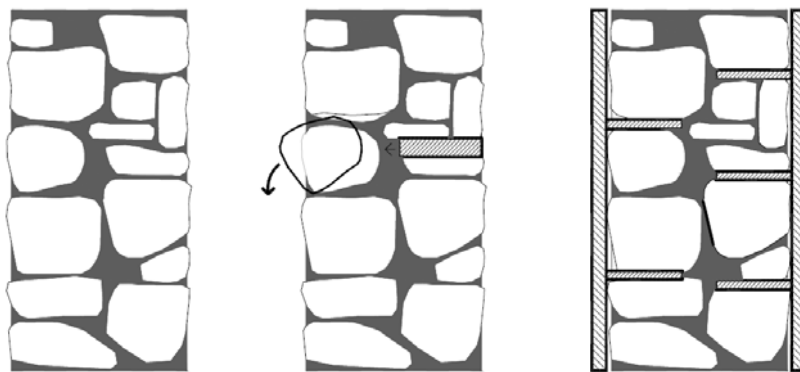


Figura 2.21 - Dificuldades na aplicação da técnica de encamisamento.

Quanto à injeção como técnica de reforço estrutural também foram detectados erros de aplicação, tais como a utilização desta técnica em elementos em que a injeção é inadequada devido a uma reduzida percentagem de vazios existente nesses elementos (menos de 4%) e a utilização de materiais de injeção incompatíveis com os originais dos elementos a injectar, levando a problemas de durabilidade e, obviamente, de compatibilidade. A problemática aplicação da técnica de injeção foi abordada na secção 2.3.2, pelo que não será aqui novamente abordada.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL DAS PAREDES DE ALVENARIA DE TRÊS PANOS

3.1 INTRODUÇÃO

Num trabalho experimental onde se pretenda estudar soluções estruturais antigas e em que sejam envolvidos ensaios de carácter destrutivo, a utilização de provetes representativos é, sem dúvida, essencial na obtenção de bons resultados, de informações fiáveis e consequentemente de conclusões válidas. Idealmente, estes provetes devem ser obtidos de estruturas existentes. Porém, raramente tal é possível, pois a sua obtenção exige provetes com dimensões consideráveis, implicando, a sua recolha, danificar essas estruturas que, geralmente, são consideradas património devido à sua idade ou importância e portanto, protegidas pelos organismos que tutelam o património construído.

Em relativamente poucos casos, se tem conseguido realizar ensaios em provetes recolhidos de estruturas antigas. Somente em casos excepcionais em que a preservação dessas estruturas deixou de ser possível ou em situações que constituam risco de colapso eminente, colocando em risco vidas humana ou a perda permanente dessas estruturas, tornando urgente o seu estudo. Por exemplo, um caso de um trabalho experimental realizado em provetes de alvenaria recolhidos de edifícios antigos corresponde aos ensaios de fluência realizados em provetes recolhidos dos escombros da Torre Cívica de Pavia em Itália (Pina-Henriques, 2005). Portanto, o aspecto da representatividade introduz, logo à partida, uma dificuldade neste género de estudos, onde, de forma a contorná-la tem-se recorrido à construção de provetes “novos”.

Um aspecto a ter em consideração na concepção destes provetes ditos “novos” é a escolha dos materiais, cujas propriedades físicas, químicas e mecânicas deverão ser próximas dos utilizados antigamente, de forma a conseguir-se reproduzir o comportamento das estruturas antigas, ou elementos destas, o mais fidedignamente

possível. Contudo, a sua representatividade não consegue ser total, pois factores como o desgaste e envelhecimento dos materiais, e mesmo a sua história de carregamento e dano ao longo da sua existência, não são facilmente reproduzíveis. Tais factores podem ter um peso bastante importante no comportamento estrutural, e que, naturalmente, não será contabilizado nos ensaios experimentais, ao não ser reproduzido nos provetes, obtendo-se resultados que não corresponderão à realidade que se pretende simular. Estes factores são “marginalizados” devido à sua dificuldade ou mesmo impraticabilidade de reprodução nos provetes construídos de “novo”. Como será compreensível, o envelhecimento, por exemplo, é um processo que pode ser acelerado, no entanto a quantidade de tempo necessária para o conseguir será, mesmo assim, exagerada e incompatível com o tempo disponível para a realização de qualquer actividade de investigação, o que de facto torna estes aspectos, em termos de reprodução em ensaios, secundários. Porém, deve-se ter consciência deles e avaliar a sua importância e influência nos resultados que se visa obter.

O conjunto de ideias referido anteriormente, demonstra a importância em justificar e fundamentar as escolhas relativas aos materiais utilizados em cada um dos trabalhos experimentais realizados, servindo o presente Capítulo esse propósito, no caso da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos.

Um outro propósito deste Capítulo é a caracterização desses materiais, uma vez que, na área da Engenharia Civil, essa caracterização fornece informações que podem ser bastante úteis na realização de trabalhos semelhantes ou em trabalhos futuros, constituindo uma “base de dados”, à qual podem recorrer. Para além disto, tais informações permitem uma melhor compreensão do trabalho realizado na sua globalidade, podendo, mesmo, serem utilizadas em outros trabalhos de carácter não experimental, como por exemplo, trabalhos de modelação numérica, onde terão uma grande utilidade na calibração de modelos ou elaboração de leis constitutivas.

Assim, no presente Capítulo são caracterizados os materiais envolvidos na campanha experimental que teve como objecto de estudo o comportamento das paredes de alvenaria de três panos. Adicionalmente, é apresentada a caracterização dos seus componentes funcionando individualmente, isto é, o pano externo e o pano interno.

A caracterização dos materiais aqui exposta é, essencialmente, mecânica. Contudo, uma caracterização mais aprofundada destes materiais pode ser encontrada em outros trabalhos, aos quais se fará referência oportunamente.

Basicamente, os materiais aqui caracterizados, foram os materiais utilizados na construção dos provetes da campanha e os materiais utilizados nas técnicas de reforço aplicadas. Então, este Capítulo inclui a caracterização do granito utilizado na construção das paredes ao nível da alvenaria dos panos externos, como unidades de alvenaria, e ao nível do pano interno, através de pedras de dimensão pequena e forma achatada. Inclui, também, a caracterização da argamassa à base de cal utilizada na alvenaria dos panos externos e na realização do pano interno, bem como um estudo de composição. No que diz respeito aos materiais de reforço, são caracterizados os varões de GFRP utilizados na pregagem dos panos externos e uma calda de injeção comercial à base de cal e pozolâna, utilizada em todas as técnicas de reforço aplicadas.

3.2 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO GRANITO À COMPRESSÃO UNIAXIAL

3.2.1 Generalidades

No Norte de Portugal a maioria dos edifícios antigos é em alvenaria de pedra granítica (Vasconcelos, 2005), incluindo os edifícios construídos com a tipologia de parede de três panos, visto ser uma rocha vulgarmente encontrada nesta região do País e portanto, utilizada ao longo dos tempos na construção local de habitações e monumentos.

Pretendendo-se estudar experimentalmente o comportamento da alvenaria de três panos, típica do Norte de Portugal, decidiu-se utilizar na construção dos provetes de parede de alvenaria de três panos um granito originário de uma pedreira da região, mais concretamente de Mondim de Basto (ver Figura 3.1), situada numa zona central da região Norte, e com grande actividade na exploração desta rocha. Algumas construções antigas bastante conhecidas dessa zona foram construídas, precisamente, em alvenaria com este tipo de granito, referindo-se, por exemplo, a capela do Santuário de Nossa Senhora da Graça.

Este granito apresenta uma coloração amarelada, sendo constituído por duas micas de grão pequeno a médio (Vasconcelos, 2005). Uma descrição mais detalhada sobre o Granito de Mondim de Basto pode ser consultada em Vasconcelos (2005). Durante a campanha experimental este granito foi utilizado na construção dos panos externos das paredes de alvenaria de três panos, sob a forma de pedras de geometria irregular, mas aproximadamente prismática, e na construção do pano interno sob a forma de pequenas

pedras de forma achatada que foram colocadas em camadas alternadas com camadas de argamassa. Foi ainda utilizado na construção dos provetes que pretendem simular o pano externo e interno.

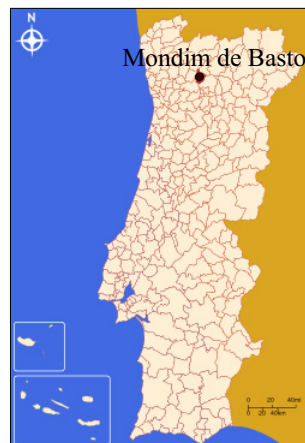


Figura 3.1 – Mondim de Basto.

3.2.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

De forma a avaliar as propriedades mecânicas à compressão do granito escolhido, foram ensaiados seis provetes cilíndricos com um diâmetro de 100 mm e uma altura de 200 mm, correspondendo a uma razão altura/diâmetro de 2, a fim de minimizar a influência do efeito do confinamento nos valores da resistência à compressão de cada um dos provetes.

Todos os provetes foram ensaiados em controlo de deslocamento axial, monotonicamente aplicado com uma velocidade $5 \mu\text{m/s}$, num bastidor com capacidade máxima de força de 2000 kN, permitindo a avaliação da resistência à compressão de cada provete. O controlo do deslocamento foi realizado pelo transdutor interno do actuador. Todos os provetes foram ensaiados a seco, tendo as condições de armazenamento prévias aos ensaios sido as condições ambiente do laboratório. Cada ensaio iniciou-se com a aplicação de uma pré-carga de 10 kN em controlo de força.

Para se determinar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do granito em questão, três dos seis provetes ensaiado foram instrumentados, adicionalmente, com quatro extensómetros de 6 cm de comprimento. Dois para medirem as extensões axiais e os outros dois para medirem as extensões circunferenciais a meia altura dos provetes. Na Figura 3.2 pode ser observada a disposição dos extensómetros, bem como o esquema de ensaio adoptado. Não foi utilizado nenhum material deslizante (por

exemplo folhas de teflon) entre os provetes e os pratos de aço, e de forma a obter-se um melhor ajuste do provete aos pratos do bastidor foi colocada uma rótula na parte superior dos provetes.

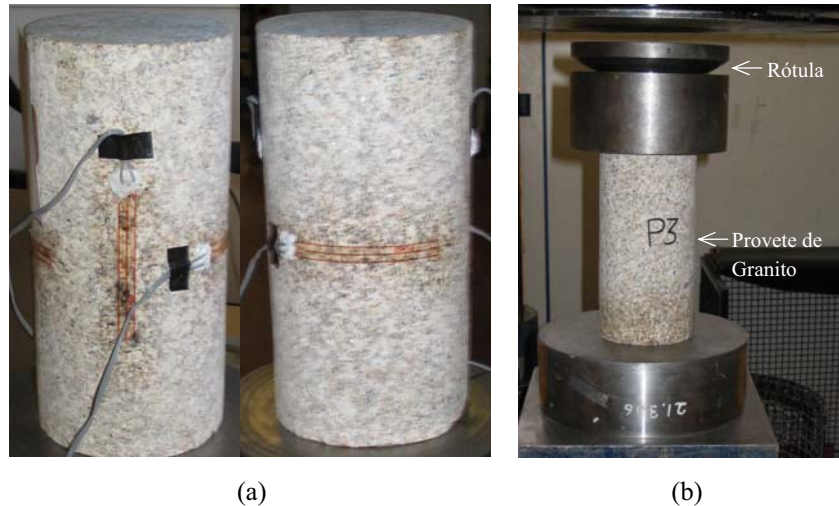


Figura 3.2 – Ensaio dos provetes de granito: (a) disposição dos extensómetros; (b) esquema de ensaio.

3.2.3 Resultados

3.2.4 Resultados

Os valores da resistência à compressão uniaxial ($f_{c,gr}$), do módulo de elasticidade (E_{gr}) e do Coeficiente de Poisson (ν_{gr}), para cada um dos provetes, são apresentados na Tabela 3.1, bem como os seus valores médios e o respectivo coeficiente de variação. Obteve-se um valor médio da resistência à compressão de 54.9 N/mm^2 , um valor médio do módulo de elasticidade de 20608 N/mm^2 e um valor médio do coeficiente de Poisson de 0.24, salientando-se que estes dois últimos foram obtidos de apenas 3 provetes, quando deveriam ser obtidos de pelo menos 5 provetes (Vasconcelos, 2005).

O módulo de elasticidade foi calculado para o intervalo de 30 a 60% da resistência à compressão de cada provete, através de uma regressão linear aplicada ao gráfico tensão axial - extensão axial. A definição deste intervalo teve por base o comportamento linear do granito que, para as condições de ensaio adoptadas, nomeadamente as condições de interface entre os pratos, apresenta neste intervalo um tramo do gráfico tensão axial - extensão axial praticamente recto, sendo-o bastante perceptível na Figura 3.3 para o caso do provete P4.

O mesmo não se verifica para a curva tensão axial - extensão circunferencial, ou seja, esta curva é completamente não linear, devendo-se à micro-fendilhação axial que ocorre numa fase muito inicial do ensaio, influenciando consideravelmente os valores registados da extensão circunferencial dos provetes. Este comportamento foi, também, observado em Vasconcelos (2005) e Oliveira (2003), que, para além disto, constataram que o coeficiente de Poisson varia significativamente com a tensão axial.

Tabela 3.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de granito.

Provete	$f_{c,gr}$ (N/mm ²)	E_{gr} (N/mm ²)	ν_{gr}
P1	52.2	-	-
P2	36.8	-	-
P3	54.5	-	-
P4	58.0	23168	0.28
P5	59.6	16594	0.25
P6	68.3	22061	0.19
Média	54.9	20608	0.24
CV (%)	19	17	21

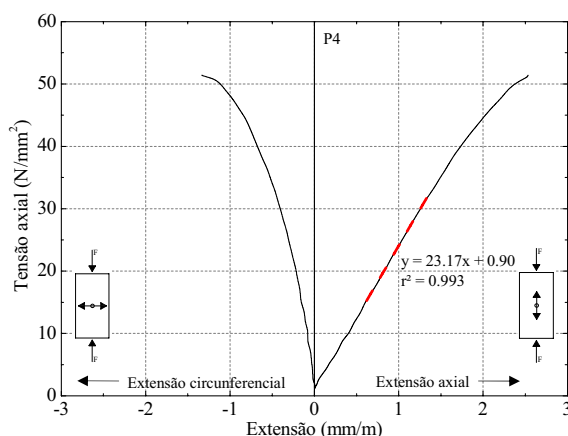


Figura 3.3 – Curvas tensão axial - extensão axial e tensão axial - extensão circunferencial do provete P4.

Então, o cálculo do coeficiente de Poisson é bastante dependente do intervalo que se escolhe para o seu cálculo, ao contrário de que ocorre para o modo de elasticidade, em que o seu cálculo para um intervalo com limites de tensão mais baixos conduziria, praticamente, ao mesmo resultado obtido para o intervalo definido. De facto, a definição do intervalo para o cálculo do coeficiente de Poisson num granito é sempre de difícil decisão o que torna o seu cálculo sempre discutível. Segundo Vasconcelos (2005), o cálculo tanto do módulo de elasticidade como do coeficiente de Poisson deverá ser realizada no intervalo compreendido entre a tensão de fecho das fendas e a tensão de

início de fendilhação. A determinação destes limites exigiria a adoção de um esquema de medição de deslocamentos bem mais rigoroso e conseqüentemente um esquema e procedimento de ensaio mais complexo, à semelhança dos utilizados por esse autor, não se justificando no contexto do presente trabalho. Assim, em coerência com cálculo do módulo de elasticidade o mesmo intervalo foi definido para o cálculo do coeficiente de Poisson. Este foi calculado para cada provete recorrendo-se da relação da mecânica dos materiais apresentada na equação (3.1), onde ε_{cir} é a extensão circunferencial e ε_{ax} é a extensão axial. Os valores do coeficiente de Poisson apresentados na Tabela 3.1, para cada provete, resultaram da média dos valores calculados pela equação (3.1) no intervalo definido.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{cir}}{\varepsilon_{ax}} \quad (3.1)$$

A Figura 3.4 mostra a variação do coeficiente de Poisson com o valor da tensão de compressão normalizada (relação entre a tensão axial de compressão e resistência à compressão uniaxial de cada provete) para o provete P4, onde é perceptível a indefinição do coeficiente de Poisson. Logo, deverá o leitor estar ciente que tanto o módulo de elasticidade como o coeficiente de Poisson puderam não ter sido calculados num intervalo com comportamento linear elástico do granito em toda a sua extensão, de entre os quais o valor do coeficiente de Poisson será o mais influenciável pelo comportamento não linear, devido a não linearidade, claramente, apresentada pela extensão circunferencial.

O valor médio da resistência à compressão obtido foi ligeiramente superior ao obtido por Vasconcelos (2005) para o mesmo tipo de granito, ver Tabela 3.2, pois o esquema de ensaio utilizado foi diferente, nomeadamente ao nível das condições fronteira, tendo até mesmo o procedimento de ensaio sido diferente. Os valores obtidos para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson também foram diferentes, podendo esta diferença estar relacionada com questões de variabilidade, para além das questões do esquema e procedimento de ensaio, e do intervalo para o cálculo destes parâmetros, atrás discutida.

Na Figura 3.5 é apresentado o padrão de fendilhação na rotura dos provetes de granito, onde, claramente, se verifica a formação de cunhas de rotura associadas a macro-fendas diagonais localizada numa banda de corte.

A rotura destes provetes foi extremamente frágil, tendo havido mesmo, a necessidade de adoptar um sistema de protecção para protecção eventuais fragmentos dos provetes que saltassem durante os ensaios.

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de granito obtidos por Vasconcelos (2005).

$f_{c,gr}$ (N/mm ²)	E_{gr} (N/mm ²)	ν_{gr}
49.7	15886	0.29

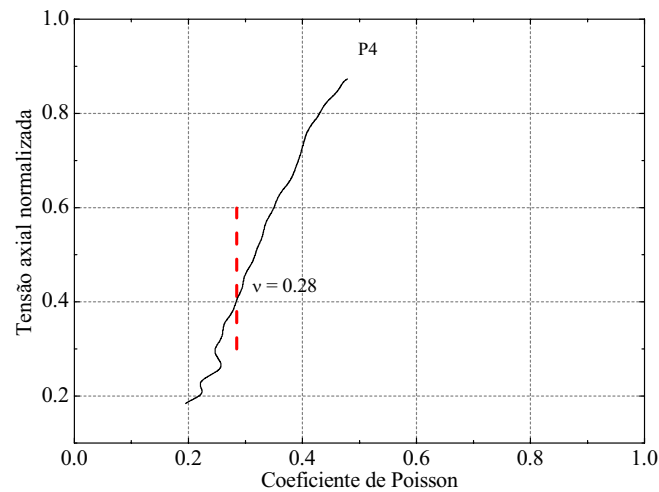


Figura 3.4 – Variação do coeficiente de Poisson com a tensão axial normalizada.



Figura 3.5 – Padrão de fendilhação na rotura dos provetes de granito.

3.3 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA ARGAMASSA À COMPRESSÃO UNIAXIAL

3.3.1 Generalidades

Tipicamente, a alvenaria antiga de três panos do Norte de Portugal possui juntas argamassadas, pelo que decidiu-se construir as paredes de alvenaria de três panos ensaiadas nesta campanha experimental, igualmente com juntas argamassadas. Esta decisão, logo à partida necessita da definição de uma composição para a argamassa a adoptar. Esta deverá, no contexto do presente trabalho, ser representativa das argamassas antigas em termos resistência e deformabilidade, o que em princípio a adopção de uma composição semelhante às argamassas antigas o garantirá.

Actualmente, o ligante mais utilizado em argamassas e betões é o cimento de Portland normal, cuja descoberta data do Século XIX (Klrca, 2005), ou seja, é um material, ainda, bastante recente, cuja utilização foi propulsionada pela maior resistência e hidraulicidade que atribui às argamassas e betões onde é utilizado, que permite que estes apresentem um rápido endurecimento (Cultrone et al., 2005), que no caso de argamassas em que se utiliza como ligante a cal hidratada é bem mais lento. Já a utilização da cal como ligante, vem desde da antiguidade, cujas evidências da sua utilização/produção datam de 12000 AC em Israel, onde a cal era criada através da combustão de pedras combustíveis, de origem petrolífera (“*oil shale*”), juntamente com pedras calcárias (Klrca, 2005). Ao longo da História, a utilização de argamassas de cal atingiu o seu auge com o povo Romano, que a partir do conhecimento adquirido dos Etruscos e Gregos (Klrca, 2005), revolucionaram e espalharam pelo seu Império as suas argamassas, através das infra-estruturas e edifícios construídos, sendo caracterizadas pela sua grande durabilidade e pela capacidade de endurecimento debaixo de água (Klrca, 2005). De facto, a grande revolução das argamassas de cal, aplicadas pelos Romanos, deveu-se a adição de materiais pozolânicos, tais como cinzas vulcânicas e pó de tijolo (Klrca, 2005; Baronio et al, 1997 e Charola et al, 1999). Estes materiais são bastante ricos em silicatos e aluminatos, permitindo a formação de géis semelhantes aos formados no endurecimento das argamassas de cimento, quando estes reagem com a cal (Klrca, 2005). Isto é, a adição de materiais pozolânicos a argamassas com cal permite que estas adquiram propriedades hidráulicas (Veiga et al, 2004), ou seja, necessitam apenas de água para que o seu endurecimento ocorra tanto ao ar como de baixo de água, enquanto que a cal utilizada simplesmente, sem adição destes materiais, conduz a que as

argamassas apresentem um comportamento aéreo, isto é, apenas endurecem na presença de ar, por reacção da cal com o dióxido de carbono atmosférico (carbonatação).

Para que uma argamassa de cal adquira propriedades hidráulicas, não é forçosamente necessário adicionar materiais pozolânicos, podendo esta propriedade ser conseguida através da adição de argila na “cozedura” (calcinação) da pedra calcária para a obtenção da cal. Normalmente isto é conseguido através da calcinação de margas ou de calcários ricos em alumina e silício (Charola et al., 1999 e Veiga et al, 2004), ou seja, a forma como a cal hidráulica é fabricada. Tal como o cimento, a cal hidráulica é um ligante, ainda, relativamente recente, tendo sido descoberto no Século XVIII (Klrca, 2005).

De facto, a utilização de cal (aérea) como ligante em argamassas estendeu-se durante um largo período da História da Construção e, portanto, é natural que as estruturas de alvenaria antigas que foram herdadas possuam argamassas de cal e muito provavelmente terão materiais pozolânicos na sua constituição, visto que um dos aspectos que permitiu que estas argamassas chegassem aos dias de hoje foi a reconhecida durabilidade deste tipo de argamassas (Toumbakari, 2002 e Moropoulou et al. 2005). Neste contexto, decidiu-se utilizar uma cal aérea hidratada e um material pozolânico na constituição da argamassa adoptada, de forma a generalizar este estudo ao maior número de casos possíveis. A cal aérea hidratada utilizada é de uma marca comercial (Fradical) e o material pozolânico utilizado foi o metacaulino, também da mesma marca comercial.

O metacaulino é um material de coloração rosa, obtido do caulino após ser submetido a um tratamento térmico (tratamento com grande consumo de energia, mas mesmo assim apresenta um consumo bem inferior ao necessário para produção de cimento), que se traduz numa quase total desidroxilação do caulino (Pinto, 2004), conferindo-lhe reactividade pozolânica, à semelhança do pó de alguns tipos de tijolo utilizados nas argamassas pelos Romanos (Baronio et al, 1997). De facto, o metacaulino seria o material que atribuía a esse pó de tijolo as propriedades pozolânicas, uma vez que durante a cozedura de tijolos cerâmicos um dos produtos que se forma, quando estes são cozidos a uma temperatura entre os 600 e 700 °C e caso possuam na sua composição caulinite (um dos minerais de argila mais comuns), é precisamente o metacaulino (Fernandes, 2006). Este material, nos últimos anos tem vindo a ser utilizado na substituição de parte do cimento em betões, ou seja, apresenta um crescimento na procura da sua utilização, devido a aspectos relacionados com a

durabilidade e ao conceito de construção sustentável, que actualmente está em voga. Logo, a escolha deste material pretende, também, fornecer uma experiência de trabalho que poderá servir de base para trabalhos de reabilitação de estruturas de alvenaria antigas, em que este material possa ser utilizado nas argamassas de substituição.

Como agregado da argamassa foi utilizada uma areia de um fornecedor local (Guimarães), ver curva granulométrica em Anexo B.1. A proporção adoptada, em termos de peso, para estes materiais foi de 1:3, para o ligante e agregado, respectivamente.

O ligante, neste trabalho, é definido como o conjunto cal aérea hidratada/metacaulino, apesar de tecnicamente não estar correcto, pois apenas a cal possui características de ligante, no entanto existe uma forte reacção entre eles durante o endurecimento, cujo produto constituirá o ligante final da argamassa, o que não significa que todo o metacaulino faça parte desse ligante final. Esta consideração pretende facilitar, em termos da apresentação, o traço da argamassa.

A quantidade de cada um dos materiais do ligante foi definida de forma a obter-se uma resistência à compressão baixa, através de alguns ensaios prévios sem base bibliográfica devido a sua falta, até porque o metacaulino é um material muito recente, portanto, ainda, pouco utilizado e divulgado. Decidiu-se, então que o ligante seria constituído por 25% de cal e 75% de metacaulino em termos de peso. Já a escolha da razão ligante/agregado teve por base amostras (mais de 150) de argamassas de edifícios antigos de Itália referenciadas em Bartos et al. (1999). A quantidade de água a adicionar à mistura baseou-se em experiências prévias, onde se testou a adição diferentes quantidades de água para obter-se uma trabalhabilidade aceitável, chegando-se à conclusão que esta quantidade seria 80% do peso do ligante. Apesar disto, verificou-se que a trabalhabilidade dessa argamassa era insuficiente devido à grande quantidade de metacaulino utilizada, levando à adição de um secante pozolânico da mesma marca comercial do metacaulino e da cal aérea hidratada utilizados. Este material apresenta maioritariamente na sua composição óxido de cálcio (cal viva) e resultou, de facto, numa melhor trabalhabilidade da argamassa e no seu rápido endurecimento. A quantidade deste material adicionada à mistura foi de 10% do peso do ligante.

Devido à falta informação na bibliografia disponível sobre argamassas de cal e metacaulino e incertezas relacionadas com a composição adoptada, após a construção da primeira série de paredes optou-se por se realizar um estudo de composição, avaliando apenas a resistência à compressão, onde se fez variar a idade de ensaio dos provetes, as

proporções dos constituintes do ligante e da quantidade de secante pozolânico adicionada, mantendo-se as razões ligante/areia (1:3) e ligante/água (0.8).

Em suma, a composição adoptada para a argamassa utilizada em toda a campanha experimental nas várias séries de paredes que foram construídas, em termos de peso, foi: 1:3:0.8 para o ligante, areia e água, respectivamente. Sendo o ligante constituído por 25% de cal aérea hidratada e 75% de metacaulino. Adicionalmente, foi adicionado 10% do peso do ligante, de um secante pozolânico.

3.3.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

Tanto os provetes da argamassa, utilizada na construção das paredes de alvenaria de três panos, como os provetes das argamassas ensaiadas no estudo de composição, foram, apenas, ensaiados à compressão uniaxial. As amassaduras destas argamassas foram realizadas mecanicamente, com recurso a uma betoneira. Os provetes ensaiados tinham uma forma cúbica de dimensões 50x50x50 mm³. A forma dos provetes adoptada teve como razões: (i) na indisponibilidade de moldes com a forma e dimensões normalizadas segundo a norma EN 1015-11 (1999), pelo que esta não foi utilizada na caracterização da resistência à compressão; (ii) a necessidade de obtenção de uma grande número de provetes nas amassaduras que foram realizadas ao longo da campanha experimental das paredes e estudo de composição; (iii) e a grande quantidade de moldes de cubos disponíveis.

Para os ensaios da argamassa utilizada na construção das paredes de alvenaria, foram recolhidas amostras das amassaduras, que posteriormente foram colocadas nos moldes cúbicos, seguindo o seguinte procedimento: (i) colocação de uma primeira camada até meia altura; (ii) compactação realizada por vibração durante 30 s, com recurso a uma mesa vibratória; (iii) colocação de uma segunda camada até preencher a totalidade do molde; (iv) nova compactação por vibração durante 30 s; (v) remoção da argamassa em excesso do molde. O mesmo procedimento de preparação dos cubos foi seguido para os provetes do estudo de composição. As condições de cura de todos os provetes foram as condições ambiente do laboratório, tendo os cubos sido descofrados ao fim de três dias.

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados num pórtico com um actuador vertical servo-controlado, equipado com uma célula de carga de 25 kN, permitindo a realização de ensaios tanto em controlo de força como em controlo de deslocamento. No

caso específico destes ensaios, foram realizados em controlo de deslocamento, por aplicação de um deslocamento monotónico, pelo actuador, com velocidade de 0.05 mm/s, controlado por um LVDT que media o deslocamento axial deste. O esquema de ensaio inclui uma rótula colocada sobre o provete para permitir um melhor ajuste do provete aos pratos do pórtico de ensaio. Não foi necessário proceder à regularização das faces de contacto, já que estas apresentavam-se planas após os provetes serem retirados dos moldes, nem foi utilizado qualquer tipo de material de deslizante (folhas de teflon) a fim de minimizar o confinamento provocado pelos pratos.

A Tabela 3.3 apresenta as várias composições testadas no estudo de composição, salientando-se que todas foram testadas para as idades: 7; 28; 90 dias, e em três provetes para cada uma das idades, num total de 135 provetes ensaiados. Relativamente à designação presente nesta tabela para identificação das composições, a numeração romana está associada à composição do ligante (I, II, III, IV, e V) e a letra seguinte (a, b e c) à quantidade de secante pozolânico adicionada.

Tabela 3.3 – Diferentes composições testadas no estudo de composição.

Composição	Ligante		% de secante pozolânico
	% de cal	% de metacaulino	
Ia	0	100	4
Ib	0	100	8
Ic	0	100	12
IIa	25	75	4
IIb	25	75	8
IIc	25	75	12
IIIa	50	50	4
IIIb	50	50	8
IIIc	50	50	12
IVa	75	25	4
IVb	75	25	8
IVc	75	25	12
Va	100	0	4
Vb	100	0	8
Vc	100	0	12

3.3.3 Resultados

Apenas foram recolhidas amostras de argamassa durante a construção da segunda e terceira série de paredes, tendo sido ensaiados na segunda série aos 7, 28 e 90 dias, três provetes por cada idade de ensaio, enquanto que para a terceira série foram ensaiados

com uma idade próxima da idade de ensaio das paredes, ou seja, 140 dias, um total de oito provetes.

Para a segunda série de paredes obteve-se um valor médio da resistência à compressão uniaxial da argamassa de 0.5 N/mm^2 , 2.9 N/mm^2 e 2.2 N/mm^2 para as idades de 7, 28 e 90 dias, respectivamente. Já para a terceira série foi obtido um valor médio da resistência à compressão uniaxial de 4.6 N/mm^2 . A diferença encontrada entre as duas séries é considerável, devendo-se, provavelmente, à variabilidade dos resultados, uma vez que apenas três provetes foram ensaiados para cada idade na segunda série e à diferença de idades dos provetes, sendo compreensível que quanto maior é idade do provete maior será a sua resistência. Esta última suposição foi contrariada pelo estudo de composição como se verá posteriormente.

A rotura típica de um provete de argamassa é apresentada na Figura 3.6, caracterizada pela formação de fendas na direcção axial e a formação de duas cunhas, evidenciando-se, claramente, o efeito de cintagem nestes provetes.

Os gráficos da Figura 3.7 mostram o valor médio da resistência à compressão em função da composição, para as três idades ensaiadas no estudo de composição. Claramente, se verifica que a quantidade de secante pozolânico utilizada, influencia o valor da resistência á compressão, isto é, a utilização de uma quantidade maior de secante conduz, geralmente, a um aumento do valor médio deste parâmetro, qualquer que seja a idade de ensaio e para uma mesma composição do ligante. Este comportamento ocorre devido ao secante ser, essencialmente, constituído por óxido de cálcio (cal viva), que, basicamente, é um ligante, e logo a quantidade de ligante efectivo (entenda-se como ligante efectivo todo o material da argamassa que possui verdadeiras propriedades de ligante), para uma determinada composição do ligante, é superior nas argamassas onde foi utilizada uma maior percentagem de secante. De facto, este aumento de resistência, com a maior quantidade de secante utilizada, verifica-se com maior destaque nas argamassas com elevada percentagem de metacaulino no ligante, uma vez que este, quando em quantidade bastante superior em relação à de cal, conduz a que grande parte do metacaulino se comporte basicamente como um inerte, pois não existe cal suficiente para que seja consumido na reacção pozolânica, ou seja, obtêm-se uma argamassa pobre com baixa percentagem de ligante e conseqüentemente baixa resistência à compressão.



Figura 3.6 – Rotura típica de um provete de argamassa.

Assim, a adição de secante, em termos mecânicos, comporta-se como a adição de uma quantidade extra de ligante, tornado as composições com elevada percentagem de metacaulino mais resistentes. De facto, a existência de resistência à compressão, apesar de baixa, nas composições das argamassas com 0% de cal só pode ser justificada pela presença do secante, que desempenha as funções de ligante nessas argamassas.

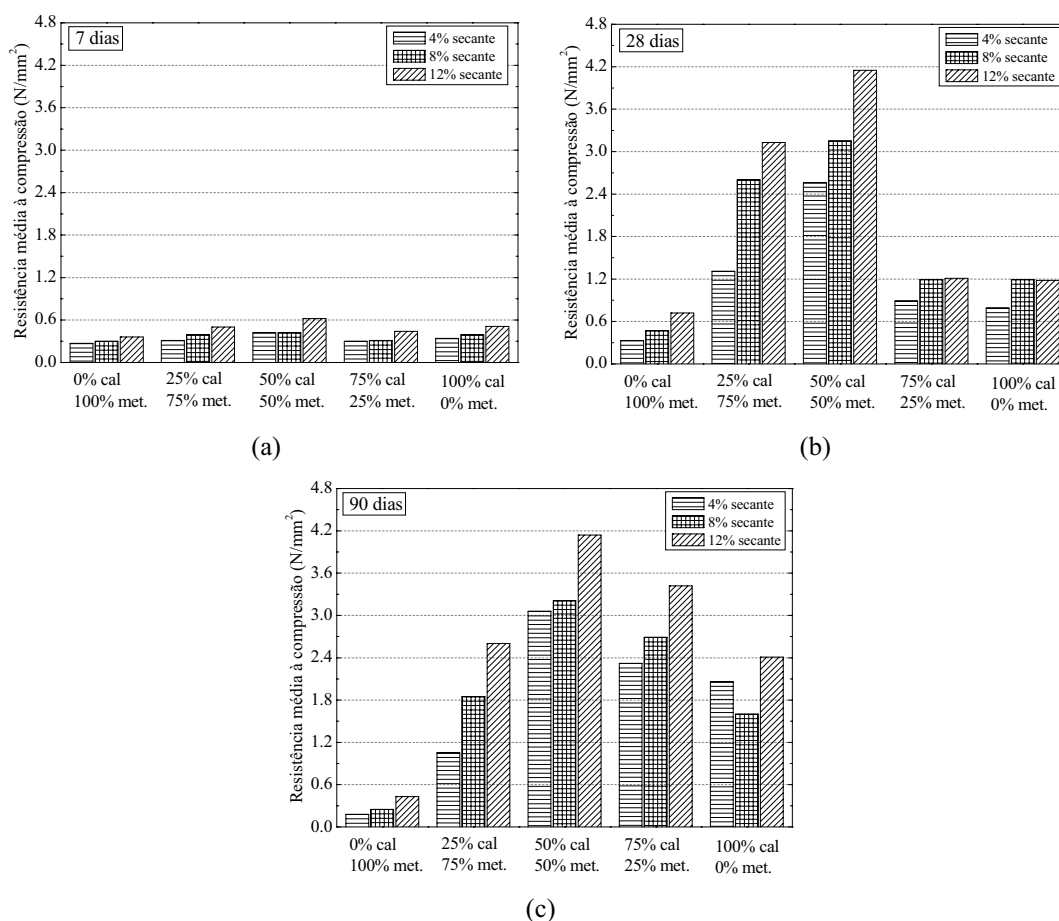


Figura 3.7 – Resistência média à compressão em função da composição: (a) 90; (b) 28; (c) e 90 dias.

Na Figura 3.8 é apresentada a evolução da resistência à compressão das diferentes composições de argamassa em função do tempo. As argamassas com elevada percentagem de metacaulino apresentam uma evolução da resistência à compressão curiosa, mas ao mesmo tempo inesperada, ou seja, observa-se um decaimento do seu valor a partir dos 28 dias de idade, quando seria de esperar uma estabilização ou um ligeiro aumento.

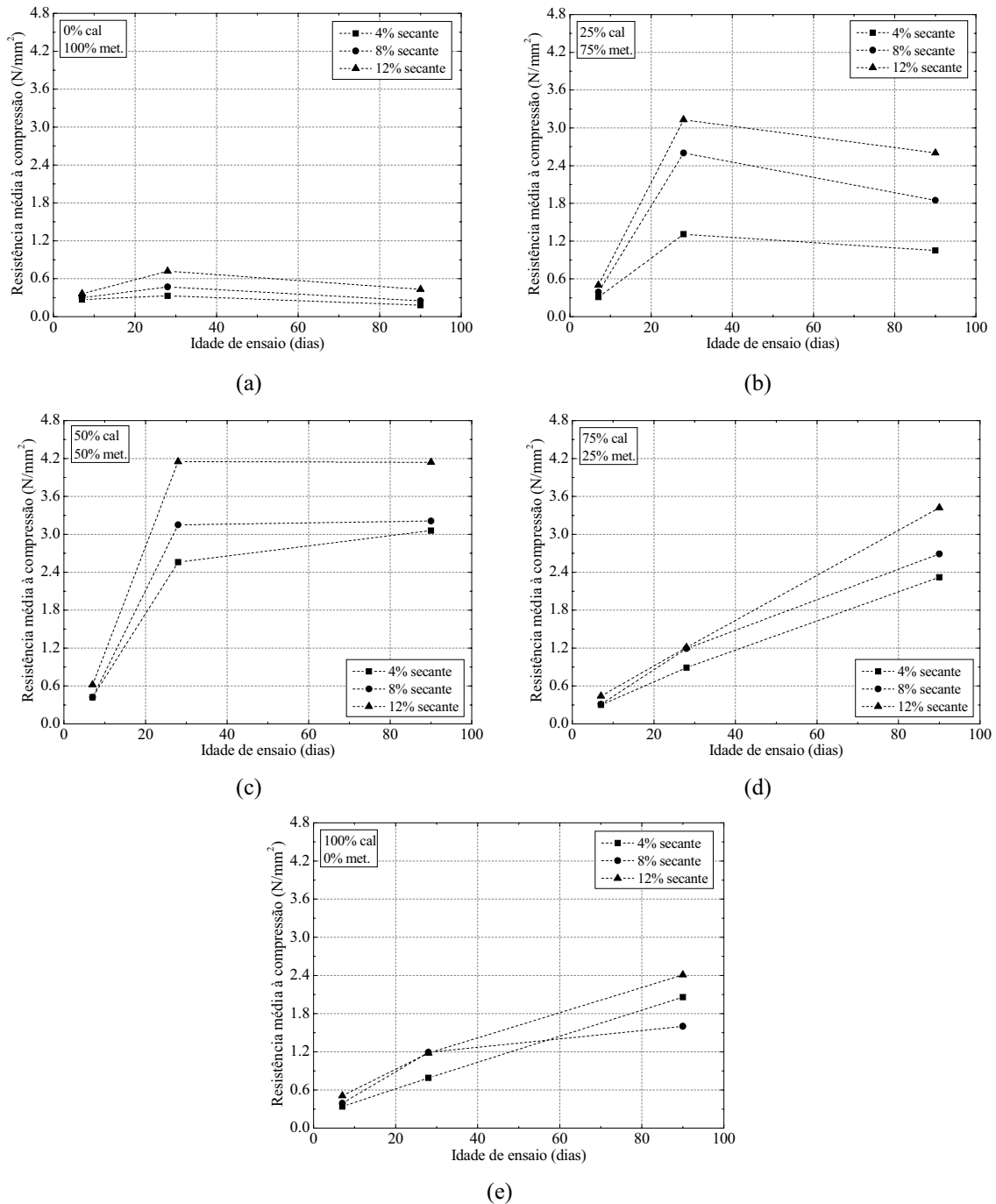


Figura 3.8 – Resistência média à compressão em função do tempo: (a) ligante I; (b) ligante II; (c) ligante III; (d) ligante IV; (e) ligante V.

Este comportamento pensa-se que não estará associado à variabilidade dos resultados, mas sim a um comportamento intrínseco da composição destas argamassas, que apenas poderá ser verificado com novos ensaios.

Um comportamento oposto, verifica-se para as argamassas com menor quantidade de metacaulino, isto é, existe um aumento da resistência à compressão com a idade de ensaio, onde, no caso das composições do ligante IV e V, se verifica, claramente, que aos dos 90 dias de ensaio a resistência máxima à compressão não foi atingida, indicando que estas argamassas têm um endurecimento sobretudo aéreo. De facto, o endurecimento destas argamassas foi bem mais lento, quando comparado ao das argamassas com quantidade maior de metacaulino, cujo endurecimento será, fundamentalmente, hidráulico.

As argamassas que adquiriram maior resistência à compressão, foram as com composição do ligante em percentagens iguais de cal e metacaulino (ligante III). Estas caracterizam-se, também, por um rápido endurecimento, apresentando logo aos 28 dias de idade um valor médio da resistência à compressão próximo do valor obtido aos 90 dias, indicando que a variação do valor da resistência à compressão ao fim dos 90 dias não será significativa, apesar de continuar ocorrer.

A argamassa utilizada na construção das paredes insere-se na categoria das argamassas com elevadas quantidade de metacaulino, tendo sido observada a mesma evolução da resistência à compressão, nos provetes da segunda série de paredes, ou seja, um ligeiro decréscimo da resistência à compressão aos 90 dias. Esta observação, relativamente aos ensaios das paredes, é importante, pois à data de ensaio destas, a argamassa terá adquirido uma resistência próxima da máxima. Logo, a diferença entre as datas de ensaios das diferentes paredes não terá grande influência no seu comportamento, restando desmistificar e esclarecer a questão da perda de resistência ao longo tempo.

No Anexo A.1 é apresentada a Tabela A.1, com os valores médios da resistência à compressão de cada composição e idade de ensaio, bem como o respectivo coeficiente de variação.

3.4 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS DE REFORÇO

3.4.1 Generalidades

Os materiais utilizados para a realização do reforço, nas duas técnicas aplicadas às paredes de alvenaria de três panos desta campanha experimental, foram varões de GFRP de 10 mm de diâmetro e uma calda de injeção à base de cal e materiais pozolânicos, sendo ambos os materiais pertencentes à mesma marca comercial (Mapei).

Os FRPs (*Fiber Reinforced Polymer*) são materiais compósitos constituídos por uma matriz (basicamente, é o conjunto da resina e das cargas de enchimento inorgânicas, normalmente designadas de “*filler*”) que envolve um conjunto de fibras de alta resistência à tracção, orientadas segundo uma ou mais direcções (Lorenzis, 2002). No domínio da reabilitação estrutural as fibras mais comuns são de carbono, vidro e aramida ou “*kevlar*” (Juvandes et al, 1996 e Lorenzis, 2002), as quais são associadas à designação dos diferentes FRPs. Quanto à matriz, pode ser aplicada durante o fabrico do FRP (sistemas pré-impregnados) ou durante a sua aplicação, sendo responsável pela aglomeração, distribuição dos esforços e protecção das fibras.

Estes materiais são caracterizados, basicamente, por uma elevada resistência à tracção na direcção de orientação das fibras (3300 a 5700 N/mm²) e um correspondente módulo de elasticidade elevado (70x10³ a 270x10³ N/mm²), e por um comportamento praticamente linear-elástico até à rotura, sem comportamento pós-pico, ou seja, a rotura é extremamente frágil (Lorenzis, 2002). Portanto, são materiais produzidos para trabalharem em tracção nas aplicações onde são envolvidos. A elevada resistência à tracção na direcção da orientação das fibras é proporcionada, exactamente, pela resistência das fibras, e portanto, dependente do tipo de fibra do material compósito, sendo, também, responsáveis pelo seu valor do módulo de elasticidade. Deve então, a selecção do tipo de FRP a utilizar depender destes aspectos, para além de aspectos económicos e de durabilidade, entre outros.

A popularidade destes materiais no reforço de estruturas tem vindo a crescer durante as duas últimas décadas, apresentando como vantagens uma elevada razão resistência/peso (indicado para reforço sísmico), um bom comportamento à corrosão (indicado para ambientes altamente agressivos) e neutralidade electromagnética (Lorenzis, 2002). No entanto apresentam como principal desvantagem o custo da sua utilização, que ainda é bastante elevado, mas com o desenvolvimento do mercado da

reabilitação e com a crescente concorrência, o preço tenderá a diminuir tornando a sua utilização economicamente mais viável (Lorenzis, 2002). Outras desvantagens, como o comportamento frágil, a fraca resistência à radiação ultra-violeta das fibras de aramida, a fraca resistência ao fogo e a durabilidade a longo prazo das intervenções com estes materiais ainda desconhecida, deverão ser também tomadas em consideração na decisão de uma forma de intervenção com estes materiais.

Em Engenharia Civil estes materiais são utilizados sob diferentes formas, tais como varões, cordas, laminados, mantas (ou tecidos), e grelhas (Lorenzis, 2002). A utilização de todas estas formas em alvenaria, é possível, podendo os varões, cordas e laminados serem colocados no interior das juntas, e as mantas e grelhas serem coladas ou fixas directamente nas próprias paredes, melhorando, essencialmente, a resistência à tracção da alvenaria.

Como já referido, neste trabalho foram utilizados varões de GFRP. Este material é caracterizado por uma elevada resistência à tracção na direcção longitudinal (direcção das fibras), e uma resistência à tracção, claramente, inferior na direcção transversal, pois, segundo esta última direcção, a resistência é controlada pela matriz, que apresenta propriedades em tracção muito inferiores às das fibras. Relativamente à resistência à compressão na direcção longitudinal é, obviamente, inferior, podendo ser cerca de 10% da resistência à tracção (Lorenzis, 2002).

Os varões utilizados foram fabricados segundo um processo de pultrusão, onde a fibras de vidro são impregnadas por uma resina de vinilester epoxi-modificado. Apresentam, segundo o fabricante, uma aderência melhorada, por um processo não especificado (provavelmente será por jacto de areia), uma resistência à tracção de 760 N/mm^2 , um módulo de elasticidade de $40.8 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ e uma extensão última de 20 mm/m. O aspecto da aderência melhorada, neste trabalho, é bastante importante, já que a transmissão de esforços dos varões para a alvenaria é realizada por atrito entre os varões e a calda de injecção.

Por dificuldades técnicas, não foi possível a realização de ensaios de tracção neste material, de forma a verificar os valores fornecidos pelo fabricante. De facto, procedeu-se ao ensaio à tracção de alguns varões de GFRP, segundo um procedimento semelhante ao utilizado para o ensaio de varões de aço à tracção, no entanto a rotura ocorreu sempre na zona de amarração, relacionada com o esmagamento na zona da amarra (ver Figura 3.9).

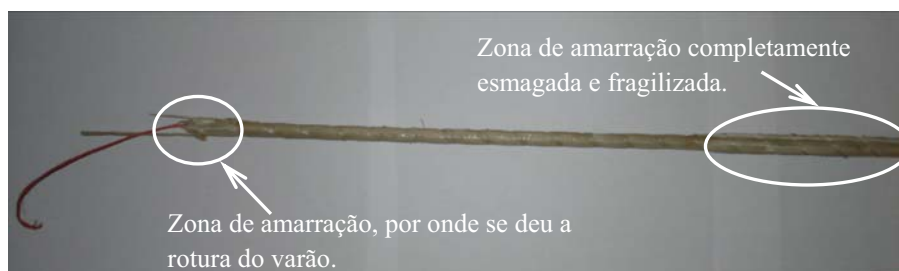


Figura 3.9 – Rotura pela zona de amarração de um varão de GFRP ensaiado à tracção.

Uma calda de injeção é, tradicionalmente, definida como *“uma mistura de um material cimentício e agregados, usualmente agregados finos, com água suficiente para produzir uma consistência fluida sem segregação dos constituintes”* (Kumar Mehta, 1993). No entanto, é uma definição incompleta e desactualizada, uma vez que, apenas descreve o material e o seu estado fresco, e carece da descrição da sua função. Toumbakari (2002) sugere uma nova definição, bem mais geral, onde foca a função da calda de injeção, definindo-a, então, como *“uma argamassa utilizada no preenchimento, homogeneização, consolidação e/ou na melhoria das propriedades mecânicas de sistemas que apresentem cavidades, vazios, fendas ou falta de coesão ou de sistemas totalmente não coesos”*. De facto, a primeira definição não está completa em termos de materiais, já que, uma calda de injeção não é necessariamente constituída por um material cimentício, sendo o termo “argamassa” o mais correcto, pois engloba todos os tipos de materiais que possam ser usados como ligante, na sua composição. Quanto ao ligante, as caldas de injeção podem ser divididas em dois grandes grupos: caldas com ligantes orgânicos e caldas com ligantes inorgânicos (Toumbakari, 2002).

As caldas de injeção ou argamassas orgânicas apresentam na sua composição um sistema polimérico, que pode ser aplicado das seguintes formas (Toumbakari, 2002):

- Sistemas físicos: o polímero é aplicado em solução e endurece por evaporação do solvente;
- Sistemas com componente activo em solução: o sistema polimérico forma-se por reacção do componente activo com um endurecedor em solução, onde o solvente apenas desempenha a função de diminuir a viscosidade, não tendo qualquer papel na composição do polímero, evaporando posteriormente à sua adição;
- Sistemas com componente activo dissolvido em solvente reactivo: o solvente, para além da sua função usual, tem a capacidade de reagir com o componente activo e formar o sistema polimérico;

- Sistemas reactivos livres de solvente: os diferentes componentes reagem directamente entre si para formarem o sistema polimérico sem a presença de um solvente.

Em trabalhos de restauro, os polímeros mais utilizados são as resinas epóxicas (EP), resinas de poliuretano (PUR), resinas de Metacrílico (MMA) e resinas de poliéster não saturado (UP). Estas resinas são capazes de apresentar uma vasta gama de viscosidades, o que no campo da aplicabilidade da injeção é bastante importante, pois esta propriedade é função do meio a injectar. Esta característica torna-os materiais injectáveis por excelência, que além disto apresentam, ainda, boas propriedades de ligante, se aplicadas nas devidas condições. No entanto, a sua utilização em alvenaria antiga tem sido infrutífera, devido a problemas relacionados com a enorme diferença entre as propriedades da alvenaria e das resinas, ao nível do módulo de elasticidade, resistência e comportamento à fluência (Toumbakari, 2002), que nos materiais orgânicos depende sobretudo da temperatura. Além dos problemas já mencionados, tem-se demonstrado que as unidades de alvenaria absorvem estes materiais, alterando-lhes a cor original, a resistência e a porosidade (Toumbakari, 2002), o que é de todo inconveniente no contexto da reabilitação de Construções Históricas. Contudo, o problema principal da injeção destes materiais em alvenaria antiga é a fraca ligação estabelecida entre a calda de injeção e os materiais do meio injectado, quando estes apresentam a superfície húmida, o que é bastante comum nos panos internos das paredes de alvenaria de três panos (Toumbakari, 2002), devido a infiltrações por água da chuva, ascensão de água por capilaridade ou o próprio vapor de água que se produz no interior dos edifícios e se acumula no interior das paredes. Consequentemente, as recomendações para intervenções de reforço em alvenaria antiga não aconselham a sua utilização (Toumbakari, 2002).

Dentro do grupo das caldas de injeção com ligante inorgânico convivem os ligantes com endurecimento aéreo e os com endurecimento hidráulico.

Os ligantes com endurecimento aéreo, como a cal hidratada, apenas endurecem por carbonatação, como já referido. O processo de difusão de dióxido de carbono para o interior das alvenarias e calda de injeção é extremamente lento, podendo demorar vários anos ou séculos (Ferretti et al, 2006a) para que o dióxido de carbono se difunda a todo o material (dependendo da espessura do material) e ocorra o endurecimento da calda. Torna-se claro que este processo de endurecimento inviabiliza a utilização

singular deste material como ligante de calda de injeção para reabilitação estrutural de Construções Históricas (Toumbakari, 2002).

Já os ligantes hidráulicos, tais como o cimento de Portland e outros cimentos modernos, cal hidráulica, misturas de cal com materiais pozolânicos, e misturas entre estes, endurecem através da adição de água, sendo um processo bem mais rápido que o endurecimento por carbonatação, embora dependente de outros factores como a temperatura e humidade (Jalali, 1994). Por esta razão, a utilização dos ligantes hidráulicos torna-se bastante preferível no reforço estrutural de alvenaria antiga (Toumbakari, 2002). De facto, nem todas as caldas de injeção com ligantes hidráulicos são susceptíveis de serem utilizados em alvenaria antiga com valor histórico e patrimonial, por problemas relacionados com a durabilidade. Por exemplo, o cimento de Portland possui sais solúveis em água que podem difundir-se através dos poros dos materiais originais, cristalizando no seu interior ou reagindo com outros compostos desses materiais, formando novos compostos com propriedades expansivas que deterioram os materiais, conduzindo aos tais problemas de durabilidade (Toumbakari, 2002). Para além disto, as caldas de injeção com cimento de Portland, ou de qualquer ligante com endurecimento hidráulico, podem sofrer de problemas de retracção, que conduzem a problemas de fendilhação do material e mesmo a problemas de falta de ligação entre a calda e os materiais originais. Logo, a utilização de cimento de Portland deverá ser equacionada, pois, apesar das questões de durabilidade a ele associadas, é um material que consegue atribuir às caldas depois de endurecidas, algumas propriedades mecânicas desejáveis (resistência, rigidez e etc.). Estes aspectos levaram à redução da quantidade deste ligante nas caldas de injeção desenvolvidas para estruturas antigas, e conseqüentemente ao desenvolvimento das caldas de injeção ternárias, cujo ligante é composto por cal, pozolâna e cimento em pequenas percentagens, ou seja, são caldas que procuram um meio-termo entre durabilidade e resistência (Toumbakari, 2002).

Numa intervenção por injeção em alvenaria antiga, como tem vindo a ser referido e demonstrado, devem existir preocupações com a escolha dos materiais a utilizar na composição da calda de injeção, de forma a obterem-se as propriedades desejadas e a mitigar os possíveis efeitos nefastos. A uma calda para injeção em alvenaria antiga exige-se, sobretudo, compatibilidade com o meio a injectar, seja a compatibilidade física, química ou mecânica, em detrimento da resistência. Ao contrário do que se possa pensar, a resistência não é a propriedade fundamental no dimensionamento de uma

calda para estruturas de alvenaria antiga (Toumbakari, 2002). Este dimensionamento das caldas de injeção deve, então, basear-se, nas seguintes propriedades: fluidez; estabilidade; exsudação; segregação; injectabilidade; propriedades mecânicas (para mais informação sobre cada uma destas propriedades consultar Luso et al. 2007).

Sem dúvida, que pelo que tem vindo a ser referido, a utilização de uma calda de injeção ternária, constituída por um ligante à base de cal, materiais pozolânicos e, sobretudo, por uma baixa ou nenhuma quantidade de cimento, será uma opção bastante atractiva, para a reabilitação estrutural de alvenaria antiga. Uma vez que nestas estruturas, ao longo do tempo, foram utilizadas argamassas de cal/pozolâna na sua construção (Toumbakari, 2002), e daí a utilização de materiais semelhantes assegurará, aparentemente, o aspecto da compatibilidade dos materiais de reforço com os originais. Na Tabela 3.4 é apresentado um resumo dos requisitos necessários a uma calda de injeção para reforço e consolidação de alvenaria antiga (Luso et al. 2007).

Tabela 3.4 – Requisitos de uma calda de injeção para injeção de alvenaria antiga (adaptado de Luso et al. 2007).

Requisitos Reológicos	<ul style="list-style-type: none"> – deve possuir fluidez durante tempo suficiente e capacidade de penetração uniforme, de forma a que todos os vazios sejam preenchidos de igual forma; – deve apresentar ausência de segregações, de forma a evitar heterogeneidades; – deve possuir exsudação mínima, para diminuir a presença de vazios quando a mistura estiver no estado endurecido.
Requisitos Químicos	<ul style="list-style-type: none"> – deve ter características químicas estáveis ao longo do tempo, ou seja, ser capaz de formar ligações químicas fortes com o material existente, através de reacções irreversíveis; – deve ser resistente aos sais de sulfato, de modo a evitar a formação de produtos expansivos e eflorescências; – deve possuir um teor de alcalis o mínimo possível.
Requisitos Físicos	<ul style="list-style-type: none"> – deve apresentar um início de presa adequado ao tempo necessário à execução da injeção; – deve apresentar insolubilidade em água e estabilidade volumétrica na presença de humidade; – deve possuir uma retracção baixa.
Requisitos Mecânicos	<ul style="list-style-type: none"> – deve apresentar resistência mecânica e, essencialmente, rigidez similares aos materiais originais ou apenas ligeiramente superiores; – deve possuir boa e adequada aderência ao meio injectado para o bom funcionamento do conjunto.
Requisitos Térmicos	<ul style="list-style-type: none"> – deve ter baixo calor de hidratação para evitar o desenvolvimento de gradientes térmicos que possam prejudicar ao meio injectado.

A calda de injeção escolhida para aplicação das técnicas de reforço nas paredes de alvenaria de três panos testadas é à base de cal e pozolâna, e isenta de cimento, e portanto, apresenta um endurecimento hidráulico. Tal decisão teve em consideração tudo o que foi descrito anteriormente. A mistura pronta é fornecida pelo fabricante em sacos de 20 kg, sendo apenas necessário adicionar 7 l de água por cada saco e misturar com um berbequim com misturadora, durante 5 minutos para se obter a calda de injeção. Segundo o fabricante, esta calda é indicada para consolidar alvenarias de pedra e para encher cavidades, fissuras e porosidades internas presentes nas estruturas antigas em pedra e tijolo.

Relativamente aos ensaios de caracterização da calda de injeção, realizados para este trabalho, apenas as resistências à compressão uniaxial e à tracção directa foram avaliadas, porém na Tabela 3.5 apresentam-se outras propriedades relevantes para a caracterização da mistura e da calda de injeção, fornecidas pelo fabricante.

Tabela 3.5 – Propriedades da mistura e calda de injeção (dados fornecidos pelo fabricante).

Propriedades da mistura	Massa volúmica	2850 kg/m ³
	Massa volúmica aparente	1250 kg/m ³
	Diâmetro máximo	100 µm
	Inflamabilidade	não
	Sais alcalinos hidrosolúveis	> 0.0%
Propriedades da calda de injeção	Massa volúmica	1800 kg/m ³ (mistura - 1285 kg/m ³ e água 515 - kg/m ³)
	Tempo de escoamento de 1 l de calda no cone de Marsh	< 30 s
	Exsudação (UNI 7122)	nula
	Resistência à compressão	9 N/mm ² (3dias)
		11 N/mm ² (7 dias)
		12 N/mm ² (28 dias)
	Resistência à flexão	2 N/mm ² (3dias)
		3N/mm ² (7 dias)
		4 N/mm ² (28 dias)
	Módulo de elasticidade	8000 N/mm ² (3dias)
10000 N/mm ² (7 dias)		
11000 N/mm ² (28 dias)		
Eflorescências (semi-imersão em água)	ausentes	

A avaliação destas duas propriedades, do ponto de vista do comportamento mecânico, é importante, uma vez que ao injectar o pano interno de uma parede de três panos, a resistência à compressão da calda contribuirá para a resistência à compressão desse pano. Por outro lado um dos objectivos da injeção é promover a ligação entre os diferentes panos, tendo neste aspecto, a resistência à tracção da calda de injeção um papel fundamental. Uma possível rotura dessa ligação será através da rotura da calda de injeção por tracção, para além da rotura pela interface calda de injeção/substrato ou pelo próprio substrato (apenas em substratos pouco resistentes, tais como tijolos antigos de fraca qualidade), ver Toumbakari (2002).

3.4.2 Descrição dos provetes e procedimento de ensaio dos ensaios de compressão e tracção

Como já referido, foram determinadas a resistência à compressão e à tracção da calda de injeção, através de ensaios de compressão uniaxial e tracção directa. Os provetes foram realizados durante as injeções efectuadas na segunda e terceira série de paredes, através da recolha de amostras da calda de injeção utilizada, que foi preparada segundo o procedimento recomendado pelo fabricante. As amostras foram moldadas em moldes de cubos com dimensões $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$, operação durante a qual se procedeu à eliminação do ar das amostras através da aplicação de algumas batidas no molde com um martelo de borracha. Durante os períodos de cofragem (cerca de 3 dias), de armazenamento, até à data dos ensaios, e mesmo durante os ensaios os provetes estiveram sobre as condições ambiente do laboratório.

No caso dos ensaios de compressão, os cubos moldados foram ensaiados sem se proceder a qualquer tipo de regularização das faces, nem se recorreu à aplicação de folhas de teflon entre os pratos e o provete. Apenas foi utilizada uma rótula no prato superior para melhor ajuste dos pratos ao provete, ver Figura 3.10. Foram ensaiados num pórtico com um actuador servo-controlado de 500 kN de capacidade, equipado com uma célula de carga de 200 kN.

Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamentos por aplicação de um deslocamento axial monotonicamente, com uma velocidade de 0.05 mm/s, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador. Os provetes foram ensaiados em data próxima da dos ensaios das paredes da respectiva série, tendo sido

ensaiados aos 43 dias na segunda série e aos 60 dias de idade na terceira série de paredes.

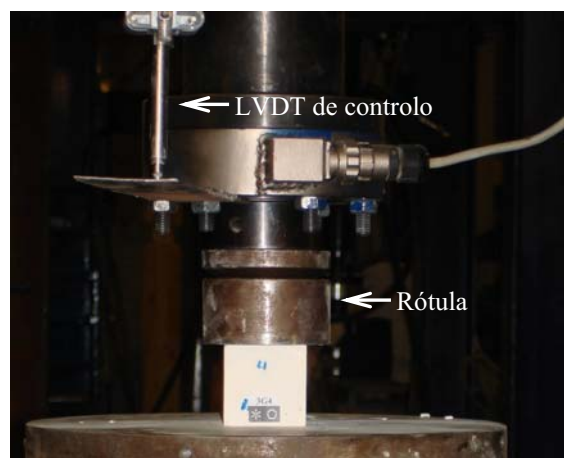


Figura 3.10 – Esquema dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de calda de injeção.

Os ensaios de tracção directa foram realizados numa prensa universal servo-controlada com designação comercial de CS7400S, ver Figura 3.11a. Este equipamento possui um actuador vertical equipado com uma célula de carga de 22 kN de capacidade máxima, permitindo a realização de ensaios de tracção e compressão, tanto em controlo de força como de deslocamento de baixa velocidade, sendo especialmente indicado para provetes de pequenas dimensões e ensaios que exigem a aplicação de deslocamentos muito lentamente.

Para a realização de cada ensaio, dois pratos foram colados a cada provete com um adesivo epóxico, um na base e outro no topo, ver Figura 3.11b. Os pratos, por sua vez, foram fixos na prensa de forma a restringir todos os movimentos, o que para a determinação apenas da resistência a tracção não é condicionante (ou não conduz a diferenças significativas de valores). Mas, caso se pretendesse determinar o comportamento de amolecimento do material, as condições fronteira do provete já seriam condicionantes, pelo possível aparecimento de uma segunda fenda de tracção provocado por momentos flectores introduzidos nos provetes, levando a uma dissipação de energia de fractura superior (ver Vasconcelos 2005 e Almeida 2002). Após bastantes ensaios onde se verificou a rotura por descolamento do provete (revelando a dificuldade da realização de ensaios de tracção directa em materiais porosos), e por isso não validados, decidiu-se intervir na geometria do provete. Então, foram realizados uns

entalhes laterais nos cubos para reduzir a sua área resistente a meia altura (ver Figura 3.11c), na tentativa de obrigar a superfície de rotura a localizar-se nessa zona.

No entanto, nos ensaios realizados com este esquema, a fenda de rotura não se localizou inteiramente na zona de menor secção, invalidando os ensaios, apesar de a fenda de rotura já não ocorrer na interface adesivo epóxico/provete. Logo este esquema foi abandonado na realização dos ensaios seguintes, voltando-se ao problema inicial. Uma outra solução para minimizar a probabilidade de rotura pela interface do adesivo epóxico/provete, seria aumentar a área de contacto entre o adesivo e o provete, o que foi conseguido através da abertura de uma grelha de pequenos rasgos nas faces da base e do topo. Assim, foi possível aumentar a força máxima que a interface poderia resistir. Este procedimento foi, então seguido nos ensaios seguintes, onde, apesar de algumas roturas pela interface, se conseguiu validar grande parte dos ensaios.

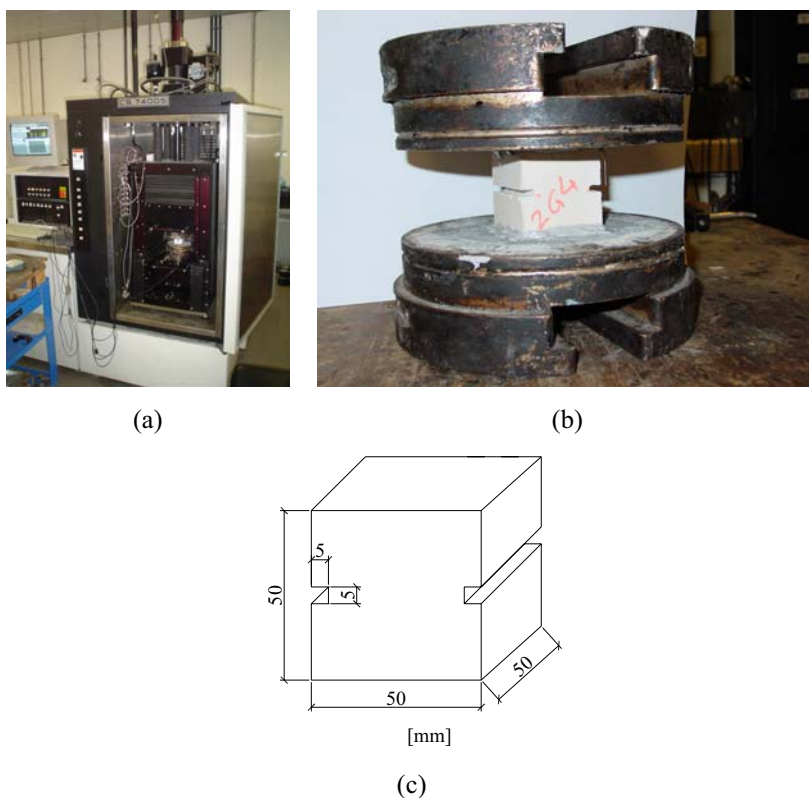


Figura 3.11 – Ensaios de tracção em provetes de calda de injeção: (a) prensa universal servo-controlada (CS7400S); (b) colagem dos pratos da base e do topo no provete; (c) geometria do provete após redução da secção a meia altura.

Estes ensaios foram realizados em controlo de deslocamento por aplicação de um deslocamento axial de velocidade de $0.1 \mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que mede o afastamento entre pratos. Os provetes foram ensaiados com uma idade de 60 dias.

3.4.3 Resultados

Para a segunda série de paredes (2Gc) foram ensaiados à compressão um total de seis provetes, enquanto que para a terceira série (3Gc) foram ensaiados sete provetes. Na Tabela 3.6 são apresentados os valores da resistência à compressão ($f_{c,g}$) de cada um dos provetes, bem como o valor médio para cada série e o respectivo coeficiente de variação.

O valor médio da resistência à compressão obtido para a segunda série é bastante superior ao obtido na terceira série de paredes, embora a idade de ensaio dos provetes desta última série seja superior. Esta diferença substancial poderá estar relacionada com a variabilidade no processo de produção deste material ou mesmo relacionada com a variabilidade do próprio material, já que apresenta um valor do coeficiente de variabilidade bastante superior na terceira série relativamente à segunda série. No entanto, os valores médios obtidos são bastante superiores aos fornecidos pelo fabricante aos 28 dias.

Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial em provetes de calda de injeção.

Provete	$f_{c,g}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,g}$ (N/mm ²)
2Gc1	16.8	3Gc1	13.0
2Gc2	16.5	3Gc2	10.8
2Gc3	19.7	3Gc3	14.8
2Gc4	19.2	3Gc4	15.7
2Gc5	17.6	3Gc5	16.3
2Gc6	16.2	3Gc6	14.5
-	-	3Gc7	11.0
Média	17.6	-	13.7
CV (%)	8	-	16

Note-se, que as idades de ensaio das duas séries são diferentes, pelo que os valores médios a ter em consideração, para a resistência dos provetes, são os valores médios das duas séries separadamente e não a média dos valores obtidos nos ensaios das duas séries.

Dos ensaios de tracção directa realizados nos provetes da segunda série, apenas 7 ensaios foram validados, apresentando-se na Tabela 3.7 o valor da resistência à tracção directa obtida para cada um dos provetes, bem como o valor médio e o respectivo coeficiente de variação. A não realização de ensaios de tracção para a terceira série de paredes, prendeu-se com a falta de tempo e indisponibilidade do equipamento utilizado nestes ensaios.

Tabela 3.7 – Resultados dos ensaios de tracção directa em provetes de calda de injeção.

Provete	$f_{t,g}$ (N/mm ²)
2G1	0.22
2G2	0.22
2G3	0.55
2G4	0.45
2G5	0.18
2G6	0.22
2G7	0.21
Média	0.29
CV (%)	50

Os resultados obtidos apresentam uma enorme variabilidade, que poderá estar relacionada com a própria natureza da calda de injeção e mesmo com os materiais utilizados na sua composição. De facto, todos os provetes apresentaram uma superfície de rotura pouco regular com pequenas zonas com um aspecto azulado/esverdeado de diferente área e configuração de provete para provete (observou-se o mesmo tom azulado/esverdeado na calda de injeção após os ensaios das paredes de três panos reforçadas com a técnica de injeção), ver Figura 3.12a. Muito provavelmente, as zonas com essa cor, devem-se à utilização de escórias na composição da calda de injeção (não confirmado pelo fabricante). Uma vez que, analogamente a betões nos quais são utilizadas, pelas boas características de durabilidade e de resistência a ambientes extremamente agressivos que atribui a estes, é comum apresentarem uma cor azulada/esverdeada, semelhante à cor encontrada na calda de injeção, quando sujeitos a condições de cura particulares, nomeadamente a ambientes com pouca exposição do betão ao ar e com humidade elevada. Porém, se estes betões forem expostos ao ar e à radiação solar (remoção das condições de cura particulares referidas anteriormente) essa cor característica desaparece permanentemente. De facto, foi observado um comportamento semelhante na calda dos panos internos injectados das paredes de alvenaria de três panos, que também apresentavam uma coloração azulada/esverdeada, após o seu ensaio e desmonte, ou seja, após algum tempo de exposição do pano interno às condições ambiente do laboratório, a calda de injeção perdeu essa tonalidade, tornando-se totalmente branca/acastanhada, o que de facto leva a crer que, muito provavelmente, esta calda de injeção, efectivamente, contém escórias na sua composição.

Este comportamento dos betões deve-se a um processo químico, que ocorre com alguns dos compostos das escórias, precisamente durante a hidratação do ligante, onde

os sulfuretos de ferro, tipicamente existentes nas escórias resultantes da produção do ferro, decompõem-se em óxidos de ferro hidratados e sulfatos de ferro hidratados. Estes últimos são responsáveis pela coloração azulada/esverdeada destes betões. (Sioulas et al., 2001). Segundo Sioulas et al. (2001), em contacto com o ar os sulfatos de ferro hidratado oxidam, originando sais de ferro que apresentam uma cor acastanhada, ou seja, os betões vão perdendo a cor azulada/esverdeada à medida que o oxigénio se difunde através dos poros, do exterior para o interior do betão. Então, as manchas identificadas no interior dos provetes podem ser explicadas pela lenta difusão do oxigénio para o interior dos provetes, e portanto, corresponderam a zonas não oxidadas. A influência deste fenómeno na resistência à tracção directa é desconhecida, contudo Sioulas et al., (2001) e Collins et al. (1999) mostraram experimentalmente que para betões de escórias a resistência à compressão é dependente deste fenómeno, isto é, é tanto maior quanto menos oxidação o betão sofrer. Tendo presente, que quanto maior for a resistência à compressão dos materiais cimentícios maior será a sua resistência à tracção. Por analogia as zonas das manchas azuladas/esverdeadas terão, então, maior resistência à tracção. Coincidência ou não, constatou-se que os provetes com estas zonas em maior área apresentaram valores da resistência à tracção directa superiores. Então, a diferente área dessas zonas, observada de provete para provete, traduz-se numa fonte de variabilidade, uma vez que a difusão do oxigénio para o interior dos provetes também será diferente e depende, sobretudo, da porosidade intrínseca de cada provete e das condições ambiente. A observação realizada por estes autores relativa à resistência à compressão neste tipo de betões, pode também justificar o facto de nos ensaios de compressão dos provetes de calda de injeção da terceira série, terem-se obtido valores da resistência inferiores. Uma vez que, os provetes desta série foram ensaiados com uma idade superior, e portanto, seria natural que a totalidade do material dos provetes estivesse oxidada, obtendo-se, então, resistências à compressão inferiores às dos provetes da segunda série, ensaiados com uma idade bastante inferior.

O valor médio da resistência à tracção directa obtido é inferior ao valor da resistência à flexão aos 28 dias fornecido pelo fabricante, como seria de esperar, já que em ensaios de tracção directa obtêm-se valores de resistência à tracção inferiores (Binda et al. 1996). Porém, esperavam-se valores bem mais próximos. O valor médio obtido para a resistência à tracção é cerca de 2% do valor da resistência à compressão, obtida para a mesma série (note-se que a idade dos dois ensaios apesar de próxima é diferente), quando se esperaria uma relação semelhante à encontrada nas argamassas e betões, que

tipicamente ronda os 10%. De facto, ensaios de tracção directa em calda de injeção ou em qualquer outro material poroso são raros ou inexistentes e portanto, há falta de resultados para comparação e validação destes resultados. Admite-se, então, que a resistência à tracção directa da calda de injeção é um valor baixo e não apresenta a mesma relação entre a resistência à tracção e compressão dos restantes materiais cimentícios.

Porém, esta baixa resistência à tracção observada, poderá estar relacionada com fenómenos de micro-fendilhação nos provetes, o que explicaria a baixa resistência à tracção associada a uma resistência à compressão relativamente alta e o facto de a superfície de rotura não ser bem definida.

Segundo Toumbakari (2002), é possível que micro-fendilhação ocorra em caldas de injeção compostas por cal e pozolana, devido à diferente retracção associada aos dois processos de endurecimento tipicamente envolvidos no endurecimento de materiais cimentícios (endurecimento aéreo e hidráulico). Basicamente, durante o endurecimento de uma calda de injeção deste tipo, na parte mais externa (em contacto com o ar) a cal é carbonatada pelo dióxido de carbono atmosférico, impedindo a reacção pozolânica nessa zona, permanecendo o material inerte, não ocorrendo, portanto, a retracção provocada pela reacção pozolânica e pelo processo de hidratação do conjunto cal/pozolana. Por outro lado, no interior do provete, devido à lenta difusão do dióxido de carbono, o material continua em hidratação e conseqüentemente a retracção desse material vai ocorrendo ao longo do tempo. A ocorrência simultânea destes fenómenos, conjugada com a difusão lenta do dióxido de carbono origina, então, o surgimento de tensões de tracção internas e conseqüentemente micro-fendilhação na superfície que “separa” o material não carbonatado do carbonatado. Obviamente, esta superfície vai progredindo à medida que o dióxido de carbono se difunde através dos poros, originando mais micro-fendilhação, traduzindo-se, assim, numa baixa resistência à tracção dos provetes. Uma vez que, os provetes rompem por uma superfície rotura semi-definida pela micro-fendilhação, o que de facto explicaria a superfície de rotura de alguns dos provetes ensaiados com entalhe não ter ocorrido apenas nessa zona. Este mecanismo pode, ainda, ser agravado pela questão da utilização de escórias na composição da calda de injeção, uma vez que poderá amplificar a retracção, tal como ocorre nos betões onde este material utilizado, que apresentam uma retracção mais elevada que um betão de cimento de Portland normal. Aliás, a retracção é uma das

desvantagens principais do betão de escórias e responsável pela constituição de restrições na sua utilização (Neto et al., 2003 e Palacios et al., 2007).

A enorme diferença entre os valores dos ensaios de tracção directa e os valores dos ensaios de flexão fornecidos pelo fabricante, poderá estar, em parte, relacionada com as condições de cura dos provetes utilizadas em cada um dos ensaios. No caso dos ensaios de flexão, a cura do provetes poderá ter-se realizado por submersão dos provetes em água, o que mitigaria a carbonatação e oxidação nos provetes, e conseqüentemente os fenómenos de micro-fendilhação. Obtendo-se, portanto, valores superiores aos dos ensaios de tracção directa, que como já referido, a cura dos respectivos provetes procedeu-se sob as condições ambiente do laboratório, e portanto estavam expostos ao ar, e conseqüentemente, sujeitos à carbonatação e oxidação.

Do ponto de vista da promoção da ligação entre os vários panos das paredes, estes resultados parecem indicar que, efectivamente, este material não trás melhorias significativas, devido a o seu reduzido valor da resistência à tracção. Porém, isto não significa que a injeção deste material não traga melhorias no comportamento global das paredes, mesmo ao nível da ligação entre panos, como será constatado no Capítulo 5. Uma vez que, as condições de exposição da calda de injeção serão diferentes, ou seja, a calda no interior da parede estará, apenas, pontualmente em contacto directo com a atmosfera e portanto, a sua carbonatação e oxidação será mais difícil, levando a fenómenos de micro-fendilhação menos pronunciados e conseqüentemente, a resistência à tracção dessa calda será superior. Relativamente à resistência à compressão encontrada nos provetes de calda de injeção, espera-se que, de facto, a injeção deste material aumente significativamente a resistência à compressão do pano interno das paredes de alvenaria de três panos.

Na Figura 3.12 pode ser observada a fenda de rotura de um provete de calda de injeção ensaiado à tracção, bem como a respectiva superfície de rotura. A Fenda de rotura surgiu perpendicularmente à direcção de aplicação da carga, à semelhança de ensaios deste género realizados em outros materiais.

As suposições aqui apresentadas deverão, então ser comprovadas, em primeiro lugar pela confirmação por parte da empresa distribuidora da calda de injeção, da existência de escórias na sua composição. Caso se confirme a presença deste material deverão ser realizados ensaios de tracção directa com controlo da oxidação da calda de injeção, tentando averiguar a verdadeira influência deste fenómeno na resistência à tracção e compressão. Também, se deverá averiguar a influência dos fenómenos de

micro-fendilhação na resistência à tracção directa da calda de injeção, com uma nova campanha experimental neste material, na qual se suprima o fenómeno da carbonatação superficial dos provetes.

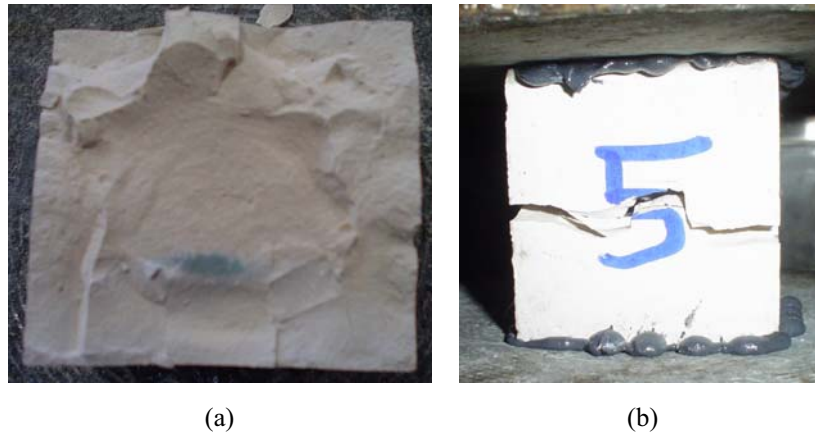


Figura 3.12 – Rotura de um provete de calda de injeção ensaiado à tracção directa: (a) superfície de rotura; (b) fenda de tracção.

3.5 CARACTERIZAÇÃO DOS PANOS EXTERNO E INTERNO SIMPLES E INJECTADO À COMPRESSÃO UNIAXIAL

3.5.1 Generalidades

A quantidade de tipologias de paredes de alvenaria antigas é enorme. Não se devendo este facto, exclusivamente, aos diferentes materiais utilizados, de acordo com as possibilidades locais, na sua construção (pedra tijolo, terra, diferentes tipos de argamassa e etc.), mas também aos diferentes processos construtivos utilizados, e mesmo à sua evolução (Binda et al. 2002). Isto explica, de certa forma, a existência de várias tipologias de secção transversal nas paredes de alvenaria antigas, que apresentam diferenças em aspectos, como o tipo de materiais utilizados (como já referido), a geometria, o número de panos que constitui a parede e a ligação entre panos, entre outros. Todas estas variáveis tornam a previsão numérica do comportamento destas paredes extremamente complexa, uma vez que todas têm influência no seu comportamento, o que torna a definição de um modelo numérico para a sua simulação difícil (Binda et al. 2002). Uma base experimental sólida contribuiria e facilitaria nessa definição do modelo, pois a compreensão do comportamento, facilita, entre outras aspectos, a escolha do tipo de elementos e leis a utilizar.

Tipicamente, em paredes de alvenaria de pedra antiga podem ser encontradas paredes com um único pano ou de panos múltiplos. Onde, sem dúvida, as paredes de panos múltiplos apresentam um comportamento de complexidade acrescida, pois este deixa de ser condicionado apenas por um pano e passa a depender do comportamento de cada um e da interacção entre eles. De facto, a interacção entre os diferentes panos, ou a falta dela, é um aspecto importante a ter em consideração no comportamento global desta tipologia de paredes, na medida em que, grande parte dos colapsos está associada a mecanismos provocados pela falta desta interacção.

Tradicionalmente, nas paredes de alvenaria pedra de três panos existem dois panos externos de alvenaria de pedra, usualmente, típica da zona onde são construídas, e um pano interno, usualmente, constituído por uma alvenaria de enchimento de características mecânicas pobres ou por um outro material de enchimento, tal como terra ou resíduos produzidos durante a construção, tornando a elevada percentagem de vazios, uma característica bastante comum nestes panos (Binda et al., 1999).

Nesta tipologia de paredes a interacção entre cada um dos panos é definida pela ligação existente entre eles, conseguida, normalmente, através do recurso a pedras de travamento que podem atravessar completamente a secção transversal da parede ou apenas sobrepor-se ao pano interno, ou mais raramente a elementos metálicos que ligam os diferentes panos. Porém, em muitos casos há uma inexistência destes elementos, ocorrendo o desligamento, se caso alguma vez tenha existido, dos diferentes panos com o decorrer do tempo, por exemplo, através da perda da aderência proporcionada pela possível existência de argamassa no pano interno. Nesta situação a parede deixa de apresentar um comportamento conjunto dos panos, funcionando cada um por si, e levando aos problemas estruturais já conhecidos desta tipologia de paredes.

No caso da presente campanha experimental, a construção das paredes de alvenaria testadas não previu a ligação dos diferentes panos através da utilização dos elementos atrás referidos (ou pelo menos não houve essa intenção), de forma a simular a situação mais desfavorável para o comportamento deste tipo de paredes, ou seja, cada um dos panos deveria funcionar por si só e a interacção entre eles deveria ser reduzida. De facto, um dos objectivos dos reforços aplicados foi melhorar (ou promover) a ligação dos panos, e assim melhorar o comportamento global das paredes. Essa ligação dos panos seria conseguida directamente com a aplicação dos varões de GFRP ligando os dois panos externos directamente, e de uma forma menos directa através da injeção,

sendo essa ligação conseguida pela aderência da calda de injeção à alvenaria dos panos externos.

Uma vez que o comportamento das paredes de alvenaria de três panos é, em parte, definido pelo comportamento dos seus panos, principalmente no caso das paredes não reforçadas, importa então de forma a obter-se a tal base experimental sólida, avaliar o comportamento individual de cada um, objectivando-se, então perceber a sua contribuição para o comportamento global das paredes. Desta forma, nesta secção serão caracterizados os componentes das paredes ensaiados à compressão uniaxial, ou seja, o pano externo e o pano simples e injectado.

Porém, como vem sendo referido, o comportamento destas paredes também depende da interacção que existe entre os panos, principalmente no caso das paredes reforçadas. Manifesta-se neste tipo de paredes, quando sujeitas a cargas de compressão, com o surgimento de tensões de corte e tracção nas interfaces dos diferentes panos, para as quais, de facto, a existência de elementos de ligação contribuiria de forma significativa para a resistência da interface a estas tensões. A avaliação experimental da resistência ao corte e tracção destas interfaces é de difícil determinação, uma vez que, devido a heterogeneidade materiais presentes nas alvenarias, sobretudo ao nível das interfaces, para a obtenção de resultados representativos, provetes de dimensões consideráveis teriam que ser utilizados. O que inviabiliza possíveis ensaios de corte e tracção directa logo à partida, devido a dificuldades técnicas, pelo que a avaliação destas não será aqui discutida.

3.5.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

Durante a construção de cada uma das séries de paredes de alvenaria de três panos procedeu-se à construção das correspondentes séries de provetes representativos dos panos externos e do pano interno. Foram construídos com os mesmos materiais utilizados durante a construção dessas paredes, com o objectivo de avaliar a resistência à compressão uniaxial de cada um.

Assim, de forma a simular os panos externos das paredes de alvenaria foram construídos prismas constituídos por três pedras e duas juntas horizontais, ver Figura 3.13a. Estes provetes apresentaram uma grande irregularidade geométrica devido às também irregulares, pedras utilizadas na sua construção. No entanto, os provetes apresentaram umas dimensões médias de $150 \times 150 \times 320 \text{ mm}^3$, ou seja, uma relação

base/altura próxima de 2. As juntas, por seu lado, apresentaram uma espessura que variava entre os 15 e 20 mm e as pedras uma altura média de cerca de 100 mm. Os prismas foram mantidos nas mesmas condições de armazenamento das paredes, para que a argamassa dos diferentes provetes tivesse as mesmas condições de cura. Assim, durante as primeiras duas semanas, após a construção, foram colocados sobre os prismas, panos de tecido que foram constantemente mantidos húmidos, com o objectivo de mitigar a retracção na argamassa dos prismas, por aumento da humidade relativa debaixo dos panos. Ao fim destas duas semanas, os panos húmidos foram retirados, permanecendo os provetes sob as condições ambiente do laboratório até à data de ensaio.

Da mesma forma, para o pano interno das paredes foram construídos provetes representativos. Para tal recorreu-se a moldes cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (um rácio diâmetro/altura de 2), normalmente utilizados para moldar provetes cilíndricos de betão. Estes provetes foram construídos pelo mesmo processo utilizado na construção do pano interno das paredes, ou seja, através da disposição de camadas alternadas de argamassa e de pequenas pedras de granito de forma achatada previamente molhadas, colocadas nos moldes sem compactação. Os provetes juntamente com os moldes, ao fim da construção, foram colocados sob os panos de tecido húmidos, juntamente com os provetes de pano externo. Foram descofrados ao fim de uma semana, e colocados novamente debaixo dos panos húmidos durante mais uma semana, ao fim da qual foram mantidos, também, sob as condições ambiente do laboratório até a data de ensaio. Na Figura 3.13b é apresentada uma vista geral dos provetes de pano interno. De referir que ambos os tipos de provete foram mantidos junto das paredes de alvenaria de três panos até serem ensaiados.

Já os provetes de pano interno injectado, foram retirados do pano interno injectado das paredes de alvenaria da terceira série depois de serem ensaiadas, ou seja, no fim do desmonte das paredes recolheram-se fragmentos de grande dimensão intactos (sem fendilhação aparente) do pano interno, os quais foram conduzidos a um marmorista local para efectuar o corte dos provetes com uma geometria regular, ver Figura 3.13c. Os provetes foram cortados com uma forma prismática com as dimensões o maior possível e com uma relação base/altura de 2, de forma a obterem-se provetes o mais representativos possível. Pois, a espessura do pano interno limitava as dimensões dos provetes, que apresentaram umas dimensões aproximadamente de 80x80x160 mm³.

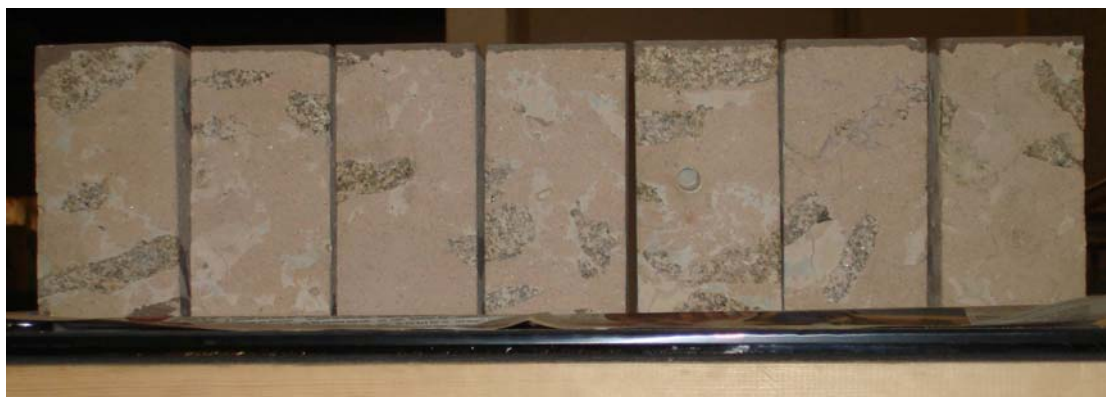
Os provetes de pano externo foram ensaiados no mesmo bastidor utilizado para os ensaios dos provetes de granito, à compressão uniaxial, tendo sido, também, ensaiados em controlo de deslocamento por aplicação de um deslocamento monotonicamente, de velocidade $10 \mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador. Houve necessidade de se proceder à rectificação da face superior dos provetes devido à irregularidade desta, recorrendo-se a uma argamassa auto-nivelante aplicada nessa face. Para um melhor ajuste dos provetes aos pratos do bastidor foi utilizada uma rótula colocada no prato superior. Não foi utilizado nenhum tipo de material deslizante entre os provetes e os pratos. O esquema de ensaio, destes provetes, é mostrado na Figura 3.14a. Os provetes foram ensaiados com uma idade próxima da idade das paredes da respectiva série, ou seja, com uma idade de 60 dias para a primeira e segunda série de paredes e de 160 dias para a terceira série.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.13 – Provetes dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) provetes de pano externo; (b) provetes de pano interno simples; (c) provetes de pano interno injectado.

Já os provetes de pano interno simples foram ensaiados no mesmo pórtico utilizado para o ensaio dos cubos de argamassa, equipado com um actuador com uma célula de carga de 25 kN. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento por aplicação de um deslocamento monotónico com uma velocidade de 5 $\mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador. Uma vez mais, os provetes tiveram que ser rectificadas na face superior com uma argamassa auto-nivelante e foi utilizada uma rótula colocada no prato superior, não tendo sido utilizado nenhuma material deslizante entre os pratos e o provete, ver Figura 3.14b.

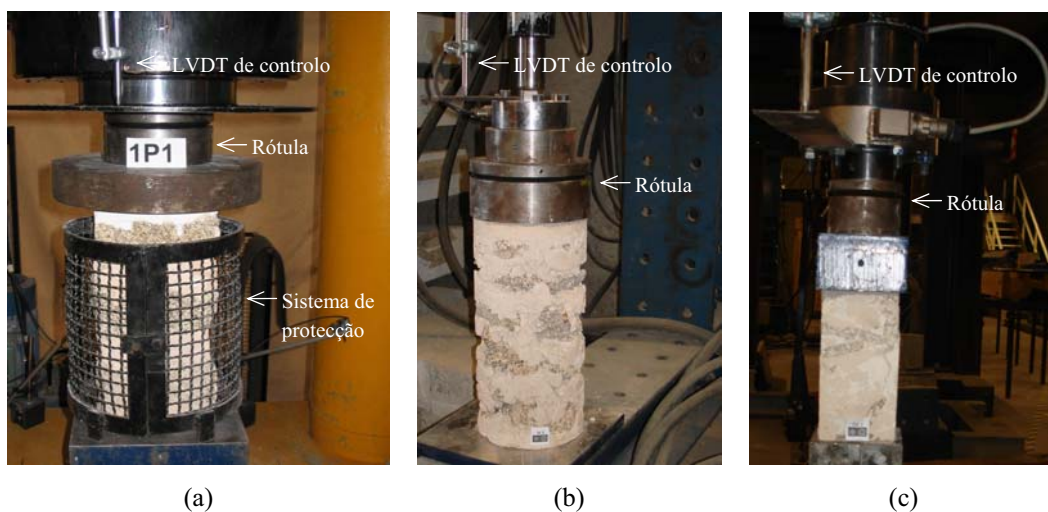


Figura 3.14 – Esquemas de ensaio dos provetes dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) pano externo; (b) pano interno simples; (c) pano interno injectado.

Estes provetes foram ensaiados com uma idade de 60 dias tanto para a primeira como segunda série de paredes e aos 160 dias na terceira série.

Relativamente aos provetes do pano interno injectado, foram ensaiados no mesmo pórtico onde foram ensaiados os provetes de calda de injeção, com o actuador, também, instrumentado com uma célula de carga de 200 kN. Houve, também, a necessidade de se proceder à rectificação das duas faces de contacto com os pratos, com uma argamassa auto-nivelante, devido a pequenas imperfeições existentes nestas superfícies resultantes do corte dos provetes. Os ensaios foram, uma vez mais, realizados em controlo de deslocamento por aplicação de um deslocamento monotónico de velocidade de 2.5 $\mu\text{m/s}$, ou seja, correspondendo aproximadamente à mesma velocidade de deformação axial utilizada para o ensaio dos provetes do pano interno simples. A velocidade de deslocamento foi controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador. O esquema de ensaio destes provetes foi semelhante

aos esquemas anteriormente apresentados, utilizando-se, também, uma rótula e não se utilizando nenhum material deslizante entre os provetes e os pratos, ver Figura 3.14c. Estes provetes foram ensaiados com uma idade de 180 dias (idade contabilizada a partir da data de construção das paredes e não da data de injeção, que seria de 90 dias).

3.5.3 Resultados

Para o pano externo foram ensaiados na primeira série (1P) quatro provetes, cinco na segunda (2P) e quatro na terceira (3P). Dos ensaios, apenas foi determinada a resistência à compressão uniaxial de cada um dos provetes ($f_{c,el}$), sendo apresentado na Tabela 3.8 esse valor para cada um dos provetes, bem como o valor médio e coeficiente de variação para cada uma das séries.

Tabela 3.8 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano externo.

Provete	$f_{c,el}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,el}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,el}$ (N/mm ²)
1P1	9.2	2P1	5.8	3P1	10.5
1P2	10.8	2P2	8.2	3P2	11.7
1P3	10.6	2P3	9.0	3P3	10.0
1P4	8.6	2P4	8.3	3P4	10.8
-	-	2P5	6.3	-	-
Média	9.8	Média	7.5	Média	10.8
CV (%)	11	CV (%)	19	CV (%)	6

Da análise desta tabela, claramente se constata diferenças acentuadas de valores médios de série para série, apesar de o coeficiente de variação ser baixo dentro de cada série. Esta diferença poderá ser atribuída à idade de ensaio ou pode estar relacionada com a variabilidade existente na utilização de materiais naturais (granito) e fabricados manualmente (argamassa) e mesmo pelo processo construtivo, que pode ter variado de série para série, uma vez que os provetes foram construídos em datas diferentes, com um afastamento temporal significativo, e com uma geometria irregular, devido à própria irregularidade geométrica das pedras utilizadas, típica desta alvenaria (basicamente, não existem dois provetes iguais). A idade de ensaio, de facto, parece não ser o um factor responsável por esta diferença de valores, uma vez que os provetes da primeira e segunda serie foram ensaiados com uma idade semelhante e o valor médio da primeira série é 23% superior ao da segunda. Porém, origina-se a dúvida se o valor médio superior obtido para a terceira serie se deve à idade superior ou à questão da variabilidade anteriormente discutida. No entanto, tendo em consideração o que foi

observado no estudo de composição relativo à evolução temporal da resistência à compressão da argamassa e as idades de ensaio das series dos provetes de panos externos, pode-se afirmar que a influência do factor idade nos resultados deverá ser mínima. Assim sendo, o cálculo de um valor médio com os provetes de todas as séries fará sentido. Então, o valor médio da resistência à compressão uniaxial dos provetes de todas as séries é de 9.2 N/mm^2 com um respectivo valor do coeficiente de variação de 19%.

Na Figura 3.15a é apresentado o padrão de fendilhação na rotura de um dos provetes do pano externo. Este é caracterizado por fendas verticais que atravessam tanto as juntas como as pedras. Estas fendas surgem primeiramente nas juntas para cargas baixas e para cargas próximas do pico propagam-se através das pedras, existindo destacamento da argamassa das juntas nessa fase, por esmagamento. A rotura destes provetes não foi tão frágil como a rotura dos provetes de granito (o sistema de segurança visível na Figura 3.14a foi desnecessário), uma vez que a utilização simultânea do granito e da argamassa conduz a uma rotura muito mais suave.

Para o pano interno foram ensaiados na primeira série (1C) três provetes, outros três na segunda (2C) e quatro na terceira (3C). Tal como para os ensaios do pano externo, apenas foi determinada a resistência à compressão uniaxial de cada um dos provetes ($f_{c,il}$). Na Tabela 3.9 são apresentados, para cada um dos provetes, o valor da resistência à compressão uniaxial, bem como o valor médio e coeficiente de variação para cada uma das séries.

Tabela 3.9 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano interno simples.

Provete	$f_{c,il}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,il}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,il}$ (N/mm ²)
1C1	0.4	2C1	0.2	3C1	0.3
1C2	0.5	2C2	0.2	3C2	0.2
1C3	0.3	2C3	0.1	3C3	0.2
-	-	-	-	3C4	0.5
Média	0.4	Média	0.2	Média	0.3
CV (%)	17	CV (%)	25	CV (%)	49

Uma vez mais, se observa uma diferença considerável entre os valores médios das diferentes séries. Esta diferença pode ser explicada pela questão da variabilidade intrínseca aos materiais e ao processo construtivo, tal como nos provetes do pano externo. No entanto, dentro de cada uma das séries a variabilidade é bastante acentuada, observando-se valores bastante elevados do coeficiente de variação. Indicando que a

natureza do pano interno, caracterizado essencialmente pela grande quantidade de vazios, condiciona a sua resistência, ou seja, durante a construção dos provetes a quantidade de vazios, que é atribuída a cada um, é incontrolável. Apesar de se ter tentado que o processo construtivo fosse realizado da mesma forma para todos os provetes de cada série, a fim de minimizar essas diferenças, que se manifestam, também, ao nível de diferenças nas quantidades de materiais utilizados (granito e argamassa). Logo, ao existirem estas diferenças entre os provetes, naturalmente, originam as diferenças observadas na resistência à compressão uniaxial.

Tendo em consideração, uma vez mais, a evolução temporal da resistência à compressão da argamassa e idade dos provetes, fará, novamente, sentido o cálculo do valor médio dos provetes de todas as séries, isto é, 0.3 N/mm^2 e um correspondente coeficiente de variação de 45%.

A Figura 3.15b mostra o padrão de fendilhação na rotura de um provete do pano interno. Devido à heterogeneidade e as cavidades da superfície dos provetes, a fendilhação não é perceptível em todo o provete. No entanto nas zonas com grande quantidade de argamassa (correspondendo às zonas de camadas de argamassa realizadas durante a construção dos provetes), consegue-se identificar algumas fendas verticais, não se percebendo visualmente se existe propagação através das restantes camadas. A rotura é caracterizada por uma elevada dilatação diametral dos provetes com desagregação de material, demonstrando a fraca ligação entre as pedras de granito e a argamassa, resultante da não compactação do material. Esta dilatação resulta, também, de um ajuste das pedras de granito, que deslizam entre si devido aos vazios existentes entre elas.

Foram ensaiados à compressão uniaxial sete provetes do pano interno injectado, recolhidos apenas da terceira série de paredes (3IC) uma vez que a injeção, especificamente como técnica de reforço, apenas foi utilizada nesta série. A Tabela 3.10 apresenta o valor da resistência à compressão uniaxial de cada provete ($f_{c,ii}$), bem como o respectivo valor médio e coeficiente de variação.

Os provetes de pano interno injectado apresentam um valor médio da resistência à compressão uniaxial cerca de 14 vezes superior ao valor médio dos provetes de pano interno simples, mostrando que a injeção potenciou um elevado aumento da resistência à compressão desse pano e, conseqüentemente, da resistência das paredes injectadas. É de notar que, também, foi obtido um valor do coeficiente de variação significativamente inferior, comparativamente às séries de provetes de pano interno simples. Isto indica

que a injeção do pano interno, se completa, promove uma homogeneização da resistência à compressão do pano interno, uma vez que a calda de injeção ao ocupar os vazios reduz a sua quantidade drasticamente, minimizando a diferença, em percentagem, de provete para provete, pelo que as diferenças de resistência à compressão uniaxial serão mais reduzidas.

Tabela 3.10 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de pano interno injectado.

Provete	$f_{c,ii}$ (N/mm ²)
3IC1	4.0
3IC2	3.9
3IC3	4.5
3IC4	4.9
3IC5	3.4
3IC6	3.9
3IC7	4.2
Média	4.1
CV (%)	12

Na Figura 3.15c apresenta-se o padrão de fendilhação na rotura de um provete de pano interno injectado. O padrão de fendilhação é, essencialmente, constituído por fendas segundo a direcção axial que atravessam o prisma em toda a sua altura, notando-se que as estas tendem a contornar os elementos de granito, uma vez que a interface será menos resistente, e portanto propicia à propagação das fendas.

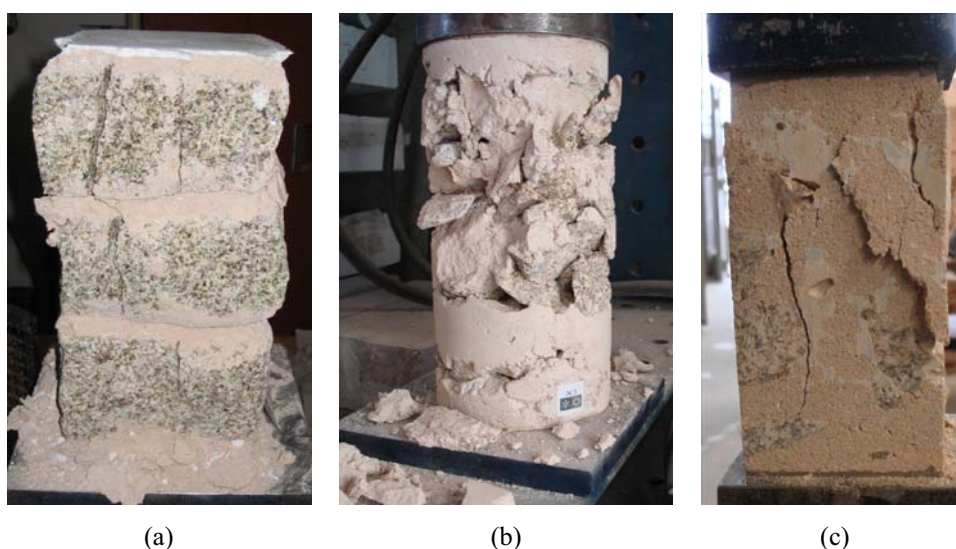


Figura 3.15 – Padrões de fendilhação típicos da rotura dos componentes das paredes de alvenaria de três panos: (a) pano externo; (b) pano interno simples; (c) pano interno injectado.

3.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo foram apresentados e discutidos os resultados experimentais dos ensaios realizados nos materiais e componentes das paredes de alvenaria de pedra de três panos. Estes foram ensaiados à compressão uniaxial, com a excepção da calda de injeção que também foi ensaiada à tracção directa.

Os ensaios nos provetes de granito mostraram que este apresenta uma elevada resistência à compressão comparativamente aos outros materiais utilizados, mas apresenta um comportamento bastante frágil. Mostraram, ainda, que o coeficiente de Poisson é bastante susceptível às deformações circunferenciais, e portanto de difícil e discutível cálculo, devido à indefinição do intervalo em que os provetes apresentam comportamento linear.

Os ensaios realizados na argamassa, nomeadamente no estudo de composição, mostram que existe uma evolução temporal da resistência à compressão uniaxial, que é dependente da quantidade dos diferentes materiais utilizados no ligante. No caso de o ligante ser constituído por maior quantidade de cal, origina uma evolução crescente da resistência à compressão uniaxial, e no caso de ser constituído maioritariamente por metacaulino, origina um ligeiro e inesperado decréscimo desta resistência a partir dos 28 dias de idade. Estes ensaios também comprovaram a baixa resistência à compressão uniaxial da composição da argamassa adoptada na construção das paredes, e que a idade de ensaio dos diferentes provetes, em que a argamassa foi utilizada, não terá influência significativa nos resultados.

Os ensaios de compressão nos provetes de calda de injeção revelaram uma certa variabilidade da resistência à compressão uniaxial, no entanto resultaram valores superiores aos fornecidos pelo fabricante. Por seu lado, os ensaios de tracção directa evidenciaram a dificuldade existente na realização deste tipo de ensaio em materiais porosos, bem como a quantidade de variáveis envolvidas. Verificou-se, também, que os valores de resistência à tracção directa são inferiores aos valores fornecidos pelo fabricante para os ensaios de flexão, e para além disso foram muito baixos, devendo-se esta diferença muito provavelmente à natureza do material, que deverá ser cuidadosamente estudada, nomeadamente as questões da utilização de escórias em caldas de injeção e a dos fenómenos de micro-fendilhação em caldas de cal/pozolâna.

Por seu lado, os ensaios compressão nos provetes dos componentes das paredes mostraram que a resistência à compressão do pano externo é cerca de 30 vezes superior

à do pano interno. Por sua vez, a injeção do pano interno aumenta cerca de 14 vezes a resistência à compressão do mesmo. Para além disto, a injeção permitiu uma homogeneização da resistência dos diferentes provetes.

Finalmente, tanto nos ensaios dos provetes do pano externo como nos do pano interno simples, verificou-se uma grande variabilidade nos resultados, que está associada à utilização de materiais naturais como a pedra e materiais manufacturados como argamassas, típicos da alvenaria antiga. A configuração irregular e mesmo o processo construtivo, constituem um outro foco da variabilidade registada, pois introduzem na alvenaria uma infinidade de variáveis que não são possíveis de controlar de provete para provete.

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DOS MATERIAIS DA CAMPANHA EXPERIMENTAL DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA

4.1 INTRODUÇÃO

O presente Capítulo serve, da mesma forma que o Capítulo anterior, para apresentar a caracterização dos materiais utilizados na construção dos provetes de alvenaria da campanha experimental dos ensaios de fluência dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe. Aliás, este Capítulo surge da mesma necessidade de justificar as escolhas dos materiais seleccionados, neste caso, para a construção dos provetes referentes à campanha dos ensaios de fluência.

Foram caracterizados os tijolos cerâmicos fabricados segundo um processo tradicional no Sul de Portugal e uma argamassa à base de cal e metacaulino, no caso dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. Já no caso dos ensaios de fluência em alvenaria de adobe, foram caracterizados os blocos de adobe recolhidos de uma casa parcialmente demolida, situada em Fermelã, no Concelho de Aveiro, e uma argamassa à base de cal e de terra.

A caracterização aqui apresentada é, essencialmente, mecânica. Porém, uma caracterização mais aprofundada, de alguns materiais, poderá ser consultada em outros trabalhos, aos quais se fará referência adiante.

4.2 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO TIJOLO CERÂMICO À COMPRESSÃO

4.2.1 Generalidades

A utilização de tijolos nas alvenarias das construções antigas, permitiu o desenvolvimento de regiões, onde os recursos de materiais de construção naturais, como a madeira e a pedra, eram escassos, garantindo a permanência do Homem nesses locais, através da construção de habitações e de outras estruturas de função diferente, como,

por exemplo, pontes e locais de culto religioso, apenas permitida por esses materiais, não propriamente naturais, mas manufacturados pelo Homem a partir de materiais facilmente encontrados na Natureza. As evidências mais antigas de construções em alvenaria de tijolo são anteriores a 8000 A.C., encontradas em Israel (Mesopotâmia) sob a forma de alvenaria de adobe, o que demonstra a antiguidade desta técnica construtiva. Desde desses tempos que a evolução da construção em alvenaria foi um processo dinâmico, seguindo as necessidades e as possibilidades em termos tecnológicos e de conhecimento do Homem, onde o fabrico de tijolos não foi excepção, sofrendo ao longo do tempo várias alterações, que se manifestaram, por exemplo, na forma e geometria dos tijolos, e até mesmo no próprio processo de fabrico, de onde se destaca a cozedura dos tijolos, que actualmente constitui uma etapa imprescindível e importantíssima na produção de tijolos cerâmicos modernos. No entanto, o principal aspecto que diferencia o fabrico de tijolos antigos dos modernos é, sem dúvida, o controlo de qualidade, ao nível dos materiais (selecção e tratamento do barro) e do processo de fabrico, nomeadamente ao nível do controlo da água na fase de mistura e ao nível das fases de secagem e cozedura.

De uma forma geral, os tijolos cerâmicos antigos eram fabricados a partir da mistura de barro com água, e por vezes areia e/ou palha, sendo posteriormente secos ao ar ou cozidos, obtendo-se um material de construção que comparativamente à pedra é bem mais leve, porém mecanicamente menos resistente. De facto, o barro é um material bastante comum e estando, normalmente, disponível em grandes quantidades, torna-o numa matéria-prima de fácil obtenção, o que consequentemente torna a produção de tijolos pouco dispendiosa. Este factor, aliado à sua facilidade de produção e manuseamento (Barbosa et al. 1998) e à já referida escassez de materiais de construção naturais em determinadas regiões, tornaram esta opção construtiva bastante atractiva para os diferentes povos a que se refere a História do Homem, destacando-se o seu papel no desenvolvimento dos povos referente aos períodos Mesopotâmico, Egípcio e sobretudo ao Romano, durante o qual a utilização de tijolos na construção de edifícios e obras-de-arte, foi ostensiva na disseminação do seu Império pela Europa.

Contudo, nem todo o barro é susceptível para ser usado no fabrico de bons tijolos, o que é de todo compreensível, na medida em que este, no seu estado natural, é um material complexo e heterogéneo, sendo constituído por vários materiais em proporções diferentes (Fernandes, 2006), e naturalmente variam de região para região. De facto, são

estas proporções e mesmo as propriedades desses materiais que definem e influenciam as propriedades físicas, químicas, mecânicas e de durabilidade dos tijolos.

O barro é constituído por areias finas, calcário, minerais de ferro e por outros compostos designados de minerais argilosos, em que estes últimos apresentam uma forma bastante achatada e dimensões em média inferiores a 10 μm (Vermeltfoort, 2005). As diferentes quantidades e proporções entre o ferro e o calcário são responsáveis pela coloração do barro, onde uma maior quantidade de minerais de ferro atribui ao barro uma cor mais avermelhada, e uma maior quantidade de calcário atribui-lhe uma cor mais amarelada (Vermeltfoort, 2005). Já os minerais argilosos tem uma função importantíssima no processo de fabrico dos tijolos, pois são estes compostos os responsáveis pelo comportamento do barro durante a moldagem, secagem e cozedura (Vermeltfoort, 2005), uma vez que estes atribuem ao barro as suas propriedades plásticas características (Fernandes, 2006). Tipicamente, os minerais argilosos mais comuns são a caulinite, montemorolite, ilite, talco e pirofilite (para mais informação ver Fernandes 2006).

O barro, muitas vezes, contém matéria orgânica na sua composição (Fernandes, 2006), uma vez que é um material recolhido muito superficialmente, sendo uma fonte de sais não desejados nos tijolos (por motivos relacionados com a durabilidade) e uma fonte de vazios através da calcinação dessa matéria durante o processo de cozedura e a sua decomposição com o passar do tempo. Estes compostos, juntamente com a areia, calcário e minerais de ferro constituem a parte não argilosa do barro, sendo parte deles, tal como a matéria orgânica, responsáveis por alguns problemas apresentados pelos tijolos antigos, e portanto são compostos cuja presença é indesejável no barro utilizados na produção de tijolos. Antigamente, durante a produção de tijolos cerâmicos não se procedia à limpeza e tratamento destes constituintes do barro, à semelhança do que ocorre actualmente, nem existia, propriamente, uma preocupação na selecção de barro de qualidade, uma vez que era utilizado o que existia localmente disponível, isto é, não existia um controlo de qualidade da matéria-prima, e portanto os tijolos produzidos antigamente apresentam, normalmente uma qualidade inferior aos actuais. Por exemplo, um dos problemas causados pela presença de um dos tais compostos indesejados, é a presença de calcário no barro, que conduz a problemas de fendilhação quando os tijolos entram em contacto com a água (Fernandes, 2006).

Pois, durante a cozedura dos tijolos o calcário transforma-se em óxido de cálcio (cal viva), que apresenta propriedades expansivas quando entra em contacto com a água.

Por outro lado, a cozedura dos tijolos ao longo da História do Homem, como já referido, nem sempre foi um processo utilizado no seu fabrico, onde o adobe é um exemplo de tijolos não sujeitos a um tratamento térmico. De facto, pensa-se que as propriedades vantajosas que os tijolos adquirem após cozedura foram descobertas de forma não intencional em acidentes domésticos (Fernandes, 2006). Este tratamento térmico dos tijolos permite que estes endureçam de uma forma permanente, mas sobretudo, permite que adquiram maior resistência mecânica e química que, do ponto de vista da durabilidade, são aspectos fundamentais. No entanto, a cozedura necessita de consumir uma grande quantidade de energia, para manter os fornos onde os tijolos são cozidos a altas temperaturas (por volta de 1000 °C), o que antigamente era uma tarefa difícil, uma vez que as fontes energia calorífica utilizadas eram a madeira e/ou palha, em vez do carvão ou gás que são utilizados nos fornos modernos, capazes de disponibilizar grandes quantidades de energia térmica, permitindo efectivamente as altas temperaturas necessárias à cozedura. Isto originava na produção dos tijolos antigos uma duração da cozedura de vários dias e, por vezes, não completa e abaixo da temperatura ideal, levando a diferenças significativas entre os tijolos de cada fornada, ou seja, o próprio processo de cozedura constituiu mais uma fonte de variabilidade entre os tijolos cerâmicos antigos.

De acordo com Fernandes (2006) e Límon et al. (1997) o processo tradicional de fabrico de tijolos cerâmicos, seguido durante milhares de anos, de uma forma geral, pode ser distinguido em quatro fases principais e sucessivas entre si: (i) selecção e preparação do barro; (ii) mistura do barro com água e moldagem dos tijolos; (iii) secagem dos tijolos; (iv) cozedura dos tijolos. Todas estas fases, com a excepção da fase de secagem, já foram referidas no texto anteriormente exposto. A secagem dos tijolos é uma fase crucial no seu fabrico, uma vez que grande parte da sua retracção e consequente fendilhação ocorre precisamente nesta fase. Tradicionalmente, a secagem é realizada através da exposição dos tijolos ao sol, o que torna o período necessário para a sua secagem dependente da estação do ano e do clima da região. Em climas muito quentes, a rápida secagem dos tijolos conduz, normalmente, a um agravamento da retracção e consequente fendilhação, prejudicial para a qualidade final do tijolo, pelo que nesses casos, medidas devem ser tomadas de forma a evitar a sua exposição directa ao sol (Fernandes, 2006).

Pelas propriedades adquiridas pelos tijolos cerâmicos após cozedura, pode-se afirmar que a alvenaria deste tipo de material é, sem dúvida, uma das técnicas de construção mais duráveis utilizadas pelo Homem (Fernandes, 2006), o que explica as muitas construções antigas, construídas com estes materiais, que prevaleceram até à actualidade. Contudo, não são eternas e mais tarde ou mais cedo acabam por desaparecer se não se proceder a operações de reabilitação para resolver os graves problemas estruturais que se foram acumulando ao longo dos anos, um dos quais é a fluência. Grande parte das estruturas de alvenaria nas quais foram registados problemas de fluência, inclusive colapso, são de tijolo cerâmico. Demonstrando que as estruturas antigas construídas com esta tipologia de alvenaria antiga são, realmente, mais susceptíveis e vulneráveis a problemas de fluência, do que, por exemplo, as construídas com alvenaria de pedra.

Em termos de movimentos diferidos em alvenaria, os tijolos cerâmicos são responsáveis por expansões, que ocorrem devido à humidade ou ao contacto com a água (BIA, 1991; Forth et al., 2000a e Savage et al., 2008). Esta expansão dos tijolos é irreversível e ocorre, em grande parte, nas primeiras semanas após a cozedura dos tijolos, ver Figura 4.1. Porém estes movimentos dos tijolos continuam ao longo de vários anos, a uma velocidade bastante inferior, podendo apresentar valores de extensão entre 0.2 e 0.9 mm/m em tijolos modernos (BIA, 1991).

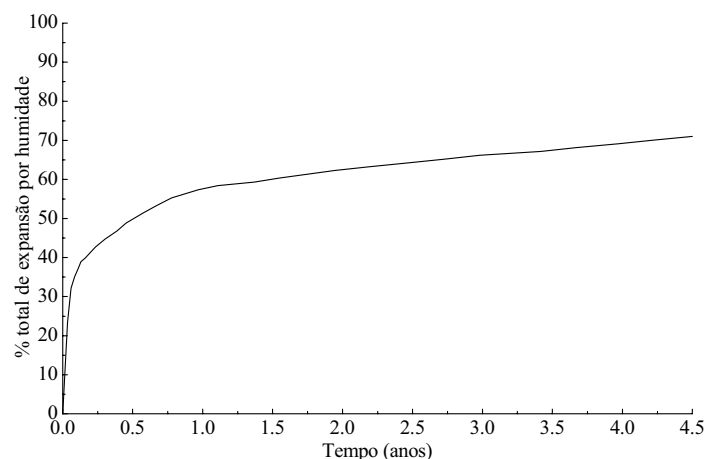


Figura 4.1 – Expansão devida à humidade em tijolos cerâmicos (BIA, 1991).

Tanto os materiais utilizados no fabrico como a temperatura de cozedura dos tijolos e, obviamente, a humidade existente no tijolo cerâmico, influenciam este tipo de expansão, onde, por exemplo, uma temperatura de cozedura mais elevada conduz a

fenómenos de expansibilidade menos pronunciados (BIA, 1991). Estes movimentos de expansão dos tijolos cerâmicos devem-se à reacção química da água adsorvida com a sílica amorfa, com a γ -alumina e com a fase vítrea do tijolo (Forth et al., 2000a).

Nos últimos anos, um outro mecanismo, responsável por grandes movimentos de expansão devido à humidade, em alguns tipos de tijolos, foi identificado e tem sido estudado (Forth et al., 2000a). Este mecanismo resulta de fenómenos de criptofluorescência, decorrentes de uma interacção de transferência de humidade entre o tijolo e a argamassa das juntas, em que determinados sais (sulfato de sódio, potássio, cálcio e magnésio) cristalizam no interior dos poros dos tijolos na zona de interface com a argamassa, criando tensões de tracção internas que levam à expansão do tijolo nessas zonas (Forth et al., 2000a). Este tipo de expansão não ocorre em todos os tipos de tijolos, uma vez que a sua susceptibilidade a este fenómeno depende de factores como: (i) o tipo de tijolo (composição, absorção de água e dimensão dos poros); (ii) armazenamento ou condições de cura da alvenaria; (iii) e da sua razão volume/superfície.

De forma a construir-se provetes de alvenaria antiga representativos de estruturas antigas com problemas de fluência, foram utilizados tijolos cerâmicos fabricados segundo um processo tradicional, normalmente utilizados em operações de reabilitação em estruturas de alvenaria antiga que necessitem da substituição tijolos antigos ou em construções onde se pretenda um aspecto antigo.

Estes tijolos foram fabricados em Portugal na região do Alentejo, mais concretamente em Galveias, Ponte de Sôr, apresentando como dimensões médias 209x107x55 mm³ (comprimento, largura e altura). Como já referido, foram fabricados segundo métodos tradicionais, onde o barro recolhido localmente, sem qualquer tratamento prévio, é misturado e amassado com água, e no próprio dia é colocado em formas sem fundo e com a forma final dos tijolos, sendo desenformados imediatamente. Antes de serem cozidos, os tijolos são secos a céu aberto durante um período de tempo, cuja duração depende da estação do ano, ou seja, 2 a 3 dias durante o Verão e 15 a 20 dias durante o Inverno. A cozedura é realizada num forno tradicional a lenha durante cerca de 20 horas.

Basicamente, durante o fabrico destes tijolos, nenhum processo de controlo de qualidade é adoptado. De facto, a falta de controlo de qualidade nota-se no aspecto dos tijolos, cuja forma é bastante irregular com defeitos visuais bastante pronunciados, ver Figura 4.2a. Estes defeitos devem-se, essencialmente, à utilização de moldes sem fundo,

ao insuficiente enchimento dos moldes, à insuficiente compactação do barro, à remoção precoce e descuidada das formas e à remoção manual e descuidada do material em excesso. A Figura 4.2b mostra, ainda, a existência de agregados de grande dimensão, demonstrando a falta de controlo do barro utilizado. Estes agregados de grande dimensão podem provocar nos tijolos fendilhação interna durante a fase de secagem e cozedura e caso se encontrem superficialmente, promovem o aparecimento de fendas em volta desses elementos (Fernandes, 2006), levando a que estes tijolos apresentem propriedades mecânicas inferiores e à sua deterioração mais acelerada.

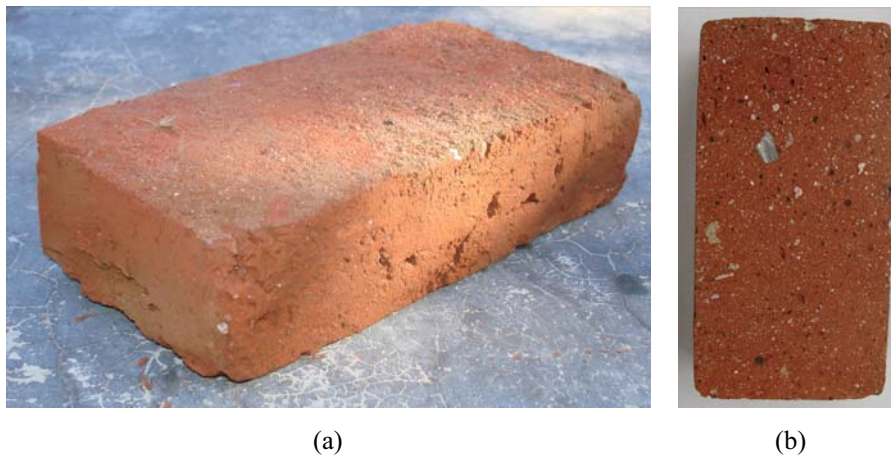


Figura 4.2 – Tijolos cerâmicos utilizados na construção dos prismas de alvenaria ensaiados à fluência: (a) aspecto geral; (b) agregados de grande dimensão presentes nos tijolos.

Para este trabalho, apenas foi caracterizado o comportamento à compressão do tijolo cerâmico, através de ensaios de compressão uniaxial monotónicos em duas direcções distintas. Pois devido ao processo de fabrico, os tijolos apresentam comportamento diferente na direcção vertical e horizontal, ou seja, na direcção das juntas verticais (direcção segundo a altura do tijolo) e na direcção das juntas horizontais (direcção segundo a direcção do comprimento do tijolo), respectivamente (Oliveira, 2003). Relativamente à direcção segundo a largura do tijolo (ou espessura da parede), normalmente, não existe a necessidade de caracterizar o comportamento nesta direcção. Pois, geralmente, numa parede de alvenaria, apenas se considera que esta pode apresentar um estado de tensão uniaxial ou um estado plano de tensão e portanto, as direcções segundo as quais importa, realmente, avaliar o seu comportamento são a direcção vertical e a horizontal (Oliveira, 2003). Um outro comportamento que importa avaliar é o comportamento à tracção segundo a direcção horizontal, pois devido a

interacção do tijolo com a argamassa da junta, quando a alvenaria é sujeita a acções de compressão, surgem na direcção horizontal do tijolo tensões de tracção (Vermeltfoort, 2005). Porém, a indisponibilidade do equipamento utilizado nos ensaios de tracção directa da calda de injeção, impediu que fossem realizados ensaios de tracção directa com essa finalidade. Em termos do seu comportamento diferido, importa, ainda, avaliar as propriedades expansivas, para perceber a sua influência no comportamento diferido da alvenaria. Contudo, o factor tempo e a extensa campanha experimental não permitiram que tal avaliação experimental fosse possível. Por outro lado, dado a idade dos tijolos, quando utilizados na construção dos provetes de alvenaria, provavelmente, a grande parte dos movimentos diferidos dos tijolos devidos à humidade, terá ocorrido durante o período de armazenamento, o que tornaria essa deformação negligenciável, porém deverá ser avaliada em futuros trabalhos experimentais.

Uma descrição mais detalhada dos tijolos cerâmicos utilizados nesta campanha experimental, pode ser consultada em Fernandes (2006), que inclui, entre outras, a sua caracterização física e química.

4.2.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

Para a caracterização do tijolo cerâmico à compressão uniaxial, segundo a direcção vertical, foram ensaiados cinco provetes de acordo com a recomendação LUMA. 1 da RILEM (1994). Cada provete era constituído por três pequenos prismas com dimensões de 50x50x40 mm³, colocados simplesmente e alinhados uns em cima dos outros, sem qualquer tipo de material entre eles. Para cada um dos provetes, os prismas foram cortados de um mesmo tijolo, que era recolhido aleatoriamente do local onde estavam armazenados, ver Figura 4.3a. Este procedimento tem sido utilizado ou referenciado por alguns autores em ensaios de compressão uniaxial de unidades de alvenaria na direcção vertical (Oliveira, 2003 e Binda et al. 1996). Visa obter uma relação altura/base entre 2 a 3, de forma a mitigar a influência do efeito do confinamento dos pratos, nos resultados (Neville, 1963 e Van Vliet et al., 1996), em tijolos cujas dimensões implicam a obtenção de provetes com uma dimensão demasiadamente reduzida, para manter a relação altura/base pretendida e portanto, deixam de ser representativos do material, devido, precisamente, à sua heterogeneidade. Por outras palavras, cria-se um efeito de escala entre as dimensões do provete e, por exemplo, as dos agregados, o que conduz a

valores da resistência à compressão que podem ser bastante superiores aos dos tijolos em si, à semelhança do mesmo conceito aplicado à mecânica das rochas (Cunha, 1993).

No caso presente, a irregularidade dos tijolos obrigou a proceder-se à rectificação por abrasão, de ambas as faces da base e do topo de cada tijolo, antes de se proceder ao corte dos três prismas de cada provete. O que implicou uma altura dos tijolos, após rectificação, de cerca 45 mm, tendo-se procedido a nova rectificação, após o corte, das faces de contacto com os pratos e das faces de contacto entre prismas, até que cada um atinge-se os 40 mm de altura, de forma a eliminar possíveis defeitos e imperfeições originados pelo corte, nessas faces. Frisa-se uma vez mais, que os três prismas retirados de cada tijolo constituíram apenas um único provete. Pois, tal como existe uma diferença de resistência de tijolo para tijolo, devido à diferente temperatura de cozedura de cada um, pelas mais diversificadas razões, o mesmo se reflecte através do material de cada tijolo, onde o material mais superficial tem, normalmente, uma temperatura de cozedura superior, traduzindo-se numa maior resistência (isto não se aplica à camada superficial que é degradada durante a cozedura), que não será representativa do tijolo em si. O que de facto se notou nos provetes, pela existência de zonas com diferente realce na coloração, ver Figura 4.4a.

Relativamente aos ensaios de compressão uniaxial na direcção horizontal, foram ensaiados, também, um total de cinco provetes de acordo com a recomendação LUMA. 1 (RILEM, 1994). Os provetes tinham uma forma prismática de dimensões $40 \times 50 \times 120 \text{ mm}^3$, ou seja, uma relação altura/base de 3. Foram, também, cortados de tijolos recolhidos aleatoriamente, segundo um procedimento semelhante aos provetes ensaiados na direcção vertical.

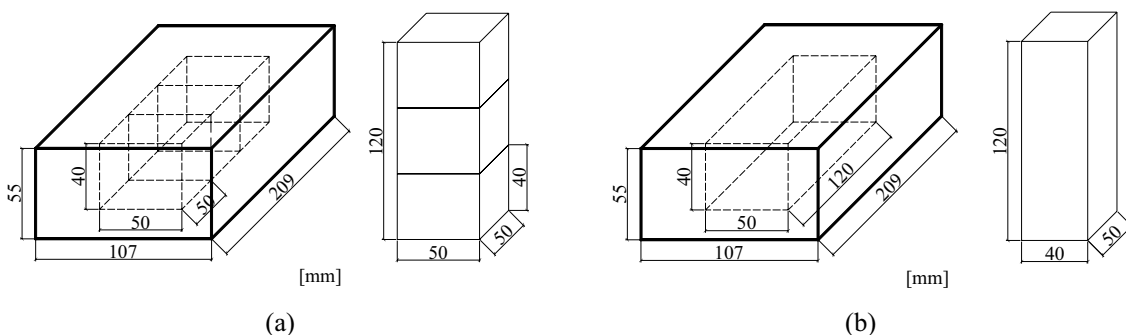


Figura 4.3 – Provetes de tijolo cerâmico ensaiados à compressão uniaxial: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.

O esquema de ensaio, adoptado para o ensaio de compressão de cada uma das direcções, foi igual, ver Figura 4.4. Foi utilizada uma rótula no prato superior para um melhor ajuste dos pratos aos provetes e não foi utilizado nenhum material deslizando entre os provetes e os pratos.

O pórtico de ensaio foi o mesmo utilizado nos ensaios de compressão da argamassa da campanha experimental das paredes de três panos (secção 3.3). Uma vez mais, foi equipado com um actuador servo-controlado, instrumentado com uma célula de carga de 25 kN. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento axial, através da aplicação monotónica de um deslocamento axial, com uma velocidade de $3 \mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador.

Objectivando-se determinar o módulo de elasticidade do tijolo nas duas direcções testadas, utilizaram-se, adicionalmente, 4 LVDTs para medir os deslocamentos axiais dos provetes. Estes LVDTs mediram o deslocamento relativo entre pratos, em cada uma das faces visíveis dos provetes, ver Figura 4.4.

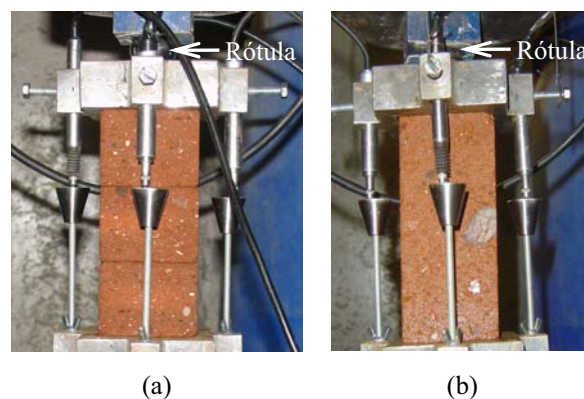


Figura 4.4 – Esquema de ensaio dos provetes de tijolo: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.

Todos os provetes foram submersos em água no dia anterior ao ensaio, tendo permanecido, cada um, pelo menos 24 horas submerso de acordo com a recomendação LUMA. 1 (RILEM, 1994), de modo a saturar totalmente os provetes em água, da qual foram retirados cinco minutos antes do ensaio.

4.2.3 Resultados

Na Tabela 4.1 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de tijolo cerâmico segundo a direcção vertical (VCB) e a direcção horizontal

(HCB), tendo sido ensaiados um total de cinco provetes para cada direcção. Estes resultados incluem a resistência à compressão uniaxial segundo a direcção vertical ($f_{c,vb}$) e horizontal ($f_{c,hb}$), bem como o módulo de elasticidade para ambas as direcções (E_{vb} e E_{hb} , respectivamente). São, ainda, apresentados os respectivos valores médios e coeficientes de variação.

O módulo de elasticidade foi determinado, para cada provete, no intervalo de tensão de [30-60%] da resistência à compressão de cada um, através de uma regressão linear aplicada a esse mesmo intervalo (Oliveira, 2003).

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de tijolo cerâmico na direcção vertical (VCB) e horizontal (HCB).

Provete	$f_{c,vb}$ (N/mm ²)	E_{vb} (N/mm ²)	Provete	$f_{c,hb}$ (N/mm ²)	E_{hb} (N/mm ²)
VCB1	5.2	446	HCB1	11.0	1415
VCB2	8.9	1434	HCB2	8.7	1430
VCB3	8.9	1246	HCB3	10.8	1539
VCB4	8.5	816	HCB4	11.3	1435
VCB5	7.0	591	HCB5	9.4	1066
Média	7.7	906.5	Média	10.2	1377.0
CV (%)	21	47	CV (%)	11	13

Os resultados dos ensaios de compressão, segundo a direcção vertical, apresentam uma grande dispersão, sobretudo ao nível do módulo de elasticidade, que conjuntamente com a baixa resistência à compressão, obtida segundo esta mesma direcção, demonstram a falta de controlo de qualidade no fabrico destes tijolos. O valor médio da resistência à compressão, comparativamente aos valores obtidos por (Fernandes, 2006), são substancialmente inferiores (cerca de 16%), o que poderá dever-se a duas razões. Uma primeira, está relacionada com as dimensões e geometria dos provetes ensaiados por este último, isto é, as dimensões são significativamente inferiores, o que pelo efeito de escala traduz-se em resistências superiores, e o formato cúbico dos provetes, cuja relação altura/base é um, também promove uma resistência que poderá ser superior, apesar de ter utilizado um material deslizante entre os pratos e os provetes. A segunda razão, poderá estar relacionada com a questão da variabilidade, uma vez que neste trabalho experimental apenas foram ensaiados 5 provetes, o que poderá não ser verdadeiramente representativo (Almeida, 2002), enquanto que no trabalho realizado por Fernandes (2006) o número de provetes ensaiados foi de quinze. Na Figura 4.5a são apresentadas duas curvas tensão axial - extensão axial típicas dos provetes de tijolo ensaiados segundo a direcção vertical (provete VCB1 e VCB2), onde, claramente, se

observam dois tipos de comportamento, e mais uma vez, observa-se a dispersão dos resultados obtidos em termos de resistência e módulo de elasticidade. Este aspecto também é evidenciado na Figura 4.6a, onde é apresentada a envolvente das curvas tensão axial - extensão axial. A curva do provete VCB2 apresenta um grande ajuste na fase inicial, correspondente ao ajustar das faces do provete aos pratos e entre os prismas que o constituem, enquanto que o provete VCB1 apresenta um comportamento praticamente linear até à rotura. Ambas as curvas mostram o comportamento quasi-frágil deste tipo de material, com rotura imediata dos provetes após o pico, pelo que a caracterização do comportamento pós-pico foi impossível, pelo menos com este procedimento de controlo de ensaio. A obtenção do comportamento pós-pico exigiria, então, a adopção de um outro tipo de controlo para os ensaios, ou seja, a adopção de um esquema semelhante ao dos ensaios em provetes de tijolo realizados por Oliveira (2003), onde os ensaios por controlo da deformação circunferencial em provetes cilíndricos, permitiram, de facto, obter o comportamento dessa fase. Em termos comparativos, o módulo de elasticidade em relação à resistência à compressão, obtidos segundo esta direcção, é 118 vezes superior.

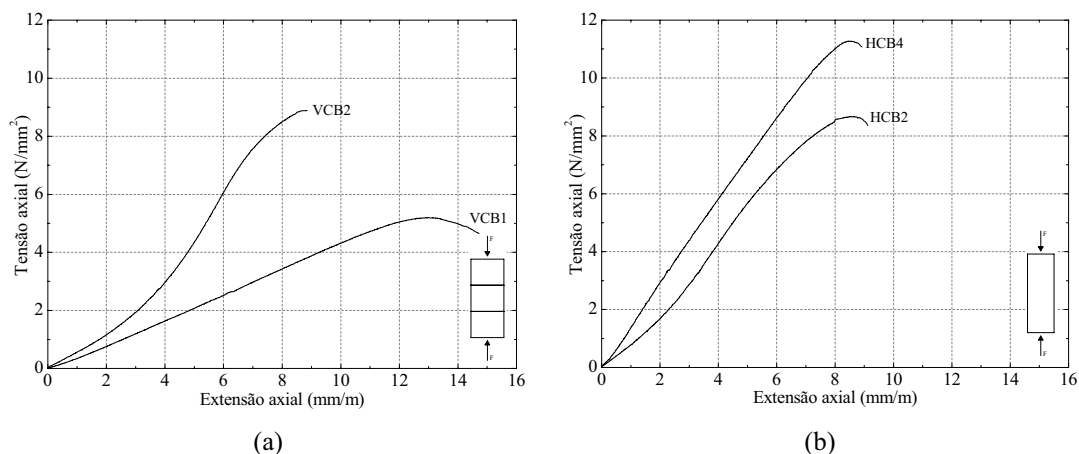


Figura 4.5 – Curvas tensão axial - extensão axial dos provetes de tijolo ensaiados: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.

Relativamente aos ensaios de compressão segundo a direcção horizontal, apresentaram uma variabilidade significativamente inferior, para os dois parâmetros avaliados, comparativamente aos ensaios realizados segundo a direcção vertical. Contudo, é ligeiramente elevada, o que poderá dever-se, mais uma vez, à falta de controlo de qualidade no fabrico e a um outro aspecto já mencionado, ou seja, o número reduzido de provetes ensaiados. Na Figura 4.5b são apresentadas duas curvas tensão

axial - extensão axial, típicas dos ensaios segundo a direcção horizontal (provetes HCB2 e HCB4), onde se constata que o comportamento entre as curvas, em termos de deformabilidade, é bem mais semelhante e o ajuste observado nas curvas é significativamente inferior ao observado na outra direcção.

Logo, o grande ajuste evidenciado por alguns dos provetes ensaiados segundo a direcção vertical parece, então, estar fundamentalmente relacionado com as juntas artificiais criadas nos provetes. Também nesta direcção, as curvas obtidas mostram o comportamento quasi-frágil deste material. A envolvente apresentada na Figura 4.6b reforça, uma vez mais, a variabilidade inferior, encontrada segundo esta direcção. O módulo de elasticidade em relação à resistência à compressão, obtidos segundo esta direcção, é semelhante à obtida segundo a direcção vertical, ou seja, o módulo de elasticidade é cerca de 135 vezes superior à resistência à compressão.

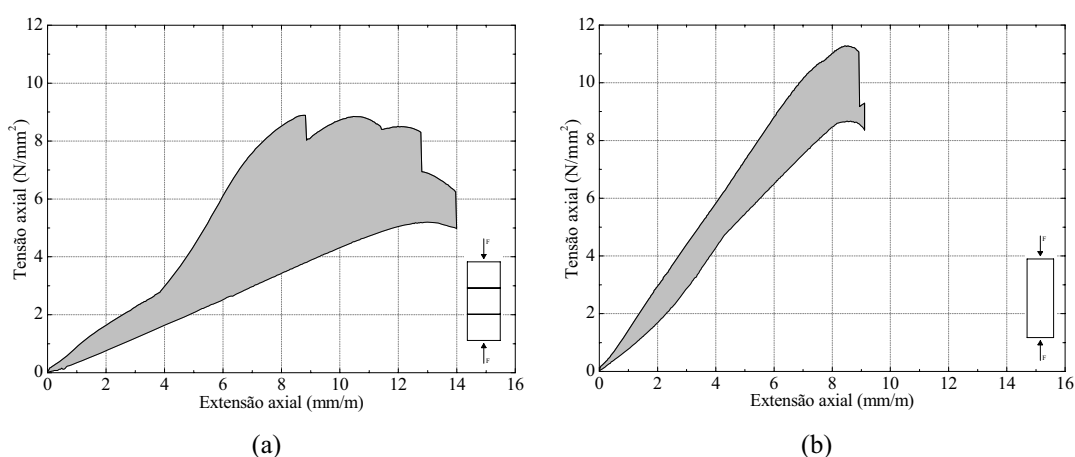


Figura 4.6 – Envolvente das curvas tensão axial - extensão axial dos provetes de tijolo ensaiados: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.

Surpreendentemente e contrariando outros trabalhos experimentais, onde a caracterização mecânica de alguns tipos de tijolos foi realizada para as diferentes direcções (Oliveira, 2003; Almeida, 2002e Vermeltoort, 2005), tanto o valor médio da resistência como o valor médio do módulo de elasticidade, obtidos segundo a direcção horizontal, foram superiores aos obtidos segundo a direcção vertical, ou seja, superiores em 25% e 34%, respectivamente. Esta observação deverá ser confirmada com novos ensaios, contudo poderá dever-se ao processo de fabrico dos tijolos, nomeadamente à fase de moldagem, já que os tijolos estudados por esses investigadores foram fabricados por processos modernos, onde a extrusão foi realizada segundo a direcção vertical

conferindo uma maior resistência e módulo de elasticidade aos tijolos segundo essa direcção, sendo globalmente a resistência à compressão cerca de dez vezes superiores aos valores apresentados neste trabalho. Ainda relativamente ao módulo de elasticidade, as juntas existentes entre os prismas dos provetes ensaiados segundo a direcção vertical, provavelmente influenciaram o seu resultado, subestimando o seu valor, o que justificaria, em parte, a grande diferença encontrada.

Na Figura 4.7 é apresentado o modo de rotura típico dos provetes em ambas as direcções. A rotura de todos os provetes foi repentina e sem o surgimento de fendas visíveis até, precisamente, à sua rotura, ou seja, um comportamento típico de um material quasi-frágil. No caso dos provetes ensaiados segundo a direcção vertical, verificou-se que os pequenos primas que constituíam cada provete não se comportaram de forma individual em termos de padrão de fendilhação. Aliás muito pelo contrário, os provetes parecem ter-se comportado como se tratassem de um único prisma sólido, onde, de facto, as fendas diagonais percorreram os provetes de cima a baixo com continuidade de prisma para prisma.

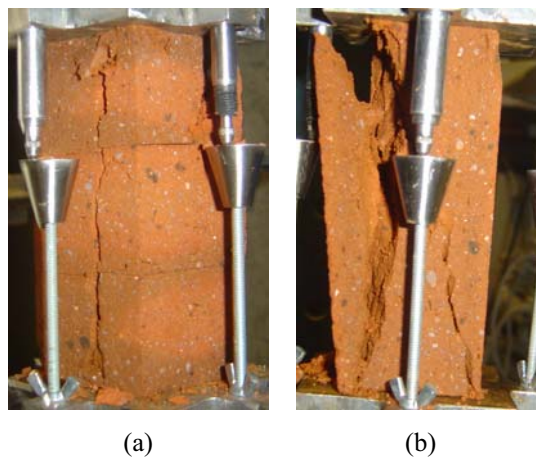


Figura 4.7 – Modo de rotura dos provetes de tijolo ensaiados à compressão uniaxial: (a) segundo a direcção vertical; (b) segundo a direcção horizontal.

Relativamente ao padrão de fendilhação típico dos ensaios de compressão segundo a direcção horizontal, apresenta, também, fenda diagonais que atravessam os provetes de cima a baixo.

4.3 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA ARGAMASSA DA ALVENARIA DE TIJOLO CERÂMICO À COMPRESSÃO

4.3.1 Generalidades

Tal como na definição dos materiais e da composição da argamassa da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos (secção 3.3), também neste caso se procedeu a uma selecção dos materiais e composição, para que a argamassa fosse representativa das argamassas antigas. Porém, outras questões, relacionadas com os ensaios de fluência e a influência da argamassa nos seus resultados, surgiram.

Como é sabido e aliás já demonstrado neste trabalho, uma argamassa apresenta uma evolução da resistência à compressão ao longo do tempo, que depende do tipo de endurecimento que esta apresenta, conseqüente dos materiais utilizados na sua composição. Este comportamento da argamassa, se exageradamente pronunciado ao longo do tempo, durante um ensaio de fluência de um provete de alvenaria influencia os seus resultados, principalmente no caso dos ensaios de fluência a longo prazo. A resistência à compressão da argamassa ao variar durante um ensaio que demora meses ou anos, conduziria a que o provete no início e no final do ensaio tivesse uma resistência diferente, e portanto o provete não seria representativo da alvenaria antiga, uma vez que nesta última, geralmente, a resistência é praticamente estável. Excepto em alguns casos de argamassas de cal utilizadas em paredes de alvenaria bastante espessas de estruturas antigas (por exemplo na alvenaria de enchimento de uma torre), em que o endurecimento ocorre lentamente por carbonatação, através da difusão do dióxido de carbono, e portanto, actualmente ainda podem ser encontradas em processo de endurecimento (Ferretti et al., 2006a).

Por outro lado, os movimentos de fluência são influenciados pelo nível de tensão a que a alvenaria é sujeita, que por sua vez é função da resistência à compressão desta. Então, a evolução da resistência da alvenaria introduziria uma variável adicional ao estudo da fluência, que não seria possível controlar durante os respectivos ensaios.

De forma a minimizar os efeitos anteriormente mencionados, a evolução da resistência da argamassa ao longo do tempo teria que ser mitigada, através, precisamente, da selecção dos materiais e da composição da argamassa. Como é óbvio, e tendo em consideração o que foi apresentado na secção 3.3 relativamente aos materiais utilizados nas argamassas antigas, a escolha de uma argamassa com um

ligante apenas à base de cal hidratada seria desaconselhada, devido ao seu lento endurecimento, ou seja, a argamassa escolhida deveria apresentar pelo menos um endurecimento hidráulico. Logo, a escolha de uma argamassa à base de cal e pozolana, mesmo em termos de representatividade, seria uma escolha mais acertada. Assim, optou-se por utilizar como ligante da argamassa uma cal hidratada e o metacaulino como material pozolânico. Mais uma vez define-se o ligante como o conjunto cal/metacaulino, ver secção 3.3.

A existência de cal na composição da argamassa, implica que ocorra sempre algum endurecimento por carbonatação, que apenas pode ser mitigado, intervindo na composição do ligante. Para tal, este deverá ter proporções entre a cal e o metacaulino tais, que garantam a reacção pozolânica de praticamente toda a cal com o metacaulino, de forma a que a quantidade de cal livre existente na argamassa, e portanto passível de carbonatar, seja mínima. Pelo que, uma proporção de metacaulino superior à de cal tem que ser adoptada. Assim, neste caso optou-se por se utilizar no ligante 20% de cal hidratada e 80% de metacaulino em termos de peso. A cal hidratada utilizada foi adquirida num fornecedor local (Guimarães) e o metacaulino foi gentilmente oferecido por uma empresa cerâmica (Cerâmica Condestável) da zona da Batalha. Relativamente ao agregado da argamassa, foi utilizada a mesma areia e a mesma proporção em relação ao ligante da argamassa da campanha experimental das paredes de três panos, isto é, uma razão ligante/agregado de 1:3, em termos de peso. A quantidade de água adicionada à mistura foi de 85% do peso do ligante, resultante de algumas misturas prévias para aferir a quantidade de água mínima que proporcionaria uma trabalhabilidade aceitável. Repare-se que, a quantidade de água utilizada foi superior à da campanha experimental das paredes de alvenaria, uma vez que não foi utilizado secante pozolânico na composição da argamassa, mas no entanto, pretendia-se obter uma argamassa com uma trabalhabilidade aceitável, o que para tal efeito foi necessário adicionar uma maior quantidade de água. A não utilização do secante deve-se ao facto de este material possuir maioritariamente na sua composição óxido de cálcio, que possui propriedades expansivas, o que provavelmente iria interferir com os resultados e movimentos da alvenaria durante os ensaios de fluência.

Quando se afirma que uma argamassa ou um ligante hidráulicos apresentam um endurecimento mais rápido, significa que estes adquirem uma resistência próxima da máxima a muito curto prazo (ao fim de alguns dias). No entanto, o processo de endurecimento pode prolongar-se muito lentamente durante semanas, meses ou anos

(Coutinho, 2006). Porém, durante esse período o seu ganho de resistência à compressão não é significativo. Por outro lado, numa argamassa ou betão de cimento de Portland onde são utilizados materiais pozolânicos, o ganho de resistência nos primeiros dias é significativamente menor (tanto menor quanto maior a quantidade de pozolâna utilizada), comparativamente à utilização exclusiva de cimento de Portland (Camões et al., 1999). Então, no caso da argamassa definida para esta campanha experimental, a estabilidade da resistência à compressão pretendida durante os ensaios de fluência, em condições normais, só seria possível de garantir em provetes ditos novos, se o período de tempo entre a sua construção e a fase de ensaio fosse considerável (apesar de inferior a uma argamassa com endurecimento aéreo). O que tornaria a realização dos ensaios de fluência ainda mais morosa, pelo que a sua realização seria ainda mais custosa e sem resultados em tempo útil. Contudo, as reacções químicas que ocorrem durante a cura e permitem o posterior endurecimento são possíveis de serem aceleradas. Por exemplo, no caso de elementos de betão prefabricado é usual utilizar-se a cura por vapor, através do aumento da temperatura e humidade das condições de cura ordinárias, para obter-se uma resistência mais elevada ao fim de intervalos de tempo menores (Camões et al., 1999). Um comportamento semelhante foi evidenciado em misturas de cal com cinzas volantes (Jalali, 1994), pelo que no caso da composição adoptada é de esperar um comportamento semelhante. Então, os prismas de alvenaria e todos os provetes de argamassa realizados para esta campanha experimental foram sujeitos a condições de cura com temperatura e humidade superiores às normalmente encontradas no laboratório. A hipótese de se proceder a um endurecimento acelerado, caso se tivesse utilizado uma argamassa com endurecimento aéreo, por submissão dos provetes a um ambiente com grande concentração de dióxido de carbono e humidade (Cultrone et al., 2005), também foi equacionada, no entanto foi colocada de parte, por falta de equipamento para a realização de tal procedimento.

Em termos de movimentos diferidos, a argamassa, para além de fluência, pode exhibir expansão ou, mais tipicamente, retracção.

Uma argamassa hidráulica ou um betão pode exhibir expansão se formarem-se da hidratação do ligante certos produtos, tais como a Portlandite ou a etringite, que apresentam propriedades expansíveis (Toumbakari, 2002 e Coutinho, 2006), o que caso a argamassa ou betão se encontrem no seu estado endurecido, pode conduzir a uma forte fendilhação, provocando a sua deterioração (a reacção álcalis-agregado é um exemplo de deterioração de betões provocada por reacções de expansibilidade).

Por outro lado, a retracção é um fenómeno pelo qual as argamassas e betões tendem a diminuir de volume, devido a um conjunto complexo de mecanismos. Porém, estas deformações devem-se essencialmente a movimentações de água/humidade através dos poros existentes no material, para maior informação ver Neto (2002). Este fenómeno pode ser distinguido em várias componentes, às quais está associado um mecanismo específico (Toumbakari, 2002). Então, as várias componentes da retracção dos materiais cimentícios podem ser, tipicamente, classificadas nos seguintes tipos:

- Retracção plástica: ocorre antes do fim de presa, com o material ainda no estado fresco por evaporação rápida da água de amassadura, pela superfície exposta, resultando numa fissuração superficial, facilmente observável (Neto, 2002);
- Retracção por secagem: ocorre depois do fim de presa, devido à existência de um diferencial da humidade entre o interior e exterior, que conduz à difusão da água através dos poros, provocado pela rápida secagem da superfície exposta (Neto, 2002 e Toumbakari, 2002);
- Retracção química: deve-se ao facto de os compostos envolvidos na hidratação ocuparem um volume inferior aos compostos resultantes (Toumbakari, 2002);
- Retracção autógena: definida como a variação de volume sob temperatura constante e sem perda de humidade do material para o meio ambiente, causada pela redução da humidade no interior do material por consumo da água dos poros pelo processo de hidratação (Neto, 2002);
- Retracção ou contracção térmica: corresponde à diminuição de volume provocada pela diminuição da temperatura do material, devida à diminuição da taxa de hidratação, durante a qual é libertado calor que se acumula no material e provoca a sua expansão térmica (Neto, 2002).

No estudo experimental dos movimentos diferidos em provetes de alvenaria antiga construída com argamassa hidráulica nas juntas, mais concretamente em ensaios de fluência em provetes antigos, os movimentos de retracção da argamassa não são significativos, pois fenómenos como a hidratação já deixaram de ocorrer ou ocorrem muito lentamente. Contudo, a retracção por secagem é um fenómeno que pode continuar a ocorrer, caso os provetes não sejam sujeitos a um ambiente com humidade relativa constante, impedindo as trocas de humidade da argamassa com o exterior, e aí esses movimentos poderão já ser significativos. De facto, a humidificação da argamassa pode conduzir à recuperação de parte dos movimentos de retracção sofridos (Neto, 2002), que

podem voltar a ocorrer, caso o inverso se suceda, isto é, ocorre uma retracção por secagem da humidade introduzida nessa argamassa.

Quando são utilizados provetes de alvenaria “novos” com juntas de uma argamassa hidráulica em ensaios de fluência, para além da retracção por secagem, a retracção autógena e a retracção química podem influenciar significativamente os movimentos diferidos da alvenaria, caso o período entre a construção e o início do ensaio não seja considerável, pois a hidratação dos materiais continua a desenvolver-se de forma tanto mais significativa quanto mais curto for este intervalo. Neste aspecto, a cura acelerada também pretende diminuir esse período.

Os movimentos de água no interior das argamassas que provocam fenómenos de retracção devem-se, essencialmente, ao consumo da água nas reacções de hidratação e em trocas de humidade com o exterior. No entanto, em alvenaria as unidades podem ser, em parte, responsáveis por essas trocas, nomeadamente através da absorção da água da argamassa através da interface unidade/junta (Forth et al., 2000b). Segundo Forth et al. (2000b), este mecanismo é responsável por uma redução da retracção da argamassa comparativamente à sua retracção sem absorção de água pelas unidades.

Apesar da importância da retracção da argamassa nos movimentos diferidos da alvenaria, este comportamento não foi caracterizado para a argamassa utilizada na presente campanha experimental. Porém, tal caracterização deverá ser realizada futuramente e deverá ter, também, em consideração a interacção entre as unidades e a argamassa ao nível das trocas de humidade através da sua interface.

Ainda relativamente à argamassa, neste trabalho apenas foi caracterizada a sua resistência à compressão uniaxial para diferentes idades, de forma a controlar o valor e a evolução desse parâmetro.

4.3.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

À semelhança da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos, também neste caso foram recolhidas amostras de argamassa durante a construção dos prismas de alvenaria, moldadas em moldes cúbicos de dimensões 50x50x50 mm³, segundo um procedimento semelhante ao adoptado na referida campanha experimental (secção 3.3.2). As amassaduras realizadas durante a construção dos prismas de alvenaria, também foram realizadas mecanicamente com recurso a uma betoneira.

Os provetes foram sempre mantidos juntos aos prismas de alvenaria construídos, de forma a apresentarem as mesmas condições de cura e secagem. Assim, após as amostras de argamassa terem sido colocadas nos moldes, estes foram deslocados para o interior de uma câmara climática Fitoclima 28000 EDTU (ver Figura 4.8), programada para produzir um ambiente com uma temperatura e humidade relativa constantes de 25°C e 100%, respectivamente. Os cubos de argamassa foram desmoldados ao fim de uma semana. As condições ambiente programadas na câmara climática foram mantidas durante o primeiro mês após construção dos prismas de alvenaria. Note-se que, a temperatura de 25°C é a temperatura máxima programável na câmara climática, bem como a humidade relativa de 100%. A adopção destas condições visou promover a cura acelerada dos provetes, de acordo com o que anteriormente foi referido. Ao fim de um mês, as condições programadas na câmara climática foram alteradas para as condições definidas pelo laboratório como padrão, ou seja, 20°C e 57.5% para a temperatura e humidade relativa, respectivamente.



Figura 4.8 – Câmara climática Fitoclima 28000 EDTU.

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados no mesmo pórtico da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos, onde foram ensaiados os provetes de argamassa, tendo sido mesmo, adoptado um esquema de ensaio semelhante, ou seja uma rótula colocada no prato do topo, sem a colocação de qualquer tipo de material deslizante entre pratos (ver secção 3.3.2). Também neste caso, os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento, através da aplicação de um deslocamento axial monotonicamente, com uma velocidade de 2 $\mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador.

4.3.3 Resultados

Na Tabela 4.2 é apresentada a resistência à compressão média da argamassa ($f_{c,m}$) para as três idades diferentes em que os provetes foram ensaiados, isto é, 28, 90 e 180 dias, bem como respectivo coeficiente de variação. Cada um dos valores médios apresentados teve por base o ensaio de dez provetes (ver Anexo A.1, Tabela A.2).

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de argamassa

Idade (dias)	$f_{c,m}$ (N/mm ²)	CV (%)
28	2.0	18
90	2.3	15
180	1.9	23

Os valores médios da resistência à compressão obtidos, para as diferentes idades, mostram-se bastante semelhantes, indicando que, de facto, as condições de cura acelerada aplicadas aos diferentes provetes constituídos por esta argamassa, provavelmente, permitiram obter uma resistência à compressão aos 28 dias bastante próxima da máxima. Estes resultados parecem mostrar que a evolução da resistência à compressão durante os ensaios de fluência não será significativa, cumprindo, assim um dos objectivos definidos para a cura acelerada dos prismas de alvenaria.

Observa-se ainda uma variabilidade substancial dos resultados para as diferentes idades de ensaio, o que deverá ser característica intrínseca desta material.

À semelhança das argamassas com composição do ligante constituída maioritariamente por metacaulino, ensaiadas na campanha experimental das paredes de três panos, também neste caso observou-se uma evolução temporal no sentido de uma perda de resistência à compressão, apesar de ligeira e, provavelmente, ter sido destacada pela variabilidade encontrada nos resultados. O mecanismo de colapso evidenciado por estes provetes foi, em tudo, semelhante ao dos provetes de argamassa da outra campanha experimental (secção 3.3.3).

Em termos de movimentos diferidos, resta ainda avaliar a retracção da presente argamassa, que deverá ser realizada em trabalhos futuros, bem como a influência da interacção da entre a junta e a unidade neste fenómeno.

4.4 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO ADOBE À COMPRESSÃO

4.4.1 Generalidades

A terra como material de construção pode e é designada de diferentes formas, desde barro, limo ou lodo, entre outras. Mas independentemente das designações, é um material, basicamente, constituído por argila, silte, areia e por vezes grandes agregados, como cascalho ou pequenas pedras (Minke, 2003). Já como solução estrutural em edifícios, pode ser encontrada em sob a forma de paredes, essencialmente, construídas segundo duas técnicas: construção em taipa (ou “*rammed earth*” como é mais conhecida da literatura Inglesa) ou em alvenaria de adobe.

Tradicionalmente, a técnica de construção de paredes em taipa faz-se com recurso a uma cofragem, constituída por dois painéis paralelos entre si e ligados por espaçadores. A terra húmida é, então, colocada entre esses dois painéis, em camadas de 10 a 15 cm que seguidamente são compactadas manualmente com recurso a ferramentas artesanais, tais como o pilão (Minke, 2003). Por outro lado, a técnica de construção em alvenaria de adobe é realizada a partir de “tijolos de terra crua” produzidos manualmente.

Estes “tijolos de terra crua” são produzidos, normalmente, com recurso a moldes de madeira que são preenchidos com uma pasta de terra húmida sem compactação final do material moldado, através de duas formas possíveis. Uma das técnicas consiste em atirar contra o molde pequenas bolas de terra húmida até o preenchimento total do molde, permitindo um certo grau de compactação do material. O outro processo consiste no simples preenchimento dos moldes com a pasta de terra húmida.

Após a moldagem da terra, a superfície é alisada com a mão ou recorrendo a pequenas ferramentas artesanais, como um pequeno pedaço de madeira, uma espátula ou um fio. Normalmente, os moldes utilizados são sem fundo, notando-se nos adobes pela inclusão de areias e pelas superfícies não planas que originam. Seguidamente os adobes são desmoldados e deixados a secar ao sol durante longos períodos, que naturalmente, dependem do clima local e das características da terra.

A obtenção da pasta de terra necessária para a produção dos materiais necessita, normalmente, de uma preparação que nem sempre é fácil e exige experiência (Minke, 2003). Durante a sua preparação, numa primeira fase, a terra é escavada e recolhida, apresentando, geralmente, aglomerados de terra ricos em argila, não podendo ser utilizada directamente para a construção em terra. Então, é necessário reduzir o

tamanho desses aglomerados, para tornar a terra recolhida apropriada para a construção, tornando-a num material trabalhável. Uma forma fácil de o fazer, é embeber a terra em água, torna-se ao fim de alguns dias bastante plástica, podendo facilmente ser moldada ou misturada com agregados, como areia ou cascalho (Minke, 2003). Em climas frios, a expansão do gelo pode ser aproveitada para desintegrar esses aglomerados, onde a terra embebida em água é colocada num local com 20 a 40 cm de altura durante todo um Inverno, permitindo o congelamento dessa água (Minke, 2003). Pode-se ainda recorrer à trituração manual ou mecânica da terra, sendo um processo bem mais complexo que os anteriores.

Finalmente, é necessário proceder à mistura da pasta de terra, que pode ser realizada, com recurso a uma pá, moldando-a com os pés, com o recurso a animais que pisão essa pasta, ou então, mais actualmente, com o recurso a equipamentos mecânicos, como betoneiras ou misturadoras eléctricas. Durante este processo podem ser adicionados outros materiais, com a finalidade de melhorar as características da pasta ou do produto final, tais como areia, palha e cal. De facto, a adição de palha ou cal na produção de adobes era e é bastante comum.

A adição de palha, ou em geral de fibras, durante o fabrico de adobes permite diminuir a sua retracção, aumentar a resistência à tracção, e porventura a resistência à compressão, embora isto nem sempre seja verdade, ver Minke, (2003).

A adição de cal permite uma maior resistência dos adobes às condições climáticas, inclusive permite uma melhoria da sua durabilidade e, geralmente, melhora as suas propriedades mecânicas, dependendo da quantidade de cal adicionada. Para quantidades de cal inferiores a 5%, geralmente a resistência à compressão, simplesmente, é inferior à do adobe sem estabilização com cal, devido a esta em baixas percentagens interferir com as forças de ligação promovidas pelas partículas argila, que funciona como uma espécie de ligante da pasta de terra, ver (Minke, 2003).

Actualmente, a construção em terra, incluindo a construção em alvenaria de adobe, é encarada como uma forma de construção sustentável, apresentando certas vantagens em relação aos processos construtivos actualmente utilizados. Das suas características/propriedades vantajosas da terra como material de construção destacam-se (Minke, 2003):

- a capacidade de equilibrar a humidade do ar de uma forma mais rápida que os materiais de construção convencionais, propiciando um clima interior acolhedor e estável;
- a capacidade de armazenamento do calor, tal como todos os materiais pesados (inércia térmica). Esta propriedade é essencial para armazenar o calor passivamente, transmitido pela luz solar em climas cuja variação térmica diária é muito elevada, pois essa energia pode ser utilizada para equilibrar a temperatura no interior durante a noite (período de maior frio), permitindo uma poupança de energia em termos de aquecimento do ambiente interior;
- a produção e preparação dos materiais não exigem, praticamente, gastos de energia, minimizando a consequente poluição associada à produção dessa energia, apresentando-se como uma forte vantagem em relação à produção de betão e tijolos cerâmicos para a construção convencional;
- os custos de transporte são reduzidos, uma vez que a própria terra do local de construção poderá ser utilizada na construção;
- não exige mão-de-obra especializada;
- é um material reutilizável.

Porém relativamente aos materiais de construção convencionais, a terra apresenta algumas desvantagens, nomeadamente ao nível estrutural, das quais se destaca

- não é um material normalizado, dependo a sua qualidade final do local de onde a terra é recolhida, e portanto da sua composição (Minke, 2003);
- é um material que apresenta uma retracção bastante pronunciada, o que normalmente resulta em fendilhação indesejada (Minke, 2003);
- não apresenta resistência à água e aos ciclos de gelo degelo, pelo que as paredes construídas em terra têm de ser protegidas da água das chuvas, através de elementos adicionais, como por exemplo revestimentos impermeáveis ou o prolongamento das coberturas (Minke, 2003);
- as propriedades mecânicas, como as resistências à compressão e tracção, bem como o módulo de elasticidade, são geralmente bastante baixos, conduzindo a diversos problemas estruturais;
- as construções realizadas com este material, devido ao seu elevado peso, baixa resistência à tracção e comportamento frágil, apresentam uma resposta deficitária à acção sísmica (Tolles et al., 2000; Blondet et al., 2003; Gomes et al., 2007)

De facto, as fracas características estruturais das construções em terra e o seu fraco comportamento sísmico explicam, em parte, o desuso desta técnica construtiva em Portugal. Porém, técnicas de estabilização de solos (como a adição de cal ou cimento), métodos de compactação mecânicos (em construções em taipa), e mesmo o controlo da terra utilizada, têm vindo a ser aplicados na construção em terra, no sentido de melhorar as suas propriedades mecânicas, de onde se destaca a utilização de blocos de terra compactados (BTC). Estes blocos, actualmente, apresentam um estatuto de produção mais industrializado, principalmente no Brasil, existindo até mesmo algumas recomendações/normas de controlo de materiais, ensaio e fabrico, entre outras, a nível internacional (Cañas et al., 2007).

Relativamente aos movimentos diferidos do adobe devidos à humidade, basicamente são evidenciados na sua fase de secagem, onde sofrem uma retracção considerável. O fenómeno da retracção em adobe não é propriamente um assunto estudado e investigado aprofundadamente, à semelhança do tema construção em terra no contexto da Engenharia Civil, sendo a bibliografia sobre o assunto praticamente inexistente, o que torna difícil a compreensão dos mecanismos envolvidos em tal fenómeno, que apenas pode ser descrito pelo que é observável. No entanto, pensa-se que os mecanismos responsáveis pela retracção serão idênticos aos mecanismos de retracção de uma argamassa hidráulica ou de um betão, ver secção 3.3, com a excepção da componente da retracção que possa ocorrer por hidratação. Se for adicionada cal à mistura, então o caso poderá ser diferente, ou seja, poderá ocorrer retracção por hidratação, que ocorrerá por reacções da cal com a argila (a cal reage com a sílica a alumina da argila, numa reacção tipicamente pozolanica). Adicionalmente, as propriedades de variação de volume dos minerais das argilas também serão responsáveis pela retracção do adobe na fase de secagem (não tão pronunciada caso cal seja adicionada à mistura de terra, à semelhança de solos argilosos estabilizados, em que a cal actua reduzindo a sua susceptibilidade a variações de volume) e por eventuais movimentos de expansão, quando sujeitos a ambientes muito húmidos. Portanto, sempre que se promovam trocas de humidade entre o ambiente e o adobe existem variações de volume que poderão ou não, dependendo da quantidade de água envolvida na troca, ser significativa. Aliás, é sabido que os minerais de argila, principalmente a montemorolite, apresentam expansão na presença de água, sendo este comportamento responsável por muitos problemas geotécnicos e estruturais em solos com estratos argilosos, devido às variações sazonais do teor em água.

De forma a estudar o problema da fluência em alvenaria de adobe, foram construídos prismas de alvenaria de adobe, recorrendo a adobes recolhidos de uma casa demolida da região de Fermelã, Aveiro. De facto, a alvenaria de adobe é uma tipologia construtiva frequente nas construções antigas desta região, tanto em edifícios de habitação como de serviços, ligados ao movimento artístico/arquitectónico Arte Nova, movimento dominante durante o período que decorreu desde do fim do Séc. XIX até à primeira metade do Séc. XX (Costa et al. 2007). Infelizmente, actualmente é um processo construtivo cuja utilização está praticamente extinta da região, à semelhança do panorama a nível nacional. Para além disto, nos edifícios de adobe antigos degradados, muitas das vezes, recorre-se à demolição como solução para esse problema, o que futuramente poderá tornar a construção em adobe apenas uma evidência na região. Contudo proprietários sensibilizados e conscientes para o problema têm, pontualmente, realizado trabalhos de reparação e reforço nestas construções (Costa et al. 2007).

Tipicamente, os adobes, desta região, eram realizados com terra arenosa húmida, que depois de amassada e colocada em formas, era seca ao sol (Costa et al. 2007). Era também bastante comum a adição de cal e palha para melhoria das características dos adobes. As dimensões correntes, apesar das diferentes tipologias e dimensões identificadas na região, variavam sobretudo consoante o uso, sendo de aproximadamente $0.45 \times 0.30 \times 0.15 \text{m}^3$ quando utilizados em casas e de $0.45 \times 0.20 \times 0.15 \text{m}^3$ quando utilizados na construção de muros (Costa et al. 2007). Em termos de resistência à compressão, estudos de caracterização dos adobes da região mostraram que esta varia entre os 0.5 e 3 N/mm^2 (Costa et al. 2007), ou seja, entre valores muito baixos, típicos de adobes produzidos com terra preta (rica em matéria orgânica), e valores de resistência significativa, demonstrando a existência de diversas tipologias, sobretudo influenciadas pelo tipo/características da terra utilizada.

Neste trabalho, os adobes recolhidos apenas foram caracterizados à compressão, segundo a direcção vertical (direcção da altura do adobe, ver secção 4.2), através de ensaios de compressão uniaxial. Por falta de oportunidade, a direcção horizontal (direcção segundo a direcção do comprimento do adobe, ver secção 4.2) não foi caracterizada, mas acredita-se ter propriedades diferentes em relação à direcção horizontal, à semelhança dos tijolos cerâmicos, devidas ao processo de fabrico. Tal diferença deverá ser esclarecidas em futuros trabalhos. Não foram avaliados, também, os seus movimentos diferidos, nomeadamente os devidos à humidade, uma vez que em

termos de ensaios de fluência, pensa-se que não terão grande influência, pois a idade dos adobes e o facto dos ensaios de fluência terem sido realizados em ambiente controlado, nomeadamente ao nível da humidade relativa ambiente, são factores que quase o permitem assegurar. Contudo, em futuros trabalhos esta avaliação terá de ser realizada, bem como deverá ser estudada interacção entre a argamassa das juntas e o adobe, que em termos de movimentos de humidade, à semelhança do que ocorre com a alvenaria de tijolo cerâmico, terá repercussões em possíveis movimentos diferidos que possam ocorrer no adobe.

4.4.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

Os provetes de adobe ensaiados à compressão uniaxial foram retirados, por corte rotativo, de alguns dos adobes recolhidos, seleccionados aleatoriamente, mas evitando-se adobes não inteiros e adobes com danos significativos. Assim, estes provetes possuíam uma forma cilíndrica com um diâmetro que variava entre 78 e 90 mm, e com uma altura também variável, mas aproximadamente o dobro do diâmetro de cada provete. Antes dos ensaios procedeu-se à regularização das faces de topo, de forma a ficarem perfeitamente perpendiculares ao eixo do respectivo provete. Estes ensaios foram realizados pelo laboratório de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

4.4.3 Resultados

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão uniaxial, realizados em oito provetes de adobe (CVA). Estes resultados incluem o valor da resistência à compressão de cada provete ($f_{c,va}$), módulo de elasticidade (E_{va}) e extensão associada à carga de pico ($\varepsilon_{ult,va}$), bem como o respectivo valor médio e coeficiente de variação.

Para os oito provetes cilíndricos ensaiados à compressão uniaxial obtiveram-se valores de resistência à compressão que variam entre 0.87 e 1.31 N/mm², cujo valor médio é de 1.13 N/mm², ou seja, valores que se encontram dentro intervalo dos 0.5 a 3 N/mm², característico da região de Aveiro (Costa et al. 2007). Os valores obtidos para este parâmetro são realmente baixos, comparativamente ao de outros materiais utilizados em alvenarias antigas, como a pedra e o tijolo cerâmico. A variabilidade deste parâmetro é relativamente baixa quando comparada com a dos outros parâmetros

avaliados, contudo o valor do coeficiente de variação é alto, o que evidencia a falta de controlo de qualidade associada ao processo manual de fabrico e da heterogeneidade dos materiais envolvidos. O valor médio do módulo de elasticidade à compressão obtido é de 197.5 N/mm^2 , isto é, um valor também relativamente baixo quando comparado com o de outros materiais. Este parâmetro apresenta uma dispersão considerável, uma vez que foi obtido um valor do coeficiente de variação de 67%, sendo o valor máximo 6.25 superior ao valor mínimo. Esta variabilidade, provavelmente, é devida, sobretudo, à não compactação do adobe durante a fase de moldagem e à qualidade dos materiais utilizados, tal como foi observado para os provetes de tijolo cerâmico. A extensão associada à tensão de pico também apresenta uma variabilidade considerável, demonstrando que, em termos de deformabilidade, os adobes utilizados na presente campanha experimental apresentam uma grande dispersão, que provavelmente será influente nos resultados dos ensaios de fluência.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de adobe

Provete	$f_{c,va}$ (N/mm ²)	E_{va} (N/mm ²)	$\varepsilon_{ult,va}$ (mm/m)
CVA1	0.90	80	22
CVA2	1.12	500	10
CVA3	1.31	230	14
CVA4	0.87	120	16
CVA5	1.24	220	10
CVA6	1.29	160	16
CVA7	1.21	120	14
CVA8	1.08	150	13
Média	1.13	197.5	14
CV (%)	15	67	27

Estes resultados mostram a grande variabilidade das propriedades mecânicas obtidas, presente sempre que são estudados materiais antigos fabricados manualmente, onde, neste caso específico, as condições de controlo dos materiais utilizados e as condições de compactação do são os promotores principais dessa variabilidade

4.5 CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DA ARGAMASSA DA ALVENARIA DE ADOBE À COMPRESSÃO

4.5.1 Generalidades

Uma alvenaria de adobe pode ser realizada com ou sem a utilização de uma argamassa para preenchimento das juntas. No caso de não ser utilizada uma argamassa, a ligação

entre os vários adobes pode ser conseguida através da submersão destes em água, durante um curto período de tempo, de forma a tornar as faces de contacto macias, o que permite que quando os adobes são aplicados na alvenaria, essas superfícies ganhem ligação (Minke, 2003). Porém, este processo exige um controlo muito apertado das dimensões dos adobes e uma mão-de-obra mais especializada, devido à falta da tolerância permitida pelas juntas (Minke, 2003), e portanto este processo antigamente, provavelmente, não era sequer utilizado, pois, como já referido, o controlo de qualidade do fabrico de adobes era praticamente inexistente. Devido a esta mesma razão, as construções em alvenaria de adobe antigas foram normalmente construídas com juntas argamassadas, usualmente com recurso a uma argamassa de terra, muitas vezes também utilizada na realização do reboco de protecção, da alvenaria de adobe, contra a água.

Tipicamente, a argamassa utilizada nas juntas da alvenaria de adobe é um assunto praticamente marginalizado nos estudos de caracterização desta tipologia construtiva, que já por si são raros, e portanto a bibliografia sobre este assunto em específico é escassa ou inexistente. Este aspecto introduz uma dificuldade extra na definição da composição de uma argamassa adequada e representativa das argamassas antigas, normalmente utilizadas nestas estruturas. De facto, o desenvolvimento de estudos sobre argamassas em estruturas de terra tem sido realizado intensivamente no contexto de rebocos para protecção e não no contexto de argamassas para a realização das alvenarias. Contudo, o conhecimento das composições das argamassas utilizadas para a construção de alvenaria de adobe tem sido transmitido ao longo das várias gerações de artesãos, o que o torna num conhecimento empírico. É um conhecimento com tendência a desaparecer com o desaparecimento desta solução construtiva, nomeadamente no contexto da alvenaria de adobe na da região de Aveiro, uma vez que actualmente são raros os artesãos que trabalham neste tipo de construção. Apesar desta situação cada vez mais crítica, a definição da argamassa utilizada no estudo da fluência em alvenaria de adobe baseou-se nesse conhecimento adquirido.

Assim, decidiu-se utilizar, neste estudo em particular, uma argamassa à base de terra e de cal. Em termos de composição, em volume aparente, optou-se por um traço 1:1:2 para cal hidratada, terra e areia, respectivamente. A cal utilizada foi a mesma usada na argamassa para a construção dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, bem como a areia. Relativamente à terra, foi utilizada uma terra da zona de Aveiro com alguma argila. A quantidade de água adicionada foi função da trabalhabilidade, ou seja,

adicionou-se água à mistura até obter-se uma trabalhabilidade aceitável, de acordo com o procedimento que antigamente era adoptado em obra.

Esta argamassa ao ser constituída por cal hidratada, endurece essencialmente por carbonatação, contudo reacções de hidratação entre a cal e os minerais da argila presente na terra, ricos em sílica e alumina, podem ocorrer, isto é, a argamassa terá um endurecimento hidráulico, mas de longe não tão significativo como o que ocorreria numa argamassa pozolânica. O facto de a argamassa apresentar um endurecimento por carbonatação irá ter influência nos ensaios de fluência, tendo em atenção o referido na secção 4.3. Porém, no caso da alvenaria de adobe apenas foram realizados ensaios de fluência acelerada, com uma duração de cerca de uma semana, e portanto o ganho de resistência durante esse período não será significativo.

A retracção da argamassa é devida a fenómenos semelhantes aos referidos para a argamassa da alvenaria de tijolo cerâmico (secção 4.3) e para os adobes (secção 4.4), sendo que, tipicamente, as argamassas de cal e terra apresentam uma retracção superior à das argamassas de cal convencionais (Schofield, 2002). A retracção da argamassa durante os ensaios de fluência poderá não ser relevante, uma vez que o período entre a construção dos prismas e a data de início dos ensaios de fluência foi considerável e o período de duração dos ensaios também não é significativo.

Neste trabalho experimental apenas foi avaliada a resistência à compressão desta argamassa, contudo em futuros trabalhos deverão ser avaliados, também, os movimentos diferidos associados aos movimentos de humidade no interior da argamassa (retracção), de forma a completar o presente estudo.

4.5.2 Descrição dos provetes e procedimento dos ensaios de compressão uniaxial

Durante a construção dos prismas de alvenaria de adobe foram recolhidas amostras da argamassa da única amassadura realizada com recurso a uma betoneira. Estas amostras foram moldadas em moldes cúbicos de dimensões $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$, segundo um procedimento semelhante ao adoptado para os outros ensaios de argamassas.

Também neste caso, os provetes de argamassas foram sempre mantidos juntos aos prismas de alvenaria construídos, de forma a apresentarem as mesmas condições de cura e secagem. A cura dos provetes teve de ser realizada sob as condições ambiente do laboratório, devido à impossibilidade de os colocar no interior da câmara climática, uma vez que os prismas de alvenaria de tijolo cerâmico estavam lá armazenados. A

introdução de destes provetes, com uma grande quantidade de humidade, conduziria a flutuações da humidade relativa na câmara, prejudiciais para a estabilidade da humidade pretendida para os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. Também conduziria a uma secagem muito rápida da argamassa, pois a humidade relativa da câmara estava programada para um valor muito baixo (57.5%), o que provocaria grande fendilhação nos provetes.

Assim, de forma a garantir um elevado nível de humidade na cura dos provetes, sob as condições ambiente do laboratório, estes foram cobertos com panos, constantemente mantidos húmidos, os quais foram retirados ao fim de três semanas. Após seis semanas da realização dos provetes, estes foram introduzidos no interior da câmara climática com uma temperatura e humidade relativa programadas para 20°C e 57.5%, respectivamente.

Os cubos de argamassa foram desmoldados ao fim de duas semanas, pelo facto de apresentarem um aspecto muito mole e serem facilmente penetrados com a unha, mesmo após desmoldagem, demonstrando o seu lento endurecimento. De facto, mesmo ao fim de um mês, estes ainda apresentavam esse aspecto, pelo que não foram realizados ensaios para diferentes idades para avaliação da evolução da resistência à compressão. Optou-se por realizar os ensaios de compressão uniaxial apenas para a mesma idade dos ensaios monotónicos dos prismas de alvenaria de adobe, ou seja, os provetes foram ensaiados com uma idade de 100 dias.

Também neste caso os ensaios de compressão uniaxial foram realizados no mesmo pórtico da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos onde foram ensaiados os provetes de argamassa, bem como o esquema de ensaio (ver secção 3.3.2). Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento, através de um deslocamento axial aplicado monotonicamente, com uma velocidade de 2 µm/s, controlada por um LVDT que media o deslocamento axial do actuador.

4.5.3 Resultados

Na Tabela 4.4 é apresentada a resistência à compressão de cada um dos nove provetes de argamassa ensaiados ($f_{c,a,m}$), bem como o respectivo valor médio e coeficiente de variação.

O valor médio da resistência à compressão obtido é de cerca de 1.0 N/mm², e portanto é um valor bastante baixo, o que é uma característica típica destas argamassas.

Comparativamente aos adobes, a resistência da argamassa é cerca de 10% inferior, sendo portanto uma diferença praticamente mínima. Em termos de variabilidade de resultados, repara-se que o valor do coeficiente de variação é baixo, pelo que a variabilidade dos resultados obtidos também o é. Também neste caso, o mecanismo associado ao colapso dos provetes foi em tudo semelhante ao observado para a argamassa da campanha experimental das paredes de três panos (ver secção 3.3.3).

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial dos provetes de argamassa de terra

Provete	$f_{c.am}$ (N/mm ²)
CMC1	0.95
CMC2	0.92
CMC3	1.04
CMC4	1.07
CMC5	1.03
CMC6	1.06
CMC7	1.07
CMC8	1.08
CMC9	1.00
Média	1.02
CV (%)	5.6

Relativamente aos movimentos diferidos da argamassa, resta ainda avaliar a retracção da argamassa ao longo do tempo, bem como a influência da interacção entre a argamassa das juntas e os adobes, que deverá ser realizada em trabalhos futuros, nos quais também deverá ser caracterizada a evolução temporal da resistência à compressão desta argamassa.

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente Capítulo foram apresentados os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados em provetes de tijolo cerâmico e adobe, bem como os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados nas argamassas das respectivas alvenarias.

Os ensaios de compressão uniaxial realizados nos provetes de tijolo cerâmico mostraram alguma dispersão nos resultados para ambas as direcções ensaiadas, nomeadamente ao nível do módulo de elasticidade segundo a direcção vertical, apresentando um valor elevadíssimo do coeficiente de variação, que provavelmente estará associada ao processo de fabrico destes e ao número reduzido de provetes ensaiados. Por seu lado, as curvas de comportamento de cada um dos provetes, em ambas as direcções, demonstraram o comportamento quasi-frágil deste material,

evidenciando, também, a variabilidade que existe em termos de deformabilidade segundo a direcção vertical. Ainda nestes ensaios verificou-se que, tanto a resistência à compressão, como o módulo de elasticidade, segundo a direcção horizontal, foram significativamente superiores aos obtidos segundo a direcção vertical, contrariando alguns estudos experimentais em tijolos fabricados segundo processos modernos (Almeida, 2002; Oliveira, 2003 e Vermeltfoot, 2005). Verificou-se ainda, que o esquema adoptado para o ensaio dos tijolos segundo a direcção vertical, permite que haja continuidade entre os três prismas que constituem cada provete, verificada através da continuidade das fendas presentes no padrão de fendilhação na rotura, que atravessam todos os prismas do provete.

Dos ensaios de compressão uniaxial da argamassa utilizada na construção dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, conclui-se que o processo de aceleração de cura e a composição da argamassa adoptados, permitiu logo aos 28 dias de idade obter uma resistência à compressão praticamente coincidente com a resistência aos 180 dias de idade. Notou-se, também, um ligeiro decréscimo do valor da resistência à compressão dos 90 para os 180 dias, que poderá estar relacionada com a variabilidade encontrada nos resultados e/ou com a composição do ligante da argamassa ser constituída em grande percentagem por metacaulino, à semelhança a do comportamento observado no estudo de composição da campanha experimental das paredes de alvenaria de três panos.

Os ensaios de compressão uniaxial dos provetes de adobe permitiram verificar que este apresenta uma resistência à compressão e um módulo de elasticidade muito baixos, quando comparado com outros materiais utilizados como unidades de alvenaria. Porém, a resistência à compressão encontra-se dentro do intervalo de valores típicos da zona de Aveiro. Os resultados obtidos evidenciam bastante variabilidade, sobretudo em relação ao módulo de elasticidade, que provavelmente será devida ao processo de fabrico, nomeadamente a falta de controlo de qualidade dos materiais e a falta de compactação dos adobes quando estes são moldados.

Os resultados dos ensaios da argamassa à base de terra e cal, utilizada na alvenaria de adobe, mostram que a resistência à compressão desta é bastante baixa e portanto, será representativa das argamassas antigas típicas da alvenaria de adobe. A variabilidade da resistência à compressão deste material não se mostrou muito significativa.

Também nesta campanha experimental se notou, claramente, a variabilidade associada ao estudo experimental de materiais produzidos manualmente e sem o

controlo de qualidade existente actualmente na produção dos materiais de construção modernos.

Finalmente, em futuros trabalhos deverá ser realizada uma posterior caracterização experimental, visando avaliar a influência das deformações diferidas de cada material no comportamento global da alvenaria.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS EXPERIMENTAIS DAS PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA DE TRÊS PANOS

5.1 INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento de paredes de alvenaria de pedra de múltiplos panos é um tema que, em Portugal, não tem sido desenvolvido nos últimos anos. No entanto, muitas das estruturas antigas do Norte do País, usualmente apresentando necessidade de intervenções de reabilitação, apresentam esta tipologia de alvenaria (a Sé do Porto é um exemplo de uma construção importante com esta tipologia). Portanto, é de todo o interesse o seu estudo, no sentido de compreender o seu funcionamento estrutural, numa perspectiva de desenvolvimento de ferramentas numéricas necessárias para a modelação de tais estruturas. Numa perspectiva mais prática, este tipo de estudos também permite a definição, através da observação do comportamento estrutural, de soluções de reforço que sejam eficientes, duradouras, e sobretudo respeitem a identidade cultural/arquitectónica da construção original, pois de facto permitem a compreensão dos efeitos dessas soluções na alvenaria. Em suma, tudo isto permite a criação de ferramentas fundamentais para a decisão de formas de intervenção estrutural correctas, no sentido da preservação desse património.

Assim, neste Capítulo são apresentados os resultados da campanha experimental de ensaios de compressão realizados em paredes de três panos, construídas com os materiais caracterizados no Capítulo 3, ou seja, foi utilizado um granito de Mondim de Basto para a construção da alvenaria dos panos externos e como material de enchimento do pano interno e foi utilizada uma argamassa à base de cal e metacaulino para concretizar as juntas da alvenaria dos panos externos, e também como material de enchimento do pano interno.

Foram ensaiadas um total de dez paredes, entre as quais, algumas foram reforçadas recorrendo a duas técnicas de reforço, aplicadas individualmente ou combinadas, sendo

estas a injeção e a aplicação de varões de GFRP transversalmente às paredes (pregagens transversais).

Todo o processo da construção das paredes e da aplicação do reforço é aqui apresentado. Em termos de resultados, é feita a comparação entre as várias técnicas de reforço entre si e com as paredes reforçadas, de forma a avaliar o efeito dessas técnicas nos parâmetros mecânicos e mecanismo de colapso das paredes.

5.2 GEOMETRIA E TIPOLOGIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DAS PAREDES

Quando se trabalha nas áreas da conservação, reparação, reabilitação ou reforço estrutural de construções antigas de alvenaria, a quantidade de tipologias e processos construtivos de paredes encontrados é considerável, o que se reflecte na grande quantidade de secções transversais existentes. Porém, de forma a perceber e a sistematizar o seu comportamento é importante distingui-las segundo classificações, pois o comportamento dessas paredes depende, em muito, das características que definem a cada secção transversal (Roque, 2002). De facto, a catalogação dessas tipologias é uma ferramenta de trabalho que pode ser bastante útil, podendo servir, por exemplo, de base para a recomendação de modelos e leis constitutivas na modelação dessas construções (Binda et al., 2002.) ou, então numa fase posterior, fornecendo recomendações úteis para a decisão de formas de intervenção, bem como sobre a eficiência das técnicas de reforço mais comuns aplicadas a cada uma dessas tipologias.

Todavia, a quantidade de variáveis envolvidas e as possíveis combinações entre elas, tornam a definição de uma classificação complexa, pelo que a criação de tais catálogos é ainda uma realidade distante em Portugal.

Como já referido, a quantidade de variáveis existente em cada tipologia de secção é imensa, no entanto para alvenaria de pedra esta classificação deverá assentar-se, fundamentalmente, em quatro aspectos (Binda, 1998 e Roque, 2002):

- a pedra utilizada, em termos de forma (trabalhada ou não trabalhada), natureza ou origem, dimensão, cor e estado de conservação;
- a secção transversal, no que se refere ao número de panos e respectiva espessura, ao grau de sobreposição (ou imbricamento) entre os panos, à presença de pedras transversais (*perpianhos* ou *travadouros*) que promovam a ligação entre panos ou

- de cunhas ou calços de assentamento, à dimensão e distribuição de vazios e à percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios);
- o assentamento, relativamente à textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.) e sua disposição, e novamente com destaque para a existência de calços ou cunhas de assentamento;
 - a argamassa utilizada ou material com função equivalente (obviamente, no caso de alvenaria de junta seca, nenhuma argamassa ou material é utilizado no preenchimento das juntas), no que diz respeito, à identificação da sua consistência, desempenho, espessura das juntas, cor, e o diâmetro, a forma e a cor dos agregados.

Mais uma vez, perante os aspectos apresentados, se frisa que a quantidade de variáveis envolvidas na caracterização da secção transversal das paredes de alvenaria antigas é elevada, pelo que o mais comum é classificar tipologicamente a secção das paredes de alvenaria antigas de pedra de uma forma bem mais geral, tendo em consideração apenas o número de panos e sobreposição entre eles (Roque, 2002). Então, tipologicamente, podem ser distinguidas em:

- paredes simples (paredes de um só pano) de (Figura 5.1a): (i) pedra transversal única; (ii) pedra transversal única com rebocos espessos; (iii) grande espessura (normalmente, com mais que uma pedra transversal);
- paredes de dois panos: (i) constituídas por dois panos completamente separados por uma junta vertical ao longo da interface de contacto, seca ou preenchida com argamassa e cascalho (Figura 5.1b); (ii) constituídas por dois panos ligados por simples sobreposição das pedras na interface (cerca de 2 cm); (iii) constituídas por dois panos ligados por pedras alongadas, colocadas transversalmente e atravessando toda a secção da parede (Figura 5.1c);
- paredes de três panos, constituídas por dois panos externos de razoável qualidade estrutural e um pano interno de fraca qualidade (Figura 5.1d). A ligação entre os panos pode ser: (i) inexistente ou apenas promovida pela argamassa que possa ser encontrada no pano interno; (ii) através da sobreposição das pedras dos panos externos no pano interno; (iii) através pedras alongadas, colocadas transversalmente e atravessando toda a secção da parede;

- paredes de junta seca, ou seja, paredes em que as pedras são simplesmente justapostas sem o auxílio de uma argamassa para correcção das juntas (Binda et al., 2002).

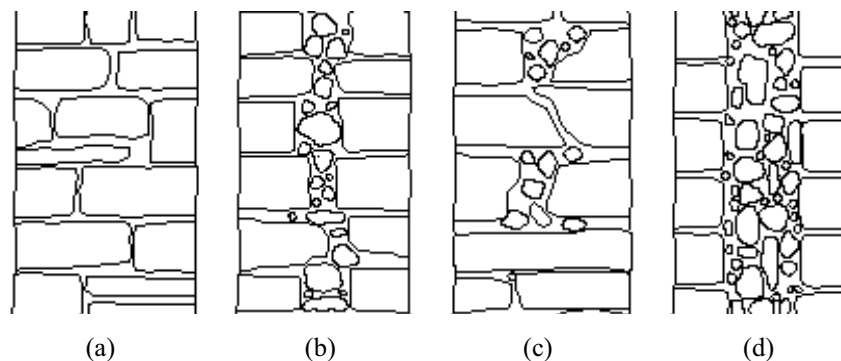


Figura 5.1 – Secções transversais de paredes de alvenaria de pedra antigas (Roque, 2002): (a) parede simples; (b) parede de dois panos sem ligação; (c) parede de dois panos com ligação; (d) parede de três panos.

Apesar da grande importância do número de panos e da ligação entre eles, no comportamento da alvenaria, não é suficiente a classificação baseada somente neles para proceder a uma boa análise dessas construções, pelo que todos os outros aspectos deverão ser considerados e avaliados antes da decisão de qualquer forma de intervenção.

Neste sentido, serve a presente secção para caracterizar a tipologia da secção das paredes construídas para esta campanha experimental, que corresponde a uma tipologia de secção bastante comum, não só no Norte de Portugal como em Itália e outros países Europeus.

Como tem vindo a ser referido ao longo de todo este trabalho, as paredes ensaiadas nesta campanha experimental são paredes de três panos em alvenaria de pedra, mais concretamente de um granito de Mondim de Basto, com juntas preenchidas com uma argamassa à base de cal e metacaulino. A caracterização destes materiais foi já apresentada no Capítulo 3.

As pedras utilizadas na alvenaria dos panos externos apresentavam uma forma e geometria muito irregulares, isto é, uma forma próxima da prismática e dimensões que variavam bastante de pedra para pedra. A superfície das pedras era, também, muito irregular e rugosa, o que de facto justifica a irregularidade da forma das pedras utilizadas.

Não foi realizado nenhum tipo de ligação entre os panos durante a construção das três séries de paredes, seja com recurso à sobreposição das pedras dos panos externos ao pano interno ou com recurso a pedras alongadas colocadas transversalmente, pelo menos não intencionalmente. Embora, admita-se que pontualmente possa ter existido uma ligeira sobreposição de algumas pedras dos panos externos ao pano interno, devido à geometria muito irregular das pedras. Esta forma como as paredes foram construídas teve como objectivo simular a situação mais desfavorável em termos de comportamento para este tipo de parede.

As paredes foram construídas à escala reduzida de 1:2, de forma a apresentar, aproximadamente, as dimensões mostradas na Figura 5.2, isto é, $600 \times 300 \times 1100 \text{ mm}^3$, com cada um dos panos externos e pano interno a ter uma espessura prevista de 100 mm, correspondendo a uma relação entre as espessuras do pano interno e dos panos externos de 0.5.

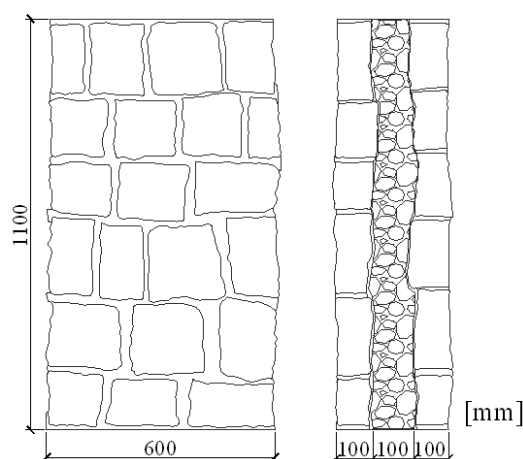


Figura 5.2 – Geometria das paredes de alvenaria três panos.

Ainda relativamente à espessura dos panos, foi uma quantidade geométrica difícil de controlar durante a construção das paredes, devido à irregularidade das pedras utilizadas, daí ser natural que de parede para parede exista um desvio em relação ao valor previsto, ver Tabela A.4 em Anexo A.2. A definição destas dimensões teve por base, não só as dimensões encontradas nas construções com esta tipologia, mas também as de paredes de três panos estudadas em outros trabalhos experimentais sobre o seu comportamento estrutural, ver Tabela 5.1. De certa forma, as dimensões adoptadas também foram limitadas pelo pórtico de ensaio disponível, uma vez que o vão disponível não permitia o ensaio de paredes com altura superior a 1200 mm.

Tabela 5.1 – Geometria das paredes de alvenaria de três panos estudadas por outros autores.

Autor	Dimensões aproximadas das paredes (mm ³)	Espessura aproximada dos panos (mm)		
		Externo (cada pano)	Interno	Relação
Vintzileou et al. (1995)	800x500x1400	180	140	0.39
Valluzzi et al. (2001)	600x400x1200	130	140	0.54
Toumbakari (2002)	600x400x1200	90	220	1.22
Pina-Henriques (2005)	310x510x790	170	170	0.50

O facto de as dimensões das pedras serem muito variáveis, influenciou também o número de fiadas de pedras presentes em cada uma das paredes das três series construídas, diferença necessária por forma a manter a mesma altura em todas as paredes. Na Tabela 5.2 são apresentados o número de fiadas de cada parede, onde se verifica que este número varia entre 6 e 8, apresentando dentro de cada uma das séries, praticamente, o mesmo valor.

Tabela 5.2 – Número de fiadas de pedra por cada uma das paredes de alvenaria construídas.

Parede	Fiadas de pedra
1W1	6
1W2	7
2W1	7
2W2	6
2W3	7
2W4	7
3W1	8
3W2	8
3W3	8
3W4	8

Relativamente à espessura das juntas, é também bastante variável, precisamente e mais uma vez, devido a irregularidade das pedras. De uma forma aproximada, a espessura das juntas horizontais varia entre 15 e 20 mm, tal como a das juntas verticais. Em relação ao aparelho da alvenaria dos panos externos, tentou-se que durante a construção as juntas verticais fossem travadas. No que respeita à altura das fiadas de pedra é também muito variável, não só de série para série, mas também ao longo da altura de cada parede, variando entre 100 e 200 mm.

A percentagem de vazios do pano interno, não foi quantificada para todas as paredes (apenas foi quantificada nas paredes injectadas), ver secção 5.4.3. No entanto, foi adoptado um processo construtivo deste pano, que permitisse obter um valor entre 30 e 40%, ver secção 5.3.

5.3 CONSTRUÇÃO DAS PAREDES

Como já referido ao longo deste trabalho, as dez paredes de três panos estudadas foram construídas ao longo de três séries, por um pedreiro profissional. A construção de cada parede foi auxiliada com o recurso a moldes de madeira, ver Figura 5.3. Estes moldes são constituídos por dois painéis laterais ligados por ripas de madeira aparafusadas a estes últimos. Os painéis foram marcados com a espessura dos três panos e a altura da parede previstas, de forma a facilitar o processo construtivo e ao mesmo tempo tentar que as diferenças, em termos de geometria, fossem mínimas de parede para parede. Uma outra função dos moldes, foi a de suporte lateral das paredes durante e mesmo após alguns dias da construção, sem o qual as paredes colapsariam ao fim da construção de algumas fiadas.



Figura 5.3 – Moldes de madeira utilizados na construção das paredes de alvenaria de três panos.

A construção de cada parede foi realizada sobre uma chapa de base metálica, colocada directamente sobre o piso nivelado. Esta chapa apresenta 10 mm de espessura e é perfurada perifericamente com seis furos roscados (ver Figura 5.4), para aperto de outros tantos varões metálicos de 10 mm de diâmetro, necessários para aplicar um ligeiro pré-esforço de compressão nas paredes, e assim minimizar o dano aplicado durante o seu transporte ou durante o seu reforço. Este esquema de transporte é constituído por uma outra chapa metálica, que é colocada no topo de cada parede, na qual são amarrados os varões com porcas apertadas contra a chapa.

Relativamente à construção em si, foi realizada fiada a fiada, isto é, em primeiro era construída a primeira fiada dos panos externos e seguidamente, era realizada a parte do

pano interno correspondente a essas fiadas, e assim sucessivamente até a altura pretendida da parede, ser atingida.

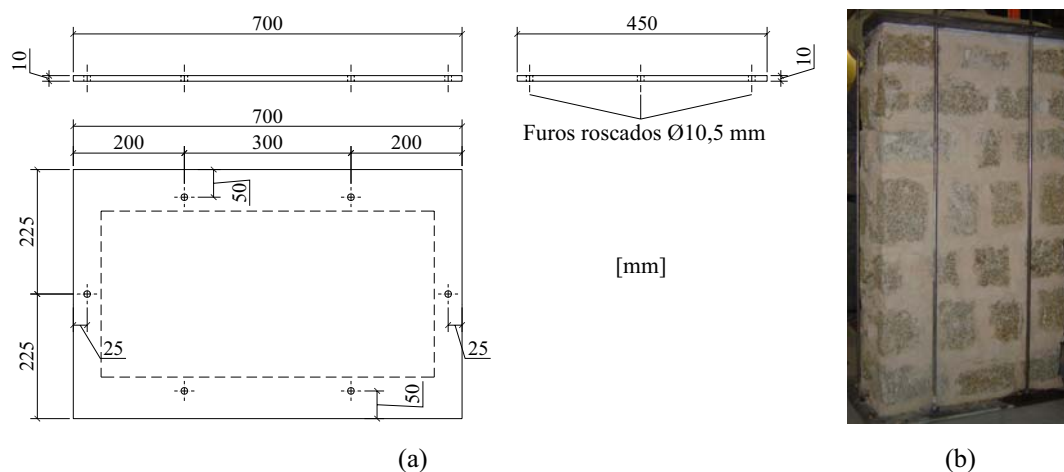


Figura 5.4 – Esquema de transporte das paredes de alvenaria de três panos: (a) desenhos das chapas; (b) esquema de transporte montado na parede.

Deste procedimento, para a construção das paredes, resultou que estas apresentassem correspondência de juntas horizontais entre os dois panos externos. As pedras do pano interno antes de serem aplicadas na alvenaria eram submersas em água, para evitar que absorvessem a água da argamassa, de forma a reduzir os fenómenos de retracção e assim prevenir a falta de ligação entre a pedra e a argamassa. Quanto à construção do pano interno, foi realizada segundo um procedimento semelhante ao adoptado por Vintzileou et al. (1995) para obter uma percentagem de vazios, do pano interno, entre 30 e 40%, ou seja, valores tipicamente encontrados em alvenaria antiga. Este processo consistiu na disposição de camadas alternadas de argamassa e pequenas pedras achatadas de granito (cascalho), sem compactação do material, portanto um processo ao qual, evidentemente, corresponderá uma percentagem de vazios considerável. Também no caso pano interno, o cascalho utilizado foi submerso em água antes de ser aplicado na construção das paredes. Na Figura 5.5 são ilustrados alguns dos pormenores da fase construtiva atrás descritos.

Finalmente, após a construção das paredes, estas foram cobertas com panos, que eram constantemente mantidos húmidos, durante cerca de duas semanas, com o objectivo de minimizar a fendilhação devida à retracção da argamassa e consequentemente evitar a falta de ligação entre as pedras e a argamassa das juntas.

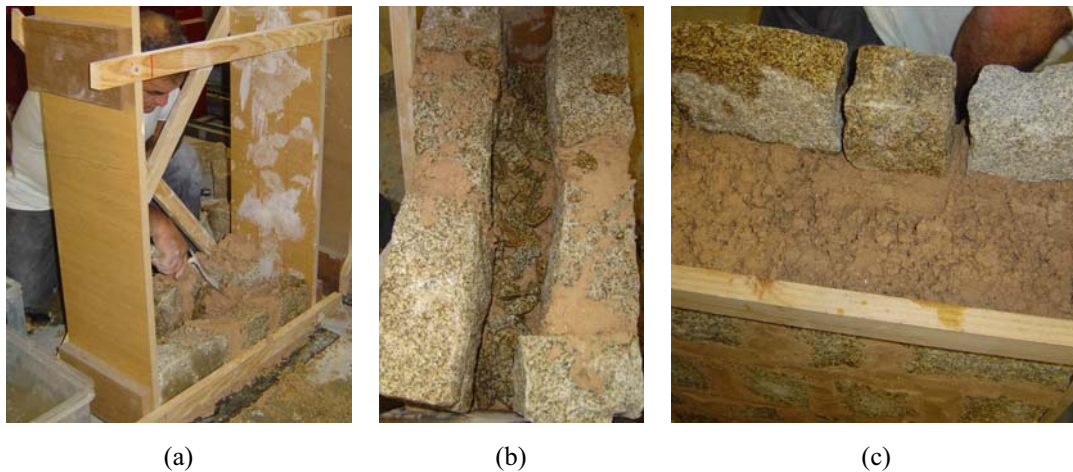


Figura 5.5 – Construção de uma parede de alvenaria de três panos: (a) execução da primeira fiada; (b) execução de uma camada de cascalho do pano interno; (c) execução de uma camada de argamassa do pano interno.

5.4 REFORÇO DAS PAREDES

5.4.1 Programa de reforço das paredes

As técnicas de reforço aplicadas às paredes de três panos, como já referido, foram a aplicação de pregagens transversais recorrendo a varões de GFRP e a injeção de uma calda de injeção à base de cal e materiais pozolânicos (ver secção 3.4), tendo também estas duas técnicas sido aplicadas em simultâneo.

Na Tabela 5.3 é apresentado o tipo de reforço que foi aplicado a cada uma das paredes, de onde se destaca que, apenas na segunda e terceira séries foram aplicadas técnicas de reforço, dedicando-se a segunda série às paredes reforçadas com pregagens transversais e a terceira à injeção. Nesta última série resolveu-se também testar uma parede com as duas técnicas de reforço aplicadas simultaneamente, numa perspectiva de ensaio prévio para o desenvolvimento de trabalhos futuros. De referir que em todas as séries existe uma parede de referência, ou seja, uma parede não reforçada que servirá de controlo da respectiva série, uma vez que, devido às várias séries serem construídas em períodos temporais diferentes, surgem diferenças construtivas de série para série, como as que tem vindo a serem mencionadas, que podem ter influência na diferença dos resultados entre as várias séries.

Ao contrário de alguns trabalhos experimentais sobre reforço de paredes de alvenaria de três panos (Vintzileou et al., 1995; Valluzzi et al., 2001 e

Toumbakari, 2002), neste trabalho não se procedeu à aplicação de um estado de dano prévio ao reforço.

Tabela 5.3 – Técnicas de reforço aplicadas às paredes de alvenaria de três panos.

Parede	Série	Técnica de reforço	
1W1	1 ^a	U	
1W2	1 ^a	U	
2W1	2 ^a	U	Nota: U - Não reforçada T - Pregagens transversais I - Injecção
2W2	2 ^a	T	
2W3	2 ^a	T	
2W4	2 ^a	T	
3W1	3 ^a	U	
3W2	3 ^a	I	
3W3	3 ^a	I	
3W4	3 ^a	T+I	

De facto, a difícil quantificação do estado de dano, que porventura poderia ser aplicado a cada uma das paredes reforçadas, introduziria mais uma variável, com importância considerável. Embora se admita que seria correcto proceder de igual forma, já que as paredes de alvenaria antigas encontram-se realmente danificadas quando lhes é aplicada uma intervenção de reforço. Este procedimento justificar-se-ia caso a quantidade de paredes ensaiadas fosse muitíssimo superior.

5.4.2 Paredes reforçadas com pregagens transversais

O reforço por pregagens transversais foi realizado com recurso a dois varões de GFRP, colocados em dois furos (um varão em cada furo) previamente realizados transversalmente à parede. Na Figura 5.6 é indicada a posição prevista para cada um dos varões, sendo as cotas apresentadas meramente indicativas, visto que não foram rigidamente seguidas durante a aplicação do reforço. Uma vez que, o furo para a colocação de cada varão deverá ser realizado através da junta horizontal (mais fácil de furar, o que resulta em menor dano para a alvenaria decorrente desse processo), o que raramente coincide exactamente com as posições indicadas na Figura 5.6, pelo que a execução do furo era desviada para a junta horizontal mais próxima, de forma a evitar furar as pedras da alvenaria dos panos externos.

O objectivo desta técnica de reforço é impedir o colapso para fora do plano dos panos externos, ligando-os directamente. Para tal, a ligação dos varões aos panos foi realizada com recurso a uma injeção localizada de uma calda de injeção, na zona de influência do varão, transmitindo-se os esforços da parede para os varões ao longo

destes, através do atrito entre este último e a calda de injeção, daí a importância de o varão apresentar uma aderência melhorada (ver secção 3.4).

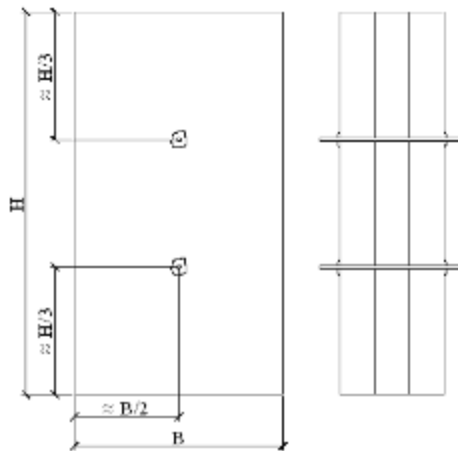


Figura 5.6 – Posição de referência dos varões das pregagens transversais.

O procedimento seguido para aplicação desta técnica em cada uma das paredes é apresentado, sucintamente, a seguir:

- execução dos furos para a aplicação dos varões de GFRP com uma broca de 10 mm, seguidamente alargados com uma broca de 20 mm (ver Figura 5.7a);
- limpeza dos furos com ar comprimido para remoção de pó resultante da execução dos furos;
- aplicação dos varões de GFRP nos furos;
- selagem dos furos, recorrendo a transparências e a silicone, em simultâneo com a aplicação dos tubos para injeção de um dos lados da parede e de purga de ar dos dois lados da parede (ver Figura 5.7b e c);
- injeção de água pelos tubos de injeção da pregagem transversal, após o endurecimento do silicone aplicado, para o humedecimento do material da zona de influência do varão (ver secção 2.3.2) e limpeza de eventuais poeiras no interior da parede;
- preparação da calda de injeção segundo o procedimento aconselhado pelo fabricante (ver secção 3.4), seguidamente filtrada com recurso a uma rede de plástico e despejada num depósito de um dispositivo para injeção por gravidade;
- injeção por gravidade da área de influência do varão inferior, acoplando o tubo do dispositivo ao tubo de injeção da parede e elevando o depósito cerca de 1.0 m

- em relação ao furo (ver Figura 5.7d). A injeção da zona de influência do varão era dada como completa quando a calda saísse pelos dois tubos de purga;
- repetição do procedimento descrito para a injeção da zona de influência do primeiro varão, na injeção da do restante.



Figura 5.7 – Reforço das paredes de alvenaria de três panos com pregagens transversais: (a) execução dos furos para aplicação dos varões de GFRP; (b) pormenor da selagem do furo, do lado da injeção (tubo de injeção mais tubo de purga de ar); (c) pormenor da selagem do furo, do lado oposto ao da injeção (apenas um tubo de purga de ar); (d) injeção localizada por gravidade.

É importante voltar a referir que para a execução dos furos para a introdução dos varões de GFRP foi montado o esquema de transporte (ver secção 5.3), aplicando-se um ligeiro pré-esforço de compressão na parede, visando minimizar o dano provocado pela vibração causada pelo equipamento de furação.

Relativamente à injeção da zona de influência dos varões de GFRP, apenas foi executada a partir de um dos lados da parede, devido à sua espessura reduzida, não se justificando a injeção de ambos os lados.

Os tubos de purga de ar foram colocados para permitirem que o ar dos vazios, a serem preenchidos pela calda de injeção, saísse, caso não existisse interligação dos vazios com o exterior. De facto, verificou-se precisamente o contrário, ou seja, uma forte interligação entre os vazios comprovada pelo escorrimento de uma grande quantidade de calda através das faces transversais das paredes (ver Figura 5.8), tendo existido a necessidade de obstruir os locais por onde a calda fluía para se conseguir completar a injeção, o que se revelou uma tarefa complicada. Foi perdida uma grande quantidade de material através destas faces, que poderia ser evitada caso fosse utilizada

uma manga expansível envolvendo o varão, à semelhança dos sistemas de pregagens para alvenarias, actualmente disponíveis no mercado.

A injeção de cada parede iniciou-se pelo furo do varão inferior, seguindo as recomendações para a injeção de paredes de alvenaria, que deve começar pelos níveis de tubos inferiores até chegar aos níveis do topo.



Figura 5.8 – Escorrimento de calda de injeção através da face transversal de uma parede reforçada com pregagens transversais.

5.4.3 Paredes reforçadas com injeção

Das paredes ensaiadas na terceira série, apenas duas foram reforçadas somente com injeção da calda comercial caracterizada na secção 3.4. Para tal, adoptou-se o procedimento que se descreve a seguir, de uma forma sequencial:

- execução dos furos, para introdução dos tubos de injeção, com uma ligeira inclinação em direcção à base da parede e uma profundidade suficiente para atingir o pano externo contrário ao da execução dos furos (uma profundidade de cerca de 200 mm);
- limpeza dos furos com ar comprimido para remoção de pó resultante da sua execução;
- fixação dos tubos de injeção (tubos de plástico transparente de 10 mm de diâmetro), penetrando na parede cerca de 1/3 a 2/3 da espessura do pano externo a partir da face de execução do furos, sendo estes posteriormente selados com silicone (ver Figura 5.9a);
- injeção de água para verificar se os tubos de injeção estavam activos ou inactivos (isto é, permitiam ou não a injeção de água, respectivamente) e para

- proceder ao humedecimento do material da parede, pelo menos 24 horas antes da injeção;
- selagem das faces transversais com espuma de poliuretano (ver Figura 5.9b) e selagem das fissuras dos dois paramentos da parede, susceptíveis à ocorrência de fugas de calda, com silicone;
 - injeção da parede, com a calda de injeção preparada segundo o procedimento recomendado pelo fabricante (ver secção 3.4) e previamente filtrada, recorrendo a um dispositivo de injeção por pressão (ver Figura 5.9c).

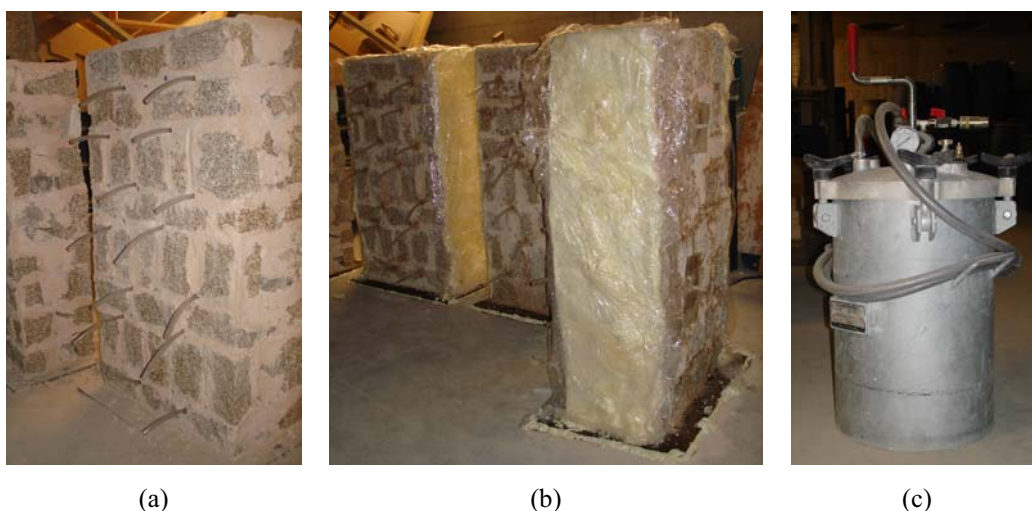


Figura 5.9 – Reforço das paredes de alvenaria de três panos com injeção: (a) pormenor dos tubos de injeção; (b) selagem das faces transversais com espuma de poliuretano; (c) dispositivo de injeção por pressão (“*pressure pot*”).

Também no caso da aplicação deste tipo de reforço, a execução dos furos para fixação dos tubos de injeção, foi realizada com o esquema de transporte montado, aplicando um ligeiro pré-esforço de compressão nas paredes, pelas mesmas razões referidas anteriormente na descrição do reforço através de pregagens transversais. Mesmo assim, o dano introduzido pela vibração, fez-se notar através da abertura de fendas bem visíveis nos paramentos das paredes. De facto, a necessidade de execução de uma maior quantidade de furos que na técnica das pregagens transversais, obviamente, é um factor que introduz maior dano nas paredes reforçadas com esta técnica e portanto, deverá ser um aspecto a ter-se em consideração na comparação das duas técnicas.

Note-se que a injeção foi realizada em apenas em um dos lados da parede, pois a sua espessura reduzida não justificaria a injeção de ambos os lados, o que aliás seria

desaconselhado, pois exigiria a execução de uma maior quantidade de furos, traduzindo-se em maior dano em cada uma das paredes. Como tal, a execução dos furos e fixação dos tubos de injeção foi realizada de apenas um dos lados, executando-se dois furos por cada junta horizontal e seguindo, ao longo de toda a altura do paramento, uma distribuição geométrica dos furos triangular (ver secção 2.3.2). O afastamento vertical entre tubos não foi constante, aliás até foi bastante variável, correspondendo à altura das fiadas de pedra, ou seja, de 100 a 200 mm. Relativamente ao afastamento horizontal, variou entre os 250 a 300 mm, devendo-se esta inconstância à tentativa de localizar os tubos de injeção em zonas de intersecção das juntas horizontais com as juntas verticais ou em zonas de maior espessura da junta, tentando-se ao máximo evitar furar a pedra. Um outro aspecto que se teve em consideração na localização horizontal dos tubos, foi o afastamento às faces transversais, ou seja, tentou-se evitar tubos demasiadamente próximos destas faces, uma vez que na execução dos furos poder-se-iam destacar as pedras adjacentes a essas faces, e por ventura durante a injeção a pressão nessas zonas poderia ser demasiadamente elevada, destruindo a selagem realizada com a espuma de poliuretano. Por outro lado, o afastamento demasiado dos tubos poderia levar à injeção incompleta da parede.

Para evitar fugas de calda pelas faces transversais (ver secção anterior), houve a necessidade de proceder-se à sua selagem com espuma de poliuretano, de forma a garantir a injeção completa das paredes. A selagem poderia ser conseguida com outro material, como por exemplo uma argamassa de secagem rápida, no entanto a aplicação de um material dessa natureza, provavelmente, introduziria nas paredes uma maior rigidez axial e maior resistência, para além das adicionadas pela própria técnica de reforço, o que é de todo inconveniente, pois a sua introdução adicionaria variáveis adicionais ao estudo. Por outro lado, a espuma de poliuretano como é um material resiliente, não introduz praticamente rigidez nem resistência adicionais na parede, e para além disto, como é o material permeável ao ar, permite a saída de parte do ar dos vazios, durante a injeção.

Para além de se tentar conter possíveis fugas pelas faces transversais, também se tentou minimizar as possíveis pelos paramentos dos panos externos, aplicando silicone (também este um material resiliente) nas fendas de maior largura e portanto, suspeitas para ocorrência de fugas de calda durante a injeção.

Em termos práticos, a selagem resultou bastante bem, tendo ocorrido apenas algumas fugas pelos paramentos das paredes, facilmente contidas com pequenos

pedaços de jornal colocados nas fendas (ver Figura 5.10a). Também nas faces transversais ocorreram algumas fugas que, apesar de desta vez não promoverem grandes perdas de material, não foram tão facilmente contidas, tendo mesmo sido necessário interromper a injeção de uma das paredes, durante 1 a 2 horas, para que estas estancassem. Isto demonstra a grande penetrabilidade característica de uma calda de injeção.

A injeção, propriamente dita, foi realizada sob pressão, recorrendo-se a um dispositivo de injeção denominado “*pressure pot*” na literatura inglesa. Com utilização deste dispositivo, pretendia-se realizar a injeção sob pressão constante, isto é, o dispositivo de injeção foi regulado para fluir a calda de injeção com uma pressão de 1.0 bar. Além disso, a injeção completa de uma destas paredes por gravidade demoraria várias horas, enquanto que com este dispositivo, a injeção de cada parede demorou em média cerca de 2 horas.

A injeção iniciou-se pela linha de tubos de injeção inferior e assim progressivamente até à linha de tubos superior, tal como as regras da boa prática da aplicação desta técnica indicam. A injeção de cada linha iniciava-se por um dos tubos de injeção (ver Figura 5.10b) e era dada como completa quando calda fluísse por um dos tubos adjacentes, que normalmente seria o restante da respectiva linha. Contudo, em algumas situações correspondeu a um dos tubos da linha superior, demonstrando que ao mesmo nível os vazios poderiam não apresentar inter-comunicação. Em seguida o tubo injectado era selado (ver Figura 5.10c) e caso o tubo por onde a calda fluísse fosse o da mesma linha também era selado, injectando-se seguidamente um dos tubos da linha seguinte. Caso o tubo por onde calda fluísse fosse o do nível superior, injectava-se a parede através do restante tubo do mesmo nível que se estava a injectar. Em algumas situações o processo de injeção foi interrompido antes de existir fluimento de calda por qualquer dos tubos adjacentes, uma vez que se detectava que não estava a ser injectada calda alguma.

A quantidade de calda injectada por parede, em termos médios (inclui a parede reforçada com pregagens transversais e injeção), foi de 28.5 dm^3 (admitindo que as perdas de calda de injeção foram mínimas), correspondendo a um consumo médio do volume de calda de injeção por volume de parede de 15%, sendo semelhante a valores encontrados em outros trabalhos experimentais, ver Tabela 5.4. Admitindo que todos os vazios das paredes injectadas foram preenchidos e que o volume dos vazios do pano interno, de cada parede, é muitíssimo superior ao volume de dos vazios que constituíam

as fendas dos panos externos e os espaços entre panos, obtêm-se uma percentagem média de vazios do pano interno de 33%, que se insere dentro do intervalo pretendido (30 a 40%).

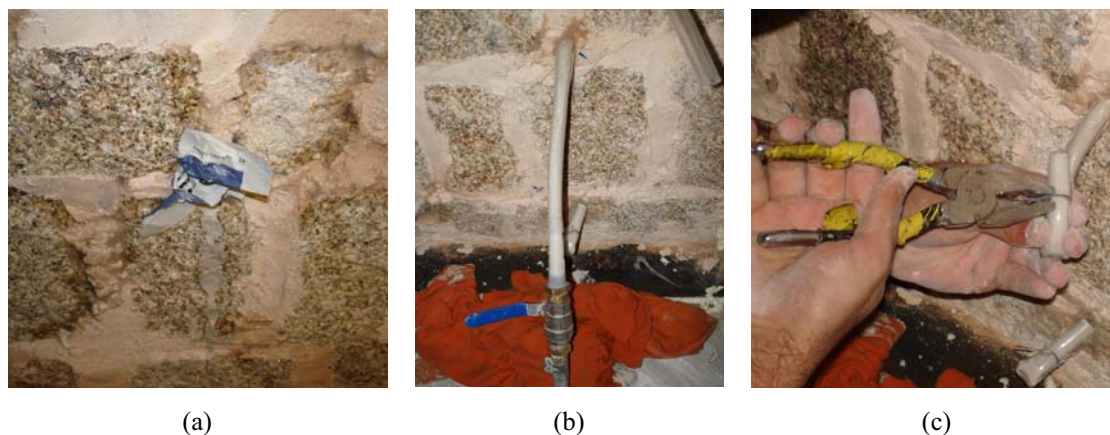


Figura 5.10 – Injecção das paredes de alvenaria de três panos: (a) selagem de uma fenda do paramento de um dos panos externos com papel de jornal; (b) injecção por um dos tubos de injecção; (c) selagem de um tubo de injecção.

Tabela 5.4 – Consumo médio do volume de calda de injecção por volume de parede e percentagem média de vazios do pano interno de outros trabalhos experimentais.

Autor	Consumo médio do volume de calda de injecção por volume de parede (%)	Percentagem média de vazios do pano interno (%)
Miltiadou (2008)	10	-
Toumbakari (2002)	15	45
Valluzzi et al. (2001)	15	52
Vintezileou et al. (1995)	10	35
Vintezileou et al. (2008)	10	37

5.4.4 Parede reforçada com pregagens transversais e injecção

Na terceira série de paredes decidiu-se reforçar uma das paredes simultaneamente com a técnica das pregagens transversais e com a técnica da injecção, numa perspectiva ensaio prévio para o desenvolvimento de futuros trabalhos e avaliar o potencial das duas técnicas aplicadas simultaneamente.

A aplicação das duas técnicas em simultâneo seguiu os mesmos procedimentos adoptados para a aplicação de cada uma individualmente, descritos anteriormente. Apenas não foi realizada a injecção localizada da zona de influência dos varões, uma vez que a parede foi completamente injectada. Para salvaguardar que a envolvente de cada varão fosse completamente injectada, apenas determinou-se que os tubos de injecção da pregagem seriam obrigatoriamente injectados.

5.5 ESQUEMA E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Todas as paredes construídas foram ensaiadas à compressão uniaxial no pórtico apresentado na Figura 5.11. Este pórtico apresenta dois actuadores, um vertical e o outro horizontal, permitindo a realização de ensaios tanto uniaxiais como biaxiais, tendo de facto sido projectado para a realização de ensaios biaxiais em painéis de betão. Cada um dos actuadores, servo-controlados e equipados com uma célula de carga, têm capacidade para aplicar uma carga máxima de 2000 kN e permitem a realização de ensaios tanto em controlo de deslocamento como em controlo de força.

No caso específico destes ensaios, apenas foi activado o actuador vertical. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento, aplicando-se monotonicamente um deslocamento axial com uma velocidade constante de 3 $\mu\text{m/s}$, controlada por um LVDT que media o deslocamento entre pratos. O facto de os ensaios terem sido realizados em controlo de deslocamento, deve-se à necessidade de obter-se o comportamento pós-pico das paredes, que apresenta uma grande relevância na resposta estrutural de edifícios de alvenaria.

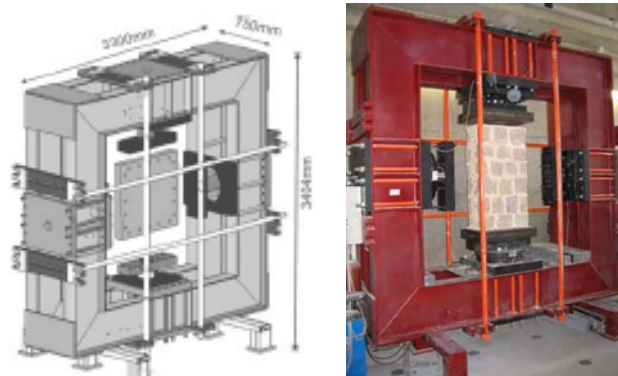


Figura 5.11 – Pórtico utilizado nos ensaios das paredes de alvenaria de três panos

Em relação às condições de fronteira a que as paredes foram sujeitas durante o seu ensaio, refere-se que não foi permitido qualquer movimento dos pratos. E mesmo para impedir possíveis rotações devido à deformação dos pratos, foram utilizados pratos de elevada rigidez com 100 mm de espessura.

O facto de não se permitir a rotação num dos pratos do pórtico, não possibilita o adequado ajuste destes às paredes, caso as superfícies de contacto estejam desalinhadas (será a situação mais provável, devido à geometria irregular das paredes), o que provocaria efeitos indesejados durante os respectivos ensaios, tais como, possíveis

excentricidades na aplicação da carga, que levariam a um carregamento diferenciado dos panos. Como cada parede foi ensaiada juntamente com a chapa de base do esquema de transporte, a face correspondente estaria completamente plana, não havendo necessidade de a rectificar, facto que não se aplica à face de topo. Assim, para evitar os efeitos indesejados anteriormente referidos, promovendo um adequado ajuste dos pratos à parede, foi necessário rectificar as faces de topo das várias paredes com uma argamassa auto-nivelante (ver Figura 5.12a), para conseguir-se uma superfície plana. Adicionalmente, para minimizar possíveis desvios dos pratos em relação à horizontalidade, as paredes, imediatamente após a aplicação da argamassa auto-nivelante, foram subidas pelo actuador vertical contra o prato de topo, de forma à argamassa acomodar-se a esse prato, e assim ajustar-se aos desvios que possam existir no pórtico (ver Figura 5.12b). Para evitar a adesão da argamassa ao prato, enquanto a argamassa auto-nivelante estivesse fresca, foi colocado uma folha de plástico entre os dois, e assim evitar o seu contacto directo. Antes dos ensaios a argamassa era deixada a endurecer, nestas condições, durante pelo menos cerca de 24 horas, ao fim das quais a folha de plástico era retirada.



Figura 5.12 – Rectificação da face de topo das paredes: (a) argamassa auto-nivelante colocada no topo da parede; (b) ajuste da argamassa ao prato do topo.

A medição dos deslocamentos experimentados pelas paredes durante os respectivos ensaios, foi realizada através de 10 LVDTs que instrumentaram cada uma das paredes das diversas séries. A quantidade de LVDTs utilizados foi limitada pelo número de canais disponíveis no equipamento de aquisição. Com esses LVDTs foram definidos dois esquemas de instrumentação distintos, um externo às paredes e outro interno.

O esquema externo é apenas constituído por um LVDT que mede o deslocamento entre pratos de um dos lados da parede, correspondendo ao LVDT que controla o ensaio (LVDT_C). Este esquema tem especial importância, pois será ele que permitirá a definição das curvas de comportamento das paredes, em termos da sua extensão axial, pois fenómenos como a fendilhação e a abertura dos panos afectam as medições registadas pela instrumentação interna, nomeadamente ao nível dos deslocamentos axiais. Este último esquema é constituído pelos restantes nove LVDTs, que medem os deslocamentos directamente nas paredes, permitindo cálculo dos seus parâmetros mecânicos, através dos resultados obtidos numa fase inicial dos ensaios. Na Figura 5.13 é apresentada a disposição de cada um dos LVDTs que instrumentou as paredes de três panos durante o respectivo ensaio.

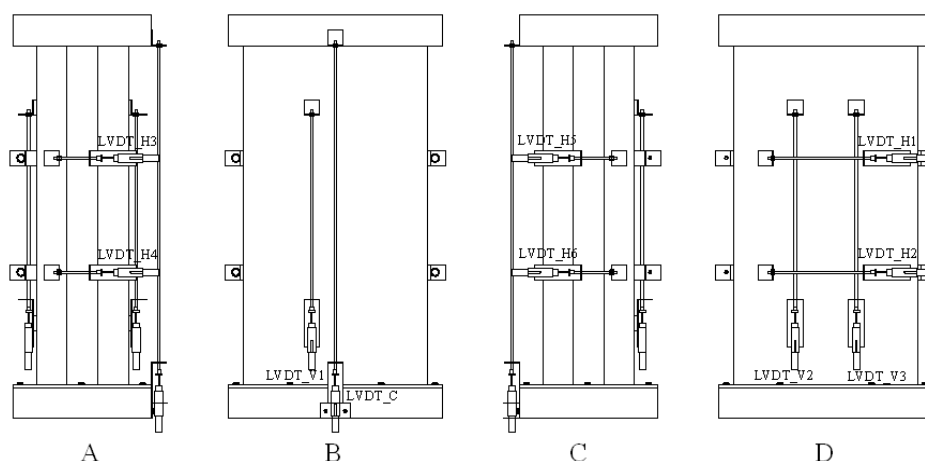


Figura 5.13 – Instrumentação das paredes de alvenaria de três panos.

Ainda relativamente ao esquema de instrumentação interna, as peças metálicas que serviam de suporte aos LVDTs foram fixas directamente nas pedras da alvenaria, de forma a evitar o seu desprendimento durante os ensaios, o que tornou a sua posição de parede para parede ligeiramente diferente, devido à irregularidade presente (dimensões das pedras, número de fiadas, número de pedras em cada fiada, espessura das juntas e etc.). Assim, de forma obterem-se medições o mais representativas da alvenaria, tentou-se envolver o maior número de juntas possível na medição dos deslocamentos axiais e horizontais (ver Tabela A.5 em Anexo A.3).

Em termos da medição dos deslocamentos axiais das paredes pelo esquema interno, foram utilizados três LVDTs (LVDT_V1, LVDT_V2 e LVDT_V3), distribuídos pelos dois paramentos das paredes (um LVDT na face B e dois na face D). Os deslocamentos

horizontais foram medidos com dois LVDTs dispostos horizontalmente e fixos apenas na face D, para as alturas aproximadas de 1/3 e 2/3 da altura total de cada parede (LVDT_H2 e LVDT_H1, respectivamente).

Como o mecanismo de rotura deste tipo de paredes, normalmente, está associado à separação e rotura dos panos externos para fora do plano da parede, foram utilizados 4 LVDTs (LVDT_H3, LVDT_H4, LVDT_H5 e LVDT_H6), para medirem o afastamento entre os panos externos. Foram fixos dois em cada face transversal (faces A e C), numa posição aproximadamente correspondente às alturas de 1/3 e 2/3 da altura total de cada parede.

Os LVDTs utilizados foram escolhidos de acordo com o seu campo e precisão, mediante a gama de deslocamentos prevista para cada uma das posições definidas (ver Tabela A.6 em Anexo A.3). As medições efectuadas pelos transdutores foram registadas automaticamente com uma frequência de 1 Hz.

O ensaio de cada parede foi dado como terminado, quando apresentassem sinais de colapso de eminente, tentando-se obter o máximo do comportamento pós-pico de cada uma.

5.6 RESULTADOS

5.6.1 Paredes não reforçadas

Na Tabela 5.5 são apresentadas as propriedades mecânicas obtidas após análise dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados nas paredes não reforçadas, bem como os respectivos valores médios e coeficientes de variação.

O valor da resistência à compressão de cada parede ($f_{c,w}$) foi calculado pela equação (5.1), onde $F_{p,w}$ é força de pico atingida pela parede e A_w é a área média da secção total da parede (inclui os panos externos e o pano interno).

$$f_{c,w} = \frac{F_{p,w}}{A_w} \quad (5.1)$$

O valor médio obtido para este parâmetro é baixo, mas próximo dos valores tipicamente encontrados neste tipo de alvenaria. Por outro lado, a dispersão encontrada

é elevada (valor do coeficiente de variação elevado), o que de facto reflecte a variabilidade existente entre cada uma das séries de paredes descrita anteriormente.

A extensão axial de pico ($\varepsilon_{a,p}$), determinada em cada parede a partir da medição do deslocamento axial registado pelo LVDT_C correspondente à respectiva resistência à compressão dividida pela sua altura inicial, também apresenta uma dispersão considerável. Esta dispersão provavelmente advém das diferenças entre as paredes, ao nível da sua geometria altamente irregular, sobretudo da diferença do número de fiadas e portanto, o correspondente número de juntas horizontais, e da sua espessura variável, proporcionadas pela geometria irregular das pedras, uma vez que no caso da alvenaria são as juntas que determinam a sua deformabilidade, pois comparativamente às unidades (neste caso em concreto, a pedra de granito), a rigidez da argamassa das juntas é reduzida. Também no caso da extensão horizontal ($\varepsilon_{h,p}$), determinada a partir da média das extensões resultantes das medições efectuadas pelo LVDT_H1 e LVDT_H2, a dispersão é evidente.

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios compressão uniaxial das paredes não reforçadas.

Parede	$f_{c,W}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)	$\varepsilon_{h,p}$ (mm/m)	E_0 (N/mm ²)	$E_{f30-60\%}$ (N/mm ²)
1W1	2.3	6.81	3.52	3246	780
1W2	1.7	2.86	4.10	2087	1889
2W1	1.4	9.37	2.69	1422	711
3W1	2.6	3.87	7.85	1733	1351
Média	2	5.73	4.54	2122	1183
CV (%)	27	51	50	38	47

Relativamente ao módulo de elasticidade, como já referido, ambos os valores apresentados foram determinados a partir do esquema de medição interno, através da extensão axial (ε_a) calculada segundo a média ponderada apresentada na equação (5.2), onde $\varepsilon_{a,LVDT_V1}$, $\varepsilon_{a,LVDT_V2}$ e $\varepsilon_{a,LVDT_V3}$ são as extensões axiais obtidas do LVDT_V1, LVDT_V2 e LVDT_V3, respectivamente.

$$\varepsilon_a = \frac{2 \times \varepsilon_{a,LVDT_V1} + \varepsilon_{a,LVDT_V2} + \varepsilon_{a,LVDT_V3}}{4} \quad (5.2)$$

O módulo de elasticidade E_0 , determinado pelo declive da recta resultante da aplicação de uma correlação linear, pelo método dos “mínimos quadrados”, ao intervalo de 0 a 20% da tensão resistente de cada parede da curva extensão axial – tensão axial,

corresponde a um módulo de elasticidade inicial das paredes e portanto, a um intervalo em que o dano é reduzido. Já o módulo $E_{[30-60]\%}$, foi determinado de igual forma ao anterior, mas aplicando a correlação linear ao intervalo de 30 a 60% da tensão resistente de cada parede. Tal como para a resistência à compressão, os módulos de elasticidade médios obtidos são baixos, apresentando também uma variabilidade alta. Esta variabilidade, uma vez mais, será devida às diferenças entre as paredes, já discutidas. Comparando o módulo de elasticidade E_0 com o $E_{[30-60]\%}$, observa-se um declínio médio de cerca de 44%, que se deve ao dano crescente na parede com o decorrer do ensaio. Porém, o valor apresentado para este último módulo poderá não ser realista, uma vez que as leituras dos LVDTs, provavelmente, são afectadas pela fendilhação que porventura tenha ocorrido na parede durante o intervalo especificado e sobretudo pelo fenómeno de abertura dos panos para fora do seu plano. Este último efeito conduz à medição de um deslocamento do paramento da parede que não apresenta durante todo o ensaio uma direcção vertical, traduzindo-se numa medição de um deslocamento inferior ao deslocamento vertical realmente experimentado, podendo chegar ao ponto de, perto do final do ensaio, haver mudança de sentido dos deslocamentos medidos, o que é irrealista. Daí a necessidade de adopção do esquema de medição externo na definição das curvas de comportamento das paredes, sobretudo na fase do pós-pico. Assim, é natural que o declínio do módulo de elasticidade possa, realmente, ser superior.

Na Figura 5.14 são apresentadas as curvas tensão axial – extensão axial das paredes não reforçadas, onde, com excepção da parede 1W2, as curvas exibem duas zonas distintas de degradação de rigidez, associadas provavelmente à separação dos panos externos do pano interno, como será esclarecido mais adiante. O comportamento da parede 1W2 não concordante com as restantes paredes não reforçadas, provavelmente dever-se-á a factores construtivos, nomeadamente numa melhor ligação entre panos, promovida por uma possível sobreposição, não intencional, de pedras dos panos externos ao interno.

Para quantificar o dano associado ao mecanismo de colapso típico de uma parede de três panos durante o ensaio, apresenta-se na Figura 5.15 a evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial instalada na parede, sendo este parâmetro determinado a partir da equação (5.3), ver Figura 5.16. A definição deste parâmetro tem por base o conceito de “*drift*” aplicado ao afastamento medido entre os panos externos, pelos

LVDTs fixos as faces A e C, em relação ao afastamento entre os panos ao nível da secção dos pratos, que por hipótese considera-se nulo.

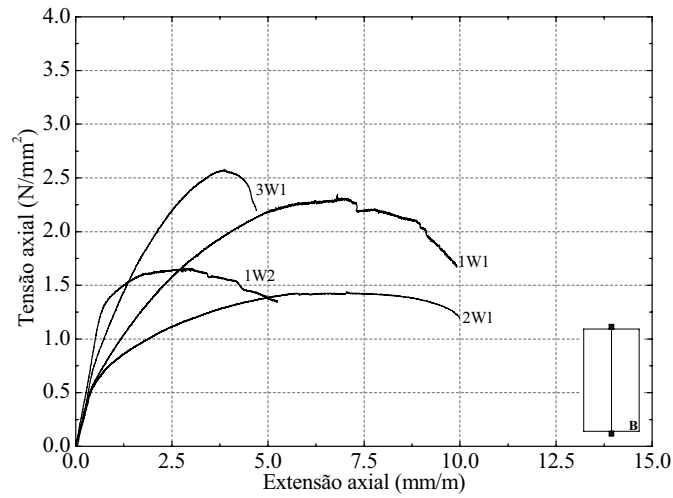


Figura 5.14 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes não reforçadas.

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{\Delta l_i}{h_i}}{4} \quad (5.3)$$

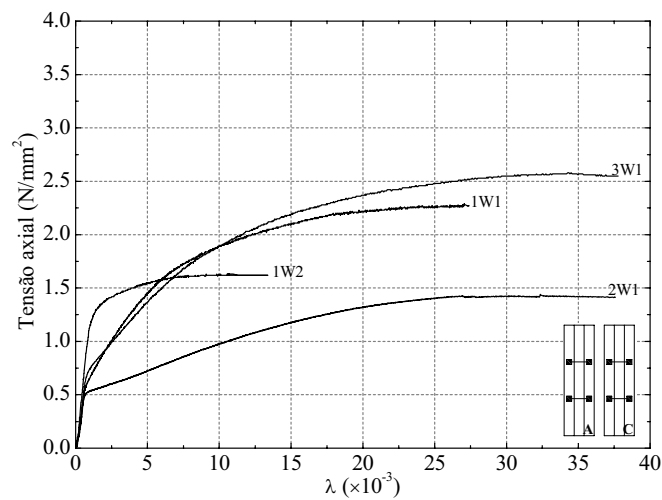


Figura 5.15 – Paredes não reforçadas: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.

Na Figura 5.15 observa-se, com excepção da parede 1W2, uma quebra brusca da inclinação das curvas, entre os 0.5 e 0.8 N/mm², a qual corresponderá ao início da separação dos panos externos do pano interno. Este início da separação dos panos, ocorre para um nível de tensão axial instalada baixo, entre 25% a 35% da resistência à

compressão de cada parede, e de uma forma aparentemente frágil e instantânea, dada a inclinação reduzida das curvas após o ponto de início da separação dos panos externos.

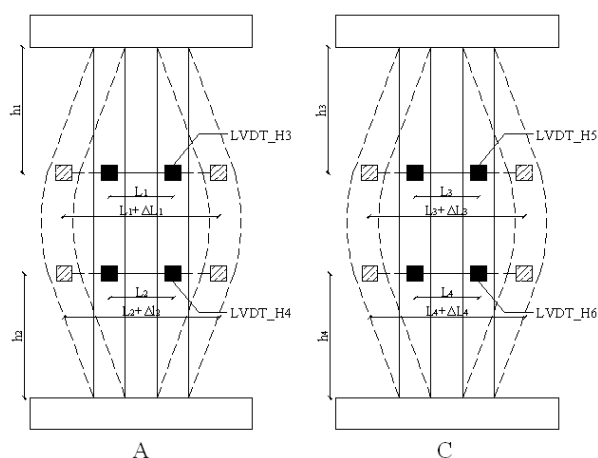


Figura 5.16 – Representação esquemática do mecanismo de rotura típico de uma parede de alvenaria de três panos.

A Figura 5.17, representando em simultâneo as curvas tensão axial – extensão axial e tensão axial – parâmetro λ da parede 3W1, reforça a ideia que as duas zonas de degradação de rigidez, observadas anteriormente, correspondem, efectivamente, ao início da separação dos panos externos.

Relativamente à parede 1W2, a ideia que esta apresentaria uma melhor ligação entre os panos é reforçada pelo desenvolvimento atípico da curva do parâmetro λ em relação ao desenvolvimento das curvas das outras paredes não reforçadas.

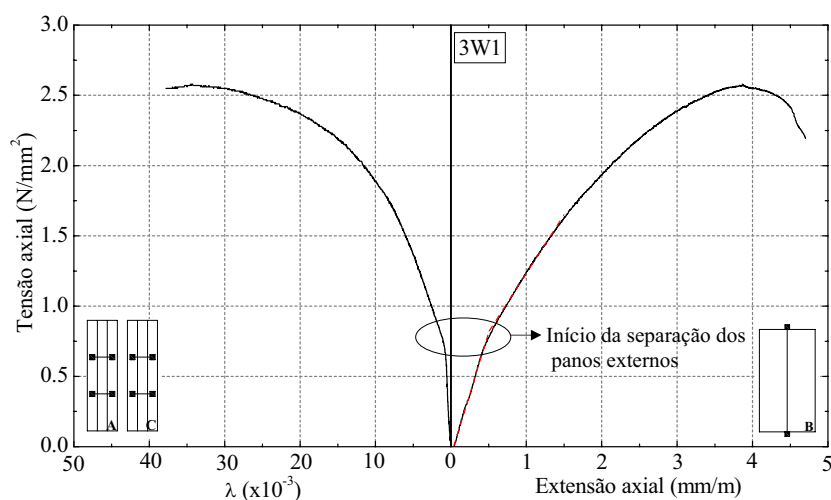


Figura 5.17 – Separação dos panos externos da parede 3W1 visualizada através da curva tensão axial – extensão axial e do parâmetro λ .

Na Figura 5.18 é apresentado a evolução do padrão de fendilhação da parede 3W1 (representativa das paredes não reforçadas) em função do nível de tensão axial instalado, a partir da qual se constata que para um nível de tensão axial de 50% a quantidade de fendas visíveis é reduzida e com uma orientação essencialmente vertical, contudo nas faces transversais é possível observar fendas localizadas nas interfaces dos panos, indiciando a sua separação. A quantidade de fendas presente na parede para um nível de tensão de 90% é enorme, sobretudo nas faces transversais onde a separação dos panos estará completamente delineada.

Nesta mesma fase, é visível a formação pronunciada, numa das juntas horizontais intermédias de cada paramento, de fendas seguindo a mesma orientação destas (horizontal), às quais corresponde a formação de uma rótula, necessária à constituição do mecanismo de rotura dos panos externos para fora do plano.

A formação das duas restantes rótulas necessárias ao mecanismo ocorre nas interfaces entre a parede e os pratos do pórtico de ensaio, através do esmagamento do material nessa zona e portanto, não são visíveis no paramento através do padrão de fendilhação. No final do ensaio, claramente, observou-se a separação completa dos panos externos do interno, nas faces transversais da parede (ver Figura 5.19a), e o padrão de fendilhação dos paramentos constituído essencialmente por fendas verticais que atravessam as juntas e excepcionalmente algumas pedras, mas do qual destaca-se sobretudo as fendas horizontais correspondentes às rótulas do mecanismo de colapso. O dano dos paramentos, representado pelo padrão de fendilhação, encontra-se concentrado na zona de formação da rótula intermédia (o padrão de fendilhação das restantes paredes, no final do ensaio, pode ser observado nas figuras do Anexo C.1).

Na Figura 5.19b é apresentado o pano interno da parede 3W1, após o seu desmonte ao fim do ensaio, sendo possível obter-se uma ideia da grande quantidade de vazios associada ao pano interno das restantes paredes não reforçadas.

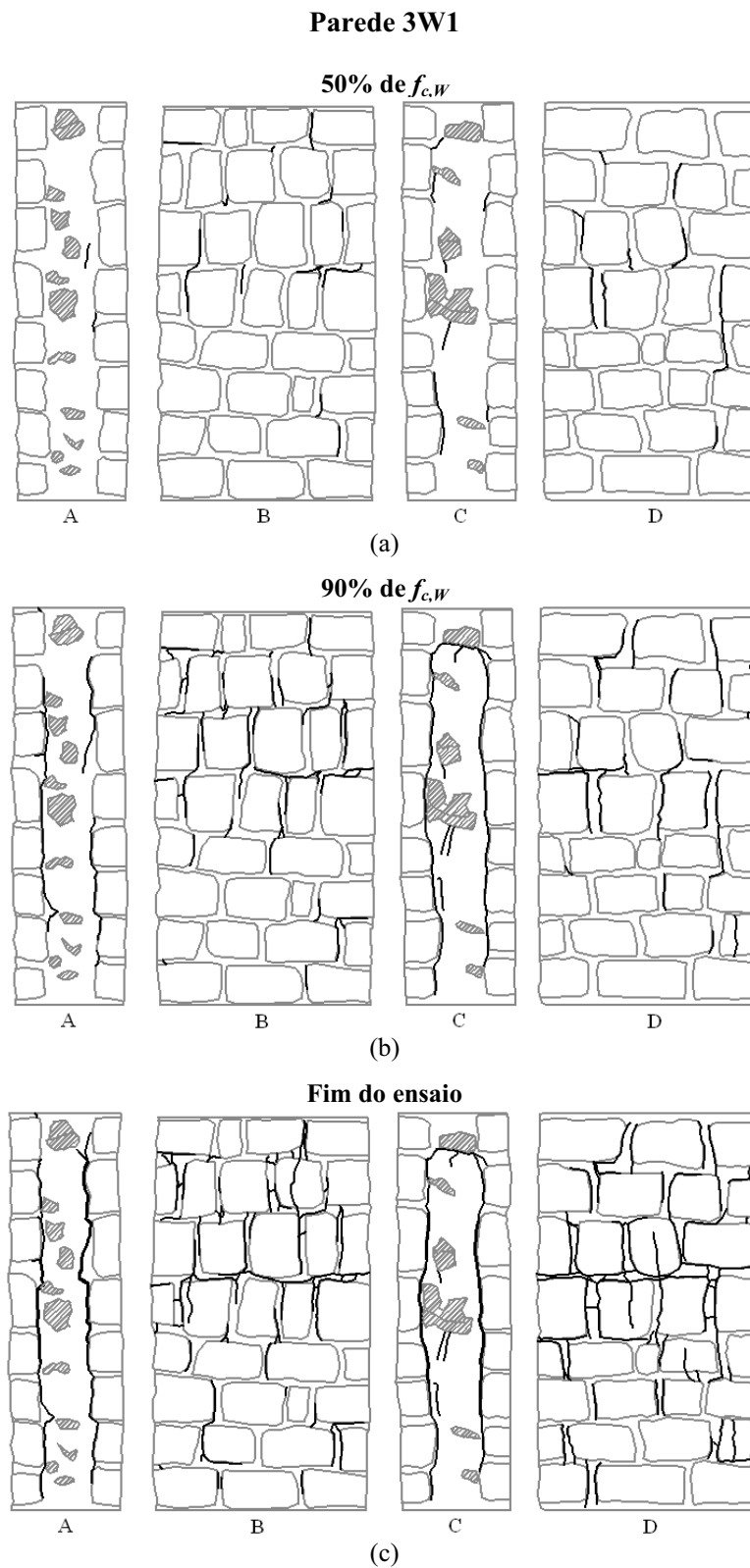


Figura 5.18 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W1: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.



Figura 5.19 – Parede 3W1 no final do ensaio: a) separação dos panos externos; b) vazios do pano interno.

A evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W1, com o nível de tensão axial instalado, é apresentada na Figura 5.20. A construção dos gráficos desta figura tem por hipótese um valor nulo do afastamento entre os panos externos junto aos pratos do pórtico de ensaio. É possível verificar que até um nível de tensão axial de 0.65 N/mm^2 (valor dentro do intervalo definido como o início da separação dos panos externos das paredes não reforçada) existe um afastamento entre panos muito reduzido em ambas as faces transversais, intensificando-se a partir deste nível, tal como mostra a curva da Figura 5.17.

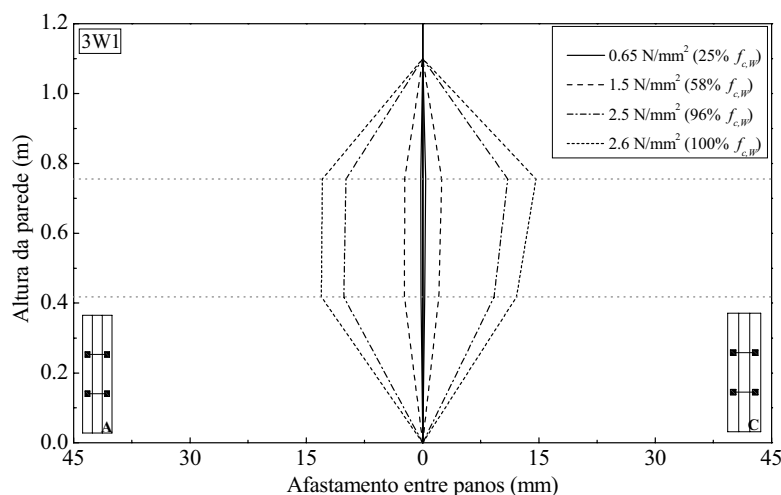


Figura 5.20 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W1.

Este comportamento é também seguido pelas restantes paredes não reforçadas (ver Anexo B.3), com exceção da parede 1W2. Esta figura mostra, também, o desenvolvimento, na parede 3W1, do mecanismo de rotura típico desta tipologia de paredes de alvenaria, isto é, a rotação para fora do plano dos panos externos,

destacando-se, claramente, os efeitos de segunda ordem que estes sofreram durante o ensaio. De facto, a rotura das paredes não reforçadas ensaiadas, ocorreu sobretudo devido a estes efeitos de segunda ordem, e não devido ao esgotamento da resistência à compressão dos materiais da alvenaria.

5.6.2 Paredes reforçadas com pregagens transversais

Na Tabela 5.6 são apresentados os parâmetros mecânicos das paredes reforçadas com pregagens transversais, determinados a partir da análise dos resultados obtidos dos ensaios de compressão uniaxial.

Tabela 5.6 – Resumo dos resultados dos ensaios realizados nas paredes reforçadas com pregagens transversais.

Parede	$f_{c,W}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)	$\varepsilon_{h,p}$ (mm/m)	E_0 (N/mm ²)	$E_{[30-60]\%}$ (N/mm ²)
2W2	3.3	9.35	11.05	1954	722
2W3	2.6	5.93	2.97	1707	603
2W4	3.5	9.37	8.26 ^(*)	1160	675
Média	3.1	8.21	7.01 ^(**)	1607	667
Cv (%)	27	51	81 ^(**)	25	9

Nota: (*) - valor de $\varepsilon_{h,p}$ correspondente a 99% de $f_{c,W}$, uma vez que não foi possível monitorizar esta extensão até ser atingido $f_{c,W}$.

(**) - não inclui o valor de $\varepsilon_{h,p}$ da parede 2W4.

O valor médio da resistência à compressão obtido apresenta-se com aumento de 55% em relação ao valor médio obtido para paredes não reforçadas e com uma dispersão de resultados mais reduzida. Estranhamente, os valores médios dos módulos de elasticidade obtidos (E_0 e $E_{[30-60]\%}$) apresentam-se bastante inferiores aos obtidos para as paredes não reforçadas, quando seria de esperar um ligeiro aumento, pelo facto de parte do pano interno ter sido injectado. Este facto deve-se, sobretudo, às diferenças existentes entre as paredes das várias séries, que afectam os parâmetros de deformabilidade das paredes, tais como a diferente espessura dos panos externos, a diferente espessura e quantidade de juntas, a própria irregularidade da alvenaria, entre outras. Por outro lado, tais diferenças, aparentemente, não têm influência relevante na resistência à compressão das paredes. Assim, em relação aos parâmetros de deformabilidade, em termos comparativos com as paredes não reforçadas, o mais correcto será fazer a comparação apenas com a parede não reforçada de cada série. Situação semelhante ocorre nas paredes reforçadas com a injeção, pelo que será este o procedimento comparativo, em termos de parâmetros de deformabilidade, adoptado de

agora em diante, apesar de se reconhecer que comparar resultados de uma única parede possa não ser concludente.

Então, tendo em consideração o exposto, de facto o reforço introduzido pelas pregagens transversais introduz um ligeiro aumento médio do módulo de elasticidade E_0 de 13%, enquanto que o módulo $E_{[30-60]\%}$ apresenta-se em média inferior em 6% em relação à parede 2W1, o que será compreensível, pois como as paredes reforçadas atingem uma resistência bastante superior, o estado de dano instalado nestas, para intervalo de valores da tensão axial em que este módulo foi calculado, será superior ao da parede 2W1, já que para esta última esse intervalo apresenta limites de tensão axial bem inferiores. Provavelmente, pela mesma razão, o declínio médio, observado entre E_0 e $E_{[30-60]\%}$ é superior ao observado para as paredes não reforçadas, isto é, valendo cerca de 59%. Relativamente à dispersão encontrada nestes parâmetros, é significativamente inferior à das paredes não reforçadas. Por outro lado, o módulo $E_{[30-60]\%}$ determinado nas paredes não reforçadas poderá estar sobrevalorizado em relação às paredes reforçadas. Pois o efeito da abertura dos panos externos nas medições dos LVDTs verticais far-se-á, no intervalo correspondente ao seu cálculo, certamente, sentir mais intensamente nas paredes não reforçadas, conduzindo, como já referido, a registo de deslocamentos axiais inferiores aos reais e consequentemente ao cálculo de um módulo de elasticidade superior ao real.

O estado de dano superior que as paredes reforçadas podem atingir está patente nos valores médios da extensão axial e horizontal de pico, na medida em que são superiores, em relação à parede 2W1, em cerca de 43% e 54%, respectivamente. Contudo, são resultados que apresentam uma grande dispersão.

Na Figura 5.21 são mostradas as curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com pregagens transversais. Através da análise do desenvolvimento dessas curvas, constata-se que as duas zonas de degradação de rigidez, observadas nas paredes não reforçadas, não estão aqui presentes. De facto, observa-se uma degradação gradual da rigidez, que corresponderá a uma separação, também, gradual dos panos externos e aparentemente, não tão frágil como a que ocorre nas paredes não reforçadas, conseguida através da ligação entre os panos externos, promovida pelos varões de GFRP.

As curvas da Figura 5.22, representando a evolução do parâmetro λ com a tensão axial aplicada, reforçam a ideia de uma separação dos panos externos controlada, não sendo evidente um ponto que distinga o início da separação dos panos externos. Estas curvas mostram, ainda, que o afastamento apenas se evidencia próximo da tensão

resistente das paredes, com um aumento súbito de λ , enquanto que, esta situação nas paredes não reforçadas acontece para valores de tensão axial muito mais baixos.

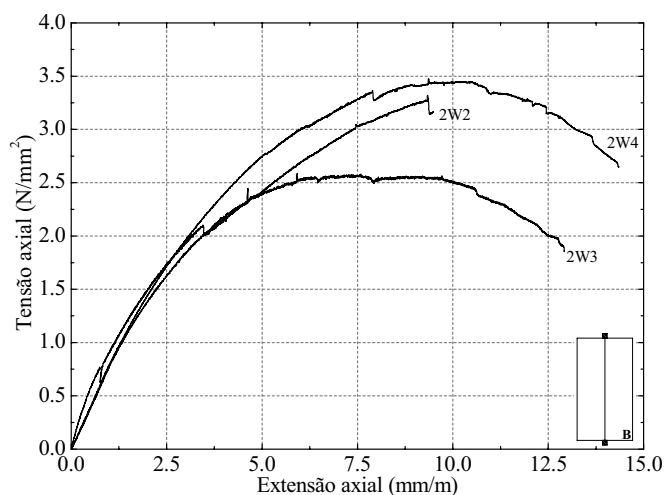


Figura 5.21 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com pregagens transversais.

A evolução do padrão de fendilhação de uma parede representativa das paredes reforçadas com pregagens transversais (parede 2W4) é apresentada na Figura 5.23. Para um nível de tensão de 50% de $f_{c,w}$, a quantidade de fendas presente, tanto nos paramentos como nas faces transversais da parede, é reduzida, sendo a sua orientação essencialmente vertical. As fendas que apareceram nas faces transversais nesta fase, seguindo a interface dos panos, indiciam a separação dos panos externos, contudo os locais onde se formaram encontram-se afastados da posição das pregagens, pelo que estas continuam a controlar o afastamento entre os panos externos. Para o nível de tensão de 90% de $f_{c,w}$, as fendas das faces transversais têm uma ligeira progressão, todavia o seu desenvolvimento encontra-se afastado das pregagens, indicando que o reforço continuaria em funcionamento. Nos paramentos da parede, a progressão das fendas é, também, ligeira, continuando a orientação destas a ser essencialmente vertical, existindo até fendas que atravessam pedras. No fim do ensaio, constata-se que as fendas das faces transversais desenvolvem-se ao longo da totalidade da altura das duas interfaces entre panos, indicando o afastamento dos panos, porém o afastamento junto da zona de influência dos varões não será significativo, uma vez que nos paramentos não é visível uma concentração de fendas horizontais importante, sugerindo que a formação da rótula intermédia presente no mecanismo de rotura das paredes não reforçadas não se terá desenvolvido, ou seja, as pregagens parecem ter conseguido

mater a sua função mesmo numa fase de pós-pico. Nesta mesma fase o padrão de fendilhação, nos paramentos da parede, encontra-se bastante mais distribuído do que nas paredes não reforçadas, indicando uma maior mobilização da resistência dos panos externos.

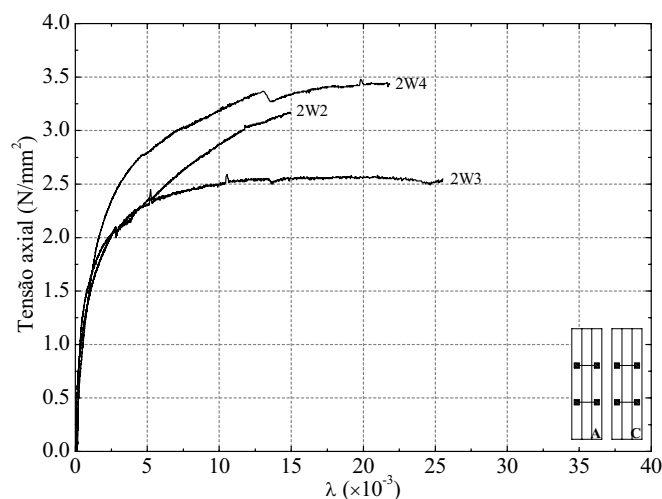


Figura 5.22 – Paredes reforçadas com pregagens transversais: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.

Esta maior mobilização da resistência dos panos externos, apenas foi permitida pela oposição do reforço ao mecanismo de colapso típico das paredes de três panos, levando ao colapso das paredes, em geral, devido a mecanismos de colapso localizados, tais como fissuração e destacamento de pedras dos panos externos ou partes deste, ver Figura 5.24, ao contrário das paredes não reforçadas, cujo mecanismo de colapso será sobretudo global, envolvendo o colapso de toda a parede com a rotação para fora do plano dos panos externos.

A evolução do afastamento entre os panos externos da parede 2W4 é apresentada na Figura 5.25. O funcionamento do reforço proporcionado pelas pregagens é aqui claramente visível, isto é, apenas para o último nível de tensão axial, correspondente à tensão resistente da parede, existe um afastamento entre panos significativo.

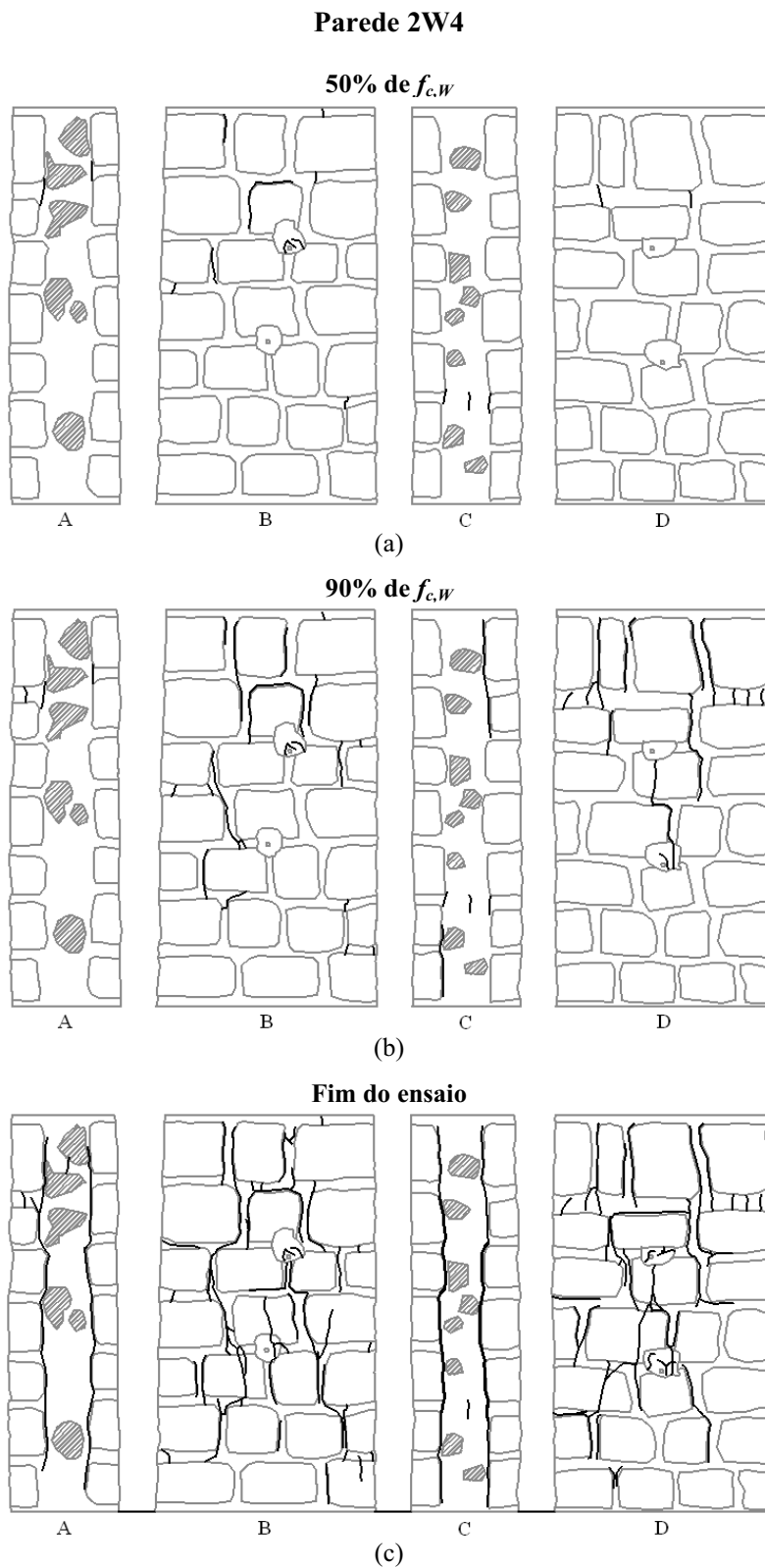


Figura 5.23 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 2W4: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.

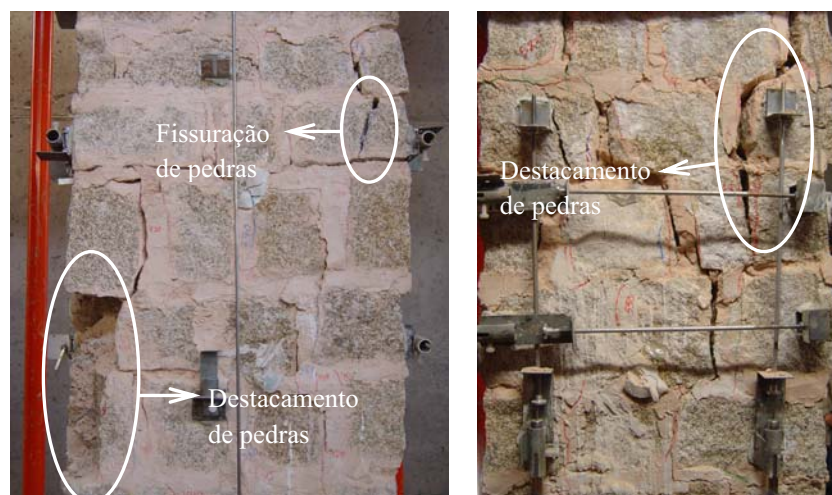


Figura 5.24 – Mecanismos de colapso localizados das paredes reforçadas com pregagens transversais: fissuração e destacamento de pedras do pano externo.

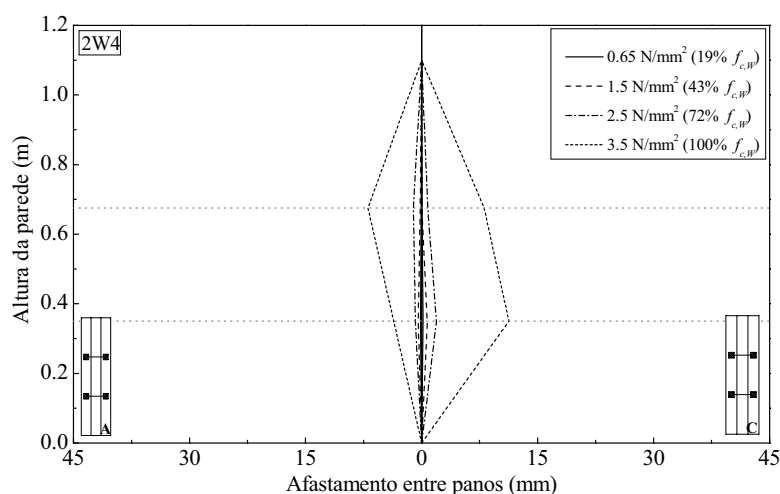


Figura 5.25 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W4.

As restantes paredes reforçadas com pregagens transversais apresentam um comportamento semelhante, possível de ser observado nas figuras do Anexo B.3. Em relação às paredes não reforçadas, este sistema de reforço permite, sobretudo, um efectivo aumento da resistência à compressão, permitindo também o controlo do afastamento dos panos externos e portanto, reduzindo a fragilidade da rotura das paredes.

A Figura 5.26a mostra o aspecto do pano interno da parede 2W2, de onde se destaca a injeção, apenas, da zona envolvente das pregagens transversais. Já na Figura 5.26b é possível observar o pormenor de uma pregagem transversal da parede 2W4, sobressaindo a ligação conseguida com os materiais do pano externo.

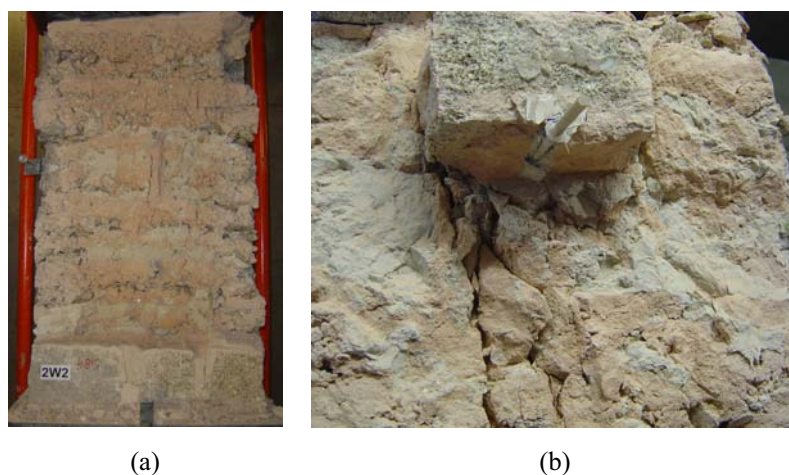


Figura 5.26 – Aspecto do pano interno das paredes reforçadas com pregagens transversais: (a) pano interno da parede 2W2; (b) pormenor de uma pregagem da parede 2W4.

Em suma, comparativamente às paredes não reforçadas este sistema de reforço permite, sobretudo, um efectivo aumento da resistência à compressão, permitindo também o controlo do afastamento dos panos externos e portanto, reduzindo a fragilidade da rotura das paredes.

5.6.3 Paredes reforçadas com injeção

A Tabela 5.7 apresenta os parâmetros mecânicos das paredes reforçadas com injeção, determinados a partir da análise dos resultados obtidos dos ensaios de compressão uniaxial.

Em termos de resistência à compressão, a injeção das paredes conseguiu um aumento médio de cerca de 80% em relação às paredes não reforçadas e de 16% em relação às paredes reforçadas com pregagens transversais. Também ambos os módulos de elasticidade determinados, apresentam um aumento em relação à parede não reforçada de referência da mesma série (parede 3W1), embora o aumento de $E_{[30-60]\%}$ seja insignificante, cerca de 1%. Já o aumento de E_0 foi significativamente maior, em cerca de 16%, provavelmente proporcionado pelo aumento da rigidez do pano interno, pela calda de injeção, pelo que no caso destas paredes este pano terá uma maior participação na sua resposta comparativamente às paredes não reforçadas e reforçadas com pregagens transversais. O reduzido aumento de $E_{[30-60]\%}$ em relação à parede 3W1, uma vez mais, terá a ver com o estado de dano instalado nas paredes no intervalo de valores da tensão axial em que este módulo foi calculado. O decaimento médio do

módulo de elasticidade, obtido para as paredes reforçadas com injeção, foi de cerca de 32%, sendo inferior ao obtido para as paredes não reforçadas em geral.

O valor médio da extensão axial de pico obtido, apresenta-se também superior em cerca de 79% em relação ao obtido para a parede 3W1, enquanto que o valor médio da extensão horizontal de pico é inferior em cerca de 46%. Esta diminuição estará relacionada com o aumento da resistência à tracção da alvenaria, promovida pela calda, tal como observou Toumbakari (2002).

Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios realizados nas paredes reforçadas com injeção.

Parede	$f_{c,W}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)	$\varepsilon_{h,p}$ (mm/m)	E_0 (N/mm ²)	$E_{f30-60\%}$ (N/mm ²)
3W2	3.9	7.00	4.74	2172	1604
3W3	3.3	6.87	3.77	1844	1114
Média	3.6	6.93	4.26	2008	1359
CV (%)	11.0	1	16	12	26

Na Figura 5.27 são apresentadas as curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com injeção. Tal como nas paredes reforçadas com pregagens transversais, não são identificadas as duas zonas distintas de degradação de rigidez, tipicamente encontradas nos correspondentes gráficos das paredes não reforçadas. A degradação de rigidez aqui presente é então gradual, e será devida, essencialmente, a uma separação progressiva dos panos externos do interno, através da quebra (também progressiva) da ligação entre panos, promovida pela calda de injeção. Contudo, esta quebra de rigidez progressiva, não é tão acentuada como nas paredes reforçadas com pregagens transversais. Isto, provavelmente, dever-se-á à redistribuição de esforços que ocorre à medida que os panos externos se separam, isto é, nas paredes reforçadas com pregagens, como o pano interno é pouco resistente e portanto, pouco rígido, à medida que os panos externos se desligam do interno, este vai deixando gradualmente de contribuir para a resposta das paredes, transferindo-se no limite toda a carga para os panos externos, ao que corresponderá a uma perda total da contribuição da rigidez do interno. Por outro lado, nas paredes reforçadas com injeção, o facto de se aumentar a resistência à compressão e rigidez do pano interno, leva a que este tenha uma participação mais activa na resposta durante quase todo o ensaio, uma vez que, as suas propriedades mecânicas se aproximam mais das dos panos externos, ou seja, a redistribuição de esforços não é tão significativa. Uma outra razão, atribuível à degradação gradual de rigidez das paredes injectadas, poderá ser a progressiva perda do estado de tensão

triaxial do pano interno, promovido pelo confinamento dos panos externos, quando estes últimos se afastam.

A curva tensão axial – extensão axial da parede 3W3 apresenta uma anomalia no seu desenvolvimento que se desvanece com o decorrer do ensaio, pensando-se que esta poderá estar ligada a uma zona do pano interno não totalmente injectada, detectada durante o desmonte da parede do pórtico de ensaio, junto do prato superior (ver Figura 5.28), que conduziu a um destacamento precoce e localizado do pano externo, nessa zona, e provavelmente terá tido influência no valor da resistência à compressão obtido para esta parede.

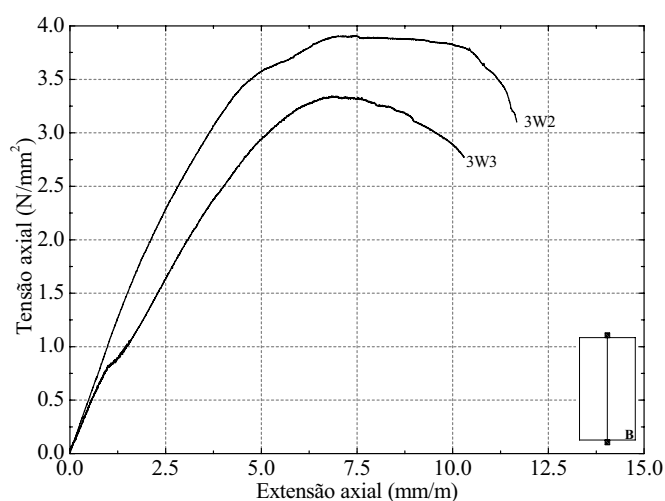


Figura 5.27 – Curvas tensão axial – extensão axial das paredes reforçadas com injeção.



Figura 5.28 – Zona não injectada do pano interno da parede 3W3.

Na Figura 5.29 são apresentadas as curvas de evolução do parâmetro λ com o decorrer do ensaio das paredes reforçadas com injeção. Na curva da parede 3W3 é,

também, possível observar os efeitos do destacamento precoce e localizado, de um dos panos, por volta de uma tensão axial de 0.8 N/mm^2 , que condicionou o desenvolvimento da curva.

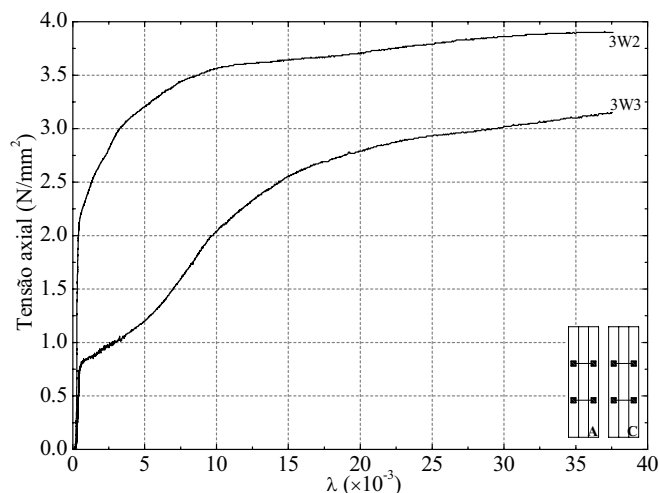


Figura 5.29 – Paredes reforçadas com injeção: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.

Em termos comparativos com as paredes não reforçadas, a injeção claramente consegue aumentar o nível de tensão para o qual os panos externos iniciam a sua separação (ignorando o destacamento precoce da parede 3W3). Isto poderá ser devido à capacidade da calda de injeção ligar os panos, mobilizando a sua resistência à tracção e aderência ao pano externo, contudo pensa-se que este mecanismo não será o principal responsável por tal facto. Porventura, esta responsabilidade poderá ser atribuída, sobretudo, a uma distribuição de esforços mais homogénea pela secção das paredes, permitida por um pano interno injectado com bem melhores características mecânicas, que assim consegue “aliviar” o nível de tensão nos panos externos para um igual nível de tensão axial instalado nas paredes (comparativamente a uma parede não reforçada) e portanto, conduz a que os fenómenos de instabilidade, como a rotação para fora do plano dos panos externos, possam ocorrer apenas para valores superiores de tensão axial, instalada na parede.

A evolução do padrão de fendilhação da parede 3W3 é apresentada na Figura 5.30. Até um nível de tensão axial de 50% de $f_{c,w}$, tanto nos paramentos como nas faces transversais, apenas surgiu uma pequena quantidade de fendas de orientação vertical. Nos paramentos, estas fendas apareceram, sobretudo, na parte superior da parede, indicando o destacamento localizado e precoce do pano externo. As fendas das faces

transversais surgiram, uma vez mais na interface dos panos e também na parte superior das paredes.

Para o nível de tensão axial de 90% de $f_{c,w}$, a progressão das fendas não foi significativa, continuando a orientação destas a ser fundamentalmente vertical e a concentrarem-se na parte superior da parede. Nas faces transversais, também houve uma pequena progressão das fendas através das interfaces entre panos, mas limitada, também, à parte superior da parede, provavelmente devendo-se tal facto à injeção incompleta do pano interno na parte superior da parede, o que conduziu a uma maior concentração de esforços no pano externo, nesta zona. Nesta fase, não é evidente a formação de fendas horizontais, indiciando a formação de uma rótula que daria origem a um possível mecanismo de colapso típico das paredes não reforçadas. No final do ensaio, o padrão de fendilhação dos paramentos apresentava-se bastante difuso com fendas verticais a contornarem e a atravessarem pedras, e com a presença de fendas horizontais, indiciando a formação de uma rótula horizontal em cada paramento, tendo esta última, ocorrido numa fase já final do ensaio. Isto mostra uma menor eficiência do controlo do afastamento dos panos pela técnica da injeção, numa fase pós-pico, relativamente à técnica das pregagens transversais. Nas faces transversais foi bastante visível, através das fendas que percorriam a interface dos panos, o afastamento dos panos na parte superior.

A evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W2 e 3W3 pode ser observada na Figura 5.31 e Figura 5.32, respectivamente. Para a parede 3W3, observa-se claramente as implicações trazidas pela injeção não completa do pano interno na parte superior da parede, ao nível do afastamento dos panos que se fez evidenciar, mesmo para níveis de tensão axial baixos, enquanto que na parte inferior o afastamento é bem mais reduzido e apenas se faz sentir para 100% de $f_{c,w}$.

Os resultados anteriores evidenciam a necessidade de se proceder a um controlo apertado da operação de injeção de alvenaria, recorrendo a métodos não destrutivos, correntemente utilizados na inspeção e observação de obras, tais como ensaios sónicos e ultra-sónicos. No caso da parede 3W2, o afastamento entre panos externos apenas faz-se sentir de forma mais pronunciada, para níveis de tensão próximos da resistência à compressão da parede. Comparativamente às paredes reforçadas com pregagens transversais, o afastamento entre os panos externos da parede 3W2, numa fase anterior ao pico, parece não apresentar grandes diferenças, apesar de em geral se poder apresentar-se ligeiramente superior.

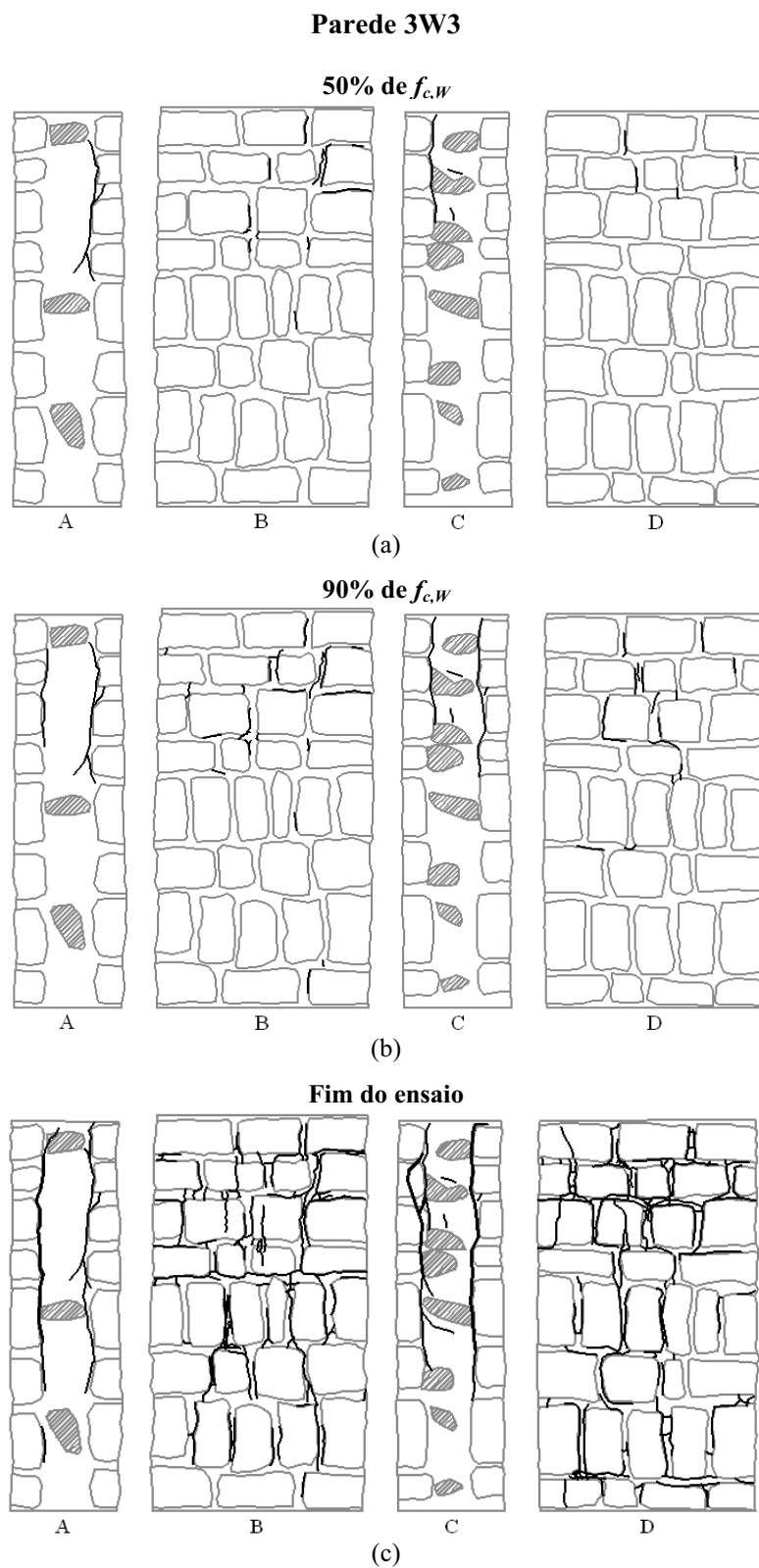


Figura 5.30 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W3: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.

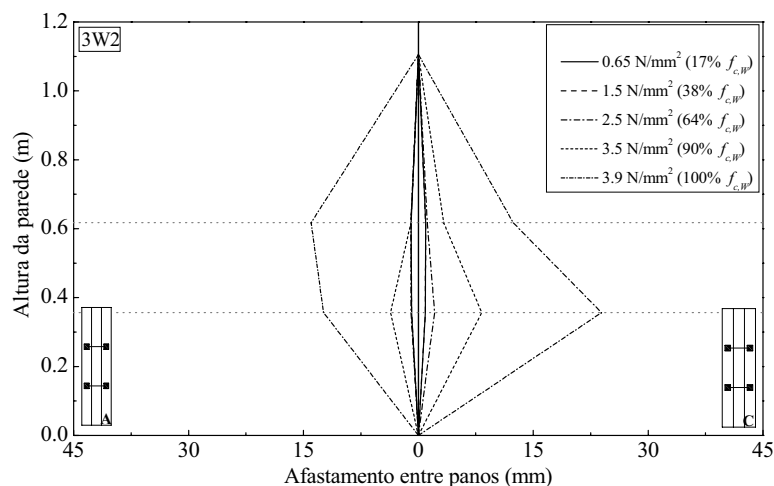


Figura 5.31 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W2.

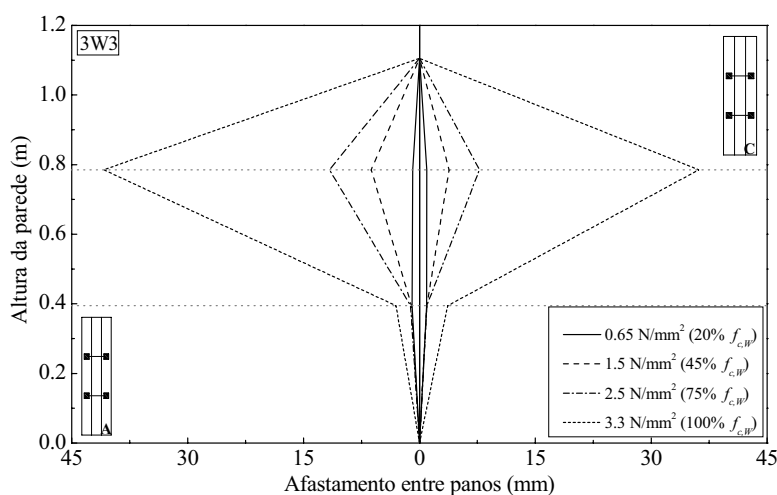


Figura 5.32 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W3.

Relativamente ao colapso das paredes reforçadas com injeção, aparentemente este deveu-se a mecanismos localizados dos panos externos das paredes, através do destacamento de partes destes (ver Figura 5.33a) ou fissuração de pedras. Apesar de o desenvolvimento de fendilhação horizontal estar presente, indiciando instabilidade dos panos externos, o que de facto se fez sentir numa fase já final dos ensaios das paredes injectadas, mas nunca de uma forma tão pronunciada como nas paredes não reforçadas. Na Figura 5.33b é possível observar o aspecto do pano interno da parede 3W2, de onde se destacam as manchas azuladas/esverdeadas da calda de injeção, referidas no Capítulo 3, e a fendilhação presente neste pano, demonstrando a sua contribuição na resposta global da parede.

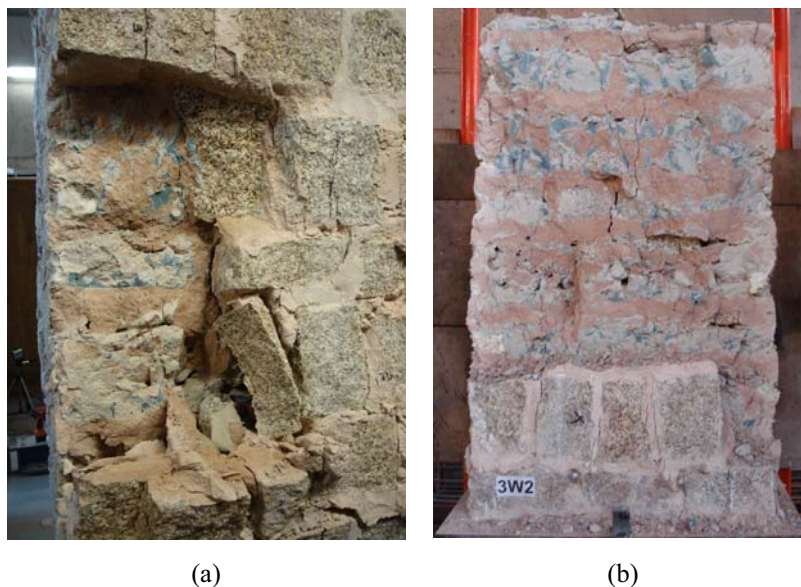


Figura 5.33 – Parede 2W2 o final do ensaio: (a) destacamento de parte do pano externo; (b) aspecto do pano interno injectado.

Em suma, apesar das poucas paredes ensaiadas tornando a interpretação de alguns dos resultados aqui apresentados discutível, de uma forma geral a injeção das paredes de três panos, com uma calda de injeção à base de cal e materiais pozolânicos, permitiu um grande aumento da resistência à compressão das paredes, que provavelmente residirá no significativo aumento da resistência à compressão do pano interno através deste procedimento de reforço. Na perspectiva do controlo do afastamento dos panos externos, apresenta-se como uma solução ligeiramente inferior, comparativamente à solução que passa pela aplicação de pregagens transversais, porém e aparentemente, consegue um melhor controlo na fase anterior ao pico e para além disto consegue obter uma resistência à compressão superior. No que diz respeito à forma de colapso, tal como para as paredes reforçadas com pregagens transversais, parece estar associada a mecanismo de colapso localizados.

5.6.4 Paredes reforçadas com combinação de pregagens transversais e injeção

Na Tabela 5.8 são apresentados os parâmetros mecânicos da parede 3W4, reforçada com pregagens transversais e injeção, obtidos da análise dos resultados do ensaio de compressão uniaxial.

Em termos de resistência à compressão, esta parede conseguiu um aumento de 90% comparativamente ao valor médio das não reforçadas, sendo um valor superior em 23%

e 20% relativamente aos valores médios obtidos para as paredes reforçadas com pregagens transversais e injeção, respectivamente.

Os módulos de elasticidade também apresentam um aumento significativo comparativamente à parede de referência da série, sendo de 104% para E_0 e 37% para $E_{[30-60]\%}$. Um aumento tão elevado em cada um dos módulos de elasticidade não era esperado, tendo em consideração os resultados obtidos aplicando cada uma das técnicas de reforço individualmente e portanto, esta questão parece estar relacionada como um problema de quantidade de provetes ensaiados, pois apenas foi ensaiada uma parede, sendo necessário, a realização de novos ensaios. O aumento deste parâmetro deve-se às duas técnicas de reforço, contudo a injeção será responsável por uma maior contribuição.

O decaimento do módulo de elasticidade E_0 para $E_{[30-60]\%}$ é de cerca de 48%, sendo superior ao obtido para as paredes não reforçadas.

O valor médio da extensão axial de pico obtido, apresenta-se também superior em cerca de 26% em relação ao obtido para a parede 3W1, enquanto que o valor médio da extensão horizontal de pico é inferior em cerca de 69%, de acordo com o foi referido na secção 5.6.3.

Tabela 5.8 – Resultados do ensaio realizado na parede reforçada com pregagens transversais e injeção.

Parede	$f_{c,W}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)	$\varepsilon_{h,p}$ (mm/m)	E_0 (N/mm ²)	$E_{[30-60]\%}$ (N/mm ²)
3W4	3.8	4.86	1.43	3539	1849

A curva tensão axial – extensão axial da parede 3W4 é apresentada na Figura 5.34. Como seria de esperar, também neste caso, não são identificadas as duas zonas distintas de degradação de rigidez observadas nas paredes não reforçadas, sendo-a de facto gradual, e como já referido, associada à separação dos panos externos do interno. O efeito da degradação de rigidez menos pronunciada, discutido anteriormente para as paredes reforçadas com injeção, é aqui também evidente.

A curva da Figura 5.35, representando a evolução do parâmetro λ com a tensão axial aplicada da parede 3W4, mostra um afastamento entre os panos externos controlado, reunindo as características de cada uma das técnicas de reforço aplicadas individualmente, isto é, a calda de injeção controla e impede o afastamento dos panos externos, essencialmente, na fase anterior ao pico, enquanto que as pregagens

transversais controlam o afastamento nas fases anterior e posterior ao pico, mas evidenciando-se sobretudo nesta última.

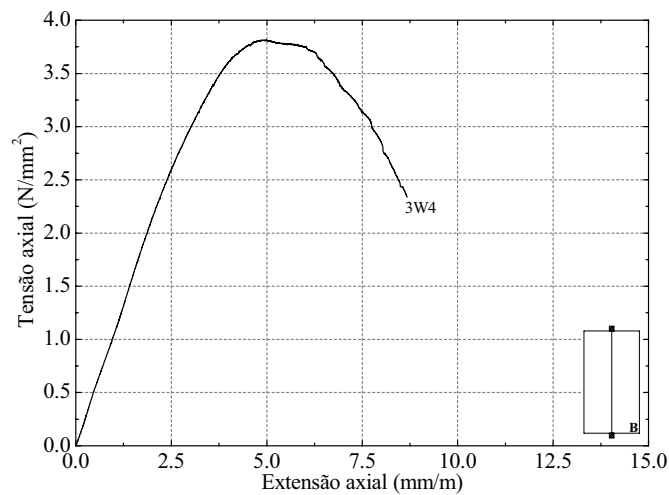


Figura 5.34 – Curva tensão axial – extensão axial da parede reforçada com pregagens transversais e injeção simultaneamente.

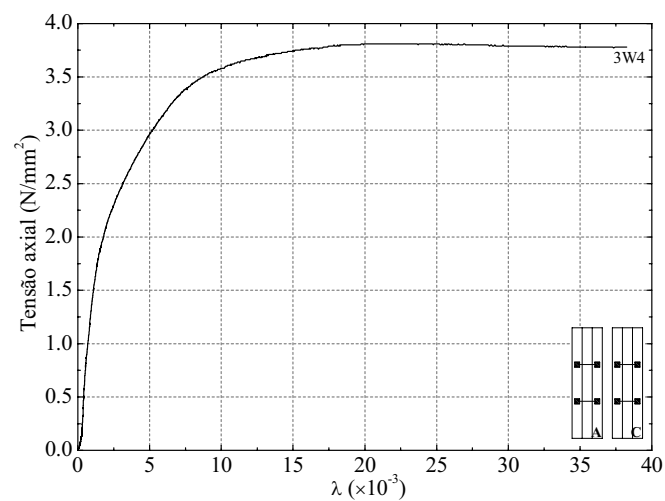


Figura 5.35 – Parede reforçada com pregagens transversais e injeção: evolução do parâmetro λ com o aumento da tensão axial.

Na Figura 5.36 é apresentada a evolução do padrão de fendilhação da parede 2W4 com o decorrer do seu ensaio.

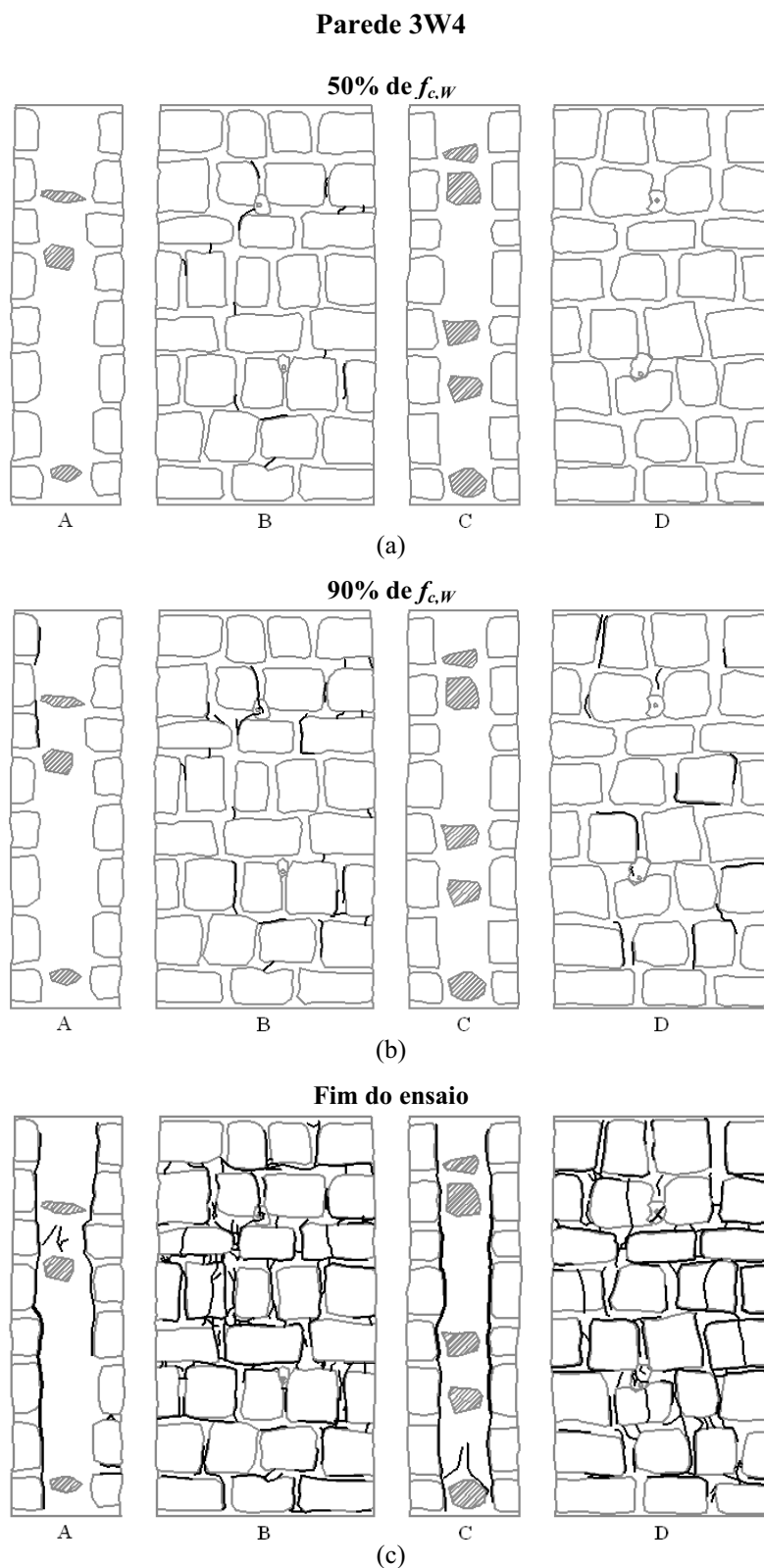


Figura 5.36 – Evolução do padrão de fendilhação da parede 3W4: (a) 50% da resistência à compressão da parede; (b) 90% da resistência à compressão da parede; (c) fim do ensaio.

Até a um nível de tensão de 50% de $f_{c,W}$, a quantidade de fendas que se formaram nos paramentos é muito reduzida e apresentam uma orientação, sobretudo, vertical. Nas

faces transversais, nesta fase, não foram observadas quaisquer fendas, provavelmente devido ao funcionamento conjunto das duas técnicas de reforço. Para o nível de tensão de 90% de $f_{c,w}$ houve uma ligeira progressão das fendas nos paramentos da parede, e nas faces transversais começam a aparecer, de forma tímida, fendas na interface dos panos na parte superior da parede. No final do ensaio é possível observar nos paramentos da parede um padrão de fendilhação bastante difuso, constituído por fendas essencialmente verticais, contornando as pedras ou em algumas situações atravessando-as. Nas faces transversais destacam-se as fendas verticais que seguem a interface entres os panos, indicando à sua separação.

A evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W4 é apresentada na Figura 5.37. Aqui, constata-se que para os níveis de tensão anteriores a 3.5 N/mm^2 o afastamento é reduzido, evidenciando-se apenas para o nível correspondente a 100% de $f_{c,w}$.

Na Figura 5.38 é mostrado o pano interno da parede 3W4 após o desmonte da parede no fim do ensaio. Também aqui, foi possível observar as manchas azuladas/esverdeadas da calda de injeção referidas no Capítulo 3, e a injeção, praticamente, completa do pano. O pormenor da pregagem da Figura 5.38b mostra a ligação entre o varão e a calda que preencheu os vazios do pano interno.

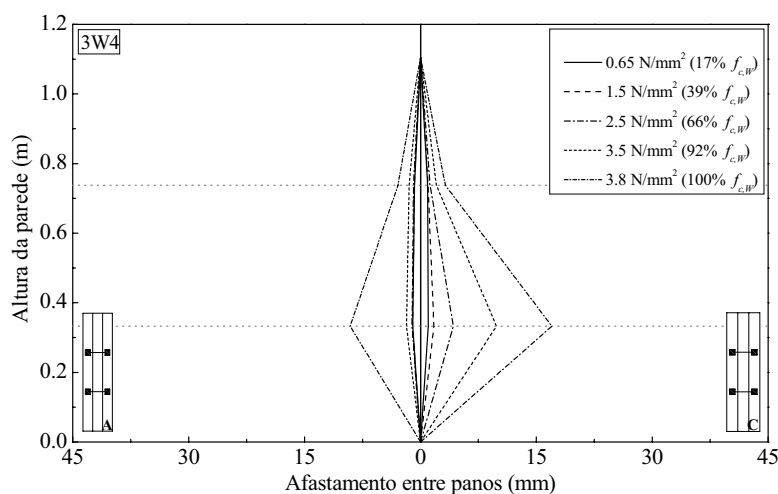


Figura 5.37 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W4.

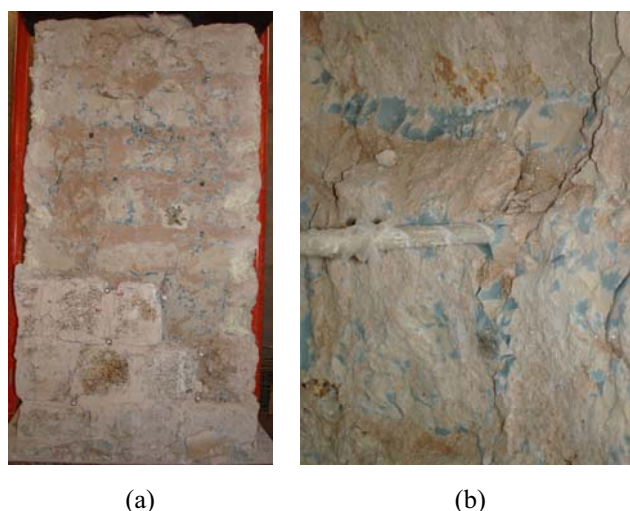


Figura 5.38 – Pano interno da parede 3W4: (a) vista geral; (b) pormenor da ligação da pregagem ao pano interno.

5.7 COMPARAÇÃO COM OUTROS TRABALHOS SEMELHANTES

Ao longo dos últimos anos têm sido realizados ensaios de compressão em paredes de alvenaria de três panos simples ou reforçadas. Pretende-se com esta secção, não só comparar os seus resultados com os decorrentes da campanha experimental aqui apresentada, mas também apresentar uma síntese dos resultados desses trabalhos. Contudo, deverá o leitor estar consciente que a comparação directa de valores de parâmetros poderá não ser correcta, pois os procedimentos e esquemas de ensaio são, geralmente, diferentes de trabalho para trabalho (por não existirem normas de ensaio específicas para alvenaria antiga), em aspectos que obviamente têm influência nos resultados obtidos, para além de as paredes ensaiadas apresentarem características diferentes, existindo em comum apenas o facto de serem paredes de três panos.

O primeiro trabalho ao qual se fará referência foi apresentado por Vintzileou et. al. (1995). Este incidiu no ensaio à compressão uniaxial de paredes de alvenaria de três panos de pedra calcária, da região de Attica, Grécia, e de juntas argamassadas. Estas foram ensaiadas não reforçadas e reforçadas através da injeção de duas caldas à base de cimento Portland. Uma calda de injeção A de 30 N/mm^2 e uma calda de injeção B de 13 N/mm^2 , de resistência à compressão. Grande parte das paredes reforçadas foi ensaiada à compressão uniaxial até que fosse atingida a carga de pico de cada uma delas, provocando-lhe um estado de dano prévio ao reforço. Na Tabela 5.9 é apresentado o resumo dos resultados, relativos às propriedades mecânicas, mais importantes desses ensaios. Sendo $f_{c,w0}$ e $f_{c,ws}$ a resistência a compressão uniaxial da

parede não reforçada e reforçada, respectivamente e E_{c0} e E_{cs} o módulo de elasticidade secante, calculado para uma tensão axial de 1/3 da resistência à compressão, da parede não reforçada e reforçada, respectivamente.

Tal como na campanha experimental apresentada no presente trabalho, também no trabalho desenvolvido por Vintzileou et. al. (1995) se observou um significativo aumento da resistência à compressão das paredes reforçadas em relação às não reforçadas, que em média foi de 119%, apesar de as paredes terem sido danificadas antes do reforço. Também se observou um aumento no módulo de elasticidade de cerca de 24%, o que de facto demonstra a eficiência da injeção no reforço desta tipologia de paredes. No que diz respeito à forma de rotura das paredes não reforçadas, também aqui se observou a grande influência dos efeitos de segunda ordem, bem como o melhoramento introduzido pela injeção, através de um comportamento conjunto dos três panos, como se apenas de um se tratasse.

Tabela 5.9 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Vintzileou et. al. (1995).

Parede	Calda de injeção	$f_{c,w0}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}/f_{c,w0}$	E_{c0} (N/mm ²)	E_{cs} (N/mm ²)	E_{cs}/E_{c0}
1	A	2.1	3.1	1.48	7000	6250	0.89
2	-	1.3	-	-	2706	-	-
3	A	2.4	4.3	1.79	5000	5971	1.19
4	A	1.6	-	-	4442	-	-
5	A	1.7	4.2	2.47	5670	7778	1.37
6	B	1.35	4.05	3	5625	8438	1.50
7	A	-	3.7	-	-	15413	-
8	B	-	3	-	-	3333	-
Média	-	1.74	3.73	2.19	5074	7864	1.24
CV (%)	-	25	15	31	28	52	21

Um outro trabalho experimental, ao qual se fará seguidamente referência, foi apresentado por Valluzzi et al. (2001), sobre o comportamento à compressão uniaxial de paredes de alvenaria de três panos de pedra calcária, extraída da pedreira de Cugnano localizada na parte Nordeste da Itália, e com juntas argamassadas. Estas paredes foram ensaiadas à compressão uniaxial, tanto não reforçadas como reforçadas com injeção, refechamento das juntas ou pregagens transversais, bem como combinações entre as técnicas referidas. Contudo, apenas serão apresentados os resultados referentes às paredes reforçadas unicamente com injeção.

Para a injeção das paredes foram utilizadas duas caldas de injeção à base de cal, uma I1 e uma outra I2 com uma resistência à compressão aos 28 dias de 5.1 N/mm² e

3.2 N/mm², respectivamente. Algumas das paredes reforçadas foram, também, ensaiadas previamente à compressão uniaxial, para lhes introduzir um estado de dano prévio ao reforço.

Na Tabela 5.10 é apresentado um resumo dos resultados obtidos nesses ensaios, onde $E_{c0'}$ e $E_{cs'}$ são os módulos de elasticidade secantes, calculados no intervalo de 30 a 60% da resistência à compressão da parede, para as paredes não reforçada e reforçada, respectivamente.

Também neste trabalho se registou um aumento da resistência à compressão, após a injeção das paredes, de cerca de 31%, tal como foi registado um aumento do módulo de elasticidade de cerca de 59%. Este autor constatou, também, que a injeção permitiu uma melhoria na fragilidade do mecanismo de colapso das paredes.

Tabela 5.10 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Valluzzi et al. (2001).

Parede	Calda de injeção	$f_{c,w0}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}/f_{c,w0}$	$E_{c0'}$ (N/mm ²)	$E_{cs'}$ (N/mm ²)	$E_{cs'}/E_{c0'}$
5I1	I1	1.45	2.49	1.72	2390	2273	0.95
6I1	I1	1.95	2.49	1.28	2029	3093	1.52
13I1	I1	-	2.54	-	-	3992	-
1I2	I2	1.97	2.57	1.30	1450	3449	2.38
8I2	I2	1.91	1.82	0.95	1559	2367	1.52
16I2	I2	-	2.48	-	-	1223	-
Média	-	1.82	2.40	1.31	1857	2733	1.59
CV (%)	-	14	12	24	23	36	37

Por último, Toumbakari (2002) estudou o comportamento à compressão uniaxial de paredes de alvenaria de três panos de pedra calcária e tijolo não reforçadas e reforçadas com injeção. Estes materiais foram recolhidos de edificios antigos demolidos na Bélgica. Também neste trabalho, a maioria das paredes foram ensaiadas até à mobilização total da resistência à compressão antes de se proceder ao seu reforço. Foram utilizadas, no reforço destas paredes, três caldas de injeção diferentes, ver Toumbakari (2002) para uma informação mais detalhada.

Na Tabela 5.11 é apresentado o resumo dos resultados obtidos nesses ensaios. Estes permitiram verificar que, em geral, injeção promoveu um aumento da resistência à compressão, bem como um aumento da rigidez das paredes, comprovado pelo maior módulo de elasticidade das paredes, tanto na alvenaria de tijolo como na alvenaria de pedra. O aumento da resistência à compressão, para as paredes de alvenaria de tijolo, foi em média de 36% (excluindo a parede BC5) e de 48% para as paredes de alvenaria de

pedra (excluindo a parede SC3). Já o aumento do módulo de elasticidade é mais discutível (ver Toumbakari 2002), pois nem todas as paredes apresentaram o mesmo comportamento, no entanto em média é de cerca de 49% (excluindo a parede BC5) e de 44% (excluindo a parede SC3) para as paredes de alvenaria de tijolo e de alvenaria de pedra, respectivamente. Em termos de modo de colapso, Toumbakari (2002) não observou alterações significativas relativamente às paredes não reforçadas.

Um aspecto que todos os trabalhos apresentados têm em comum é o reduzido número de paredes ensaiadas, o que torna a tentativa de generalização dos resultados obtidos discutível. Porém, todos os trabalhos indicam um aumento da resistência à compressão e do módulo de elasticidade das paredes reforçadas com injeção relativamente ao seu estado não injectado. Para além disto, foram registadas melhorias no comportamento conjunto dos panos e na redução da fragilidade da rotura das paredes, apesar de a forma de rotura continuar semelhante à das paredes não reforçadas.

Tabela 5.11 – Resumo dos resultados dos ensaios em paredes de alvenaria de três panos apresentados por Toumbakari (2002).

Parede	Material	Calda de injeção	$f_{c,w0}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}/f_{c,w0}$	E_{c0} (N/mm ²)	E_{cs} (N/mm ²)	E_{cs}/E_{c0}
BC1	tijolo	13b0	-	5.04	-	-	2238.2	-
BC2	tijolo	13b10	2.41	3.15	1.31	729.6	1564.9	2.14
BC3	tijolo	Cb0	2.09	2.91	1.39	1018.3	1404.8	1.38
BC4	tijolo	13b0	2.18	3	1.38	1097.6	1040.4	0.95
BC5(*)	tijolo	13b0	2.28	3.86	1.69	1144.9	1170.2	1.02
Média não incluindo BC5	-	-	2.23	3.02	1.36	948.50	1336.70	1.49
Média incluindo BC5	-	-	2.24	3.23	1.44	997.60	1295.08	1.37
Parede	Material	Calda de injeção	$f_{c,w0}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}$ (N/mm ²)	$f_{c,ws}/f_{c,w0}$	E_{c0} (N/mm ²)	E_{cs} (N/mm ²)	E_{cs}/E_{c0}
SC1	pedra	13b0	2.02	3.25	1.61	720.4	1622.2	2.25
SC2	pedra	Cb0	2.07	3.36	1.62	1138.7	1558.6	1.37
SC3(*)	pedra	13b0	2.65	3.51	1.32	1374.8	1187.8	0.86
SC4	pedra	13b0	2.71	3.29	1.21	1443.3	1014.5	0.70
Média não incluindo SC3	-	-	2.27	3.30	1.48	1100.80	1398.43	1.44
Média incluindo SC3	-	-	2.36	3.35	1.44	1169.30	1345.78	1.30

(*) paredes com panos transversais.

5.8 ESTIMATIVA SIMPLIFICADA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Nesta secção será apresentada uma interpretação analítica dos resultados obtidos nos ensaios das paredes de três panos, baseada em expressões simplificadas. Portanto, os resultados apresentados, apenas deverão ser considerados indicativos para uma estimativa da resistência à compressão deste tipo de paredes, dado a reduzida quantidade de paredes ensaiadas.

A resistência das paredes poderá ser estimada assumindo diferentes hipóteses, através das expressões que serão seguidamente apresentadas. A equação 5.4, por hipótese, admite que apenas o elemento mais rígido das paredes resiste à acção aplicada, isto é, o pano externo. Esta será uma hipótese que provavelmente se aproximará bastante do caso das paredes não reforçadas, uma vez que a reduzida resistência do pano interno permite afirmar que este terá uma contribuição desprezável face à contribuição dos panos externos para a resistência global da parede. Já no caso das paredes reforçadas com injeção, esta equação não será a mais indicada, tendo em consideração o grande aumento da resistência do pano interno introduzido por esta técnica. Assim, surge a equação 5.5, onde ambos os panos externos e interno contribuem de igual forma para a resistência à compressão das paredes.

Porém, nenhuma das equações anteriores considera o estado biaxial dos panos, nem tão pouco os momentos flectores introduzidos nos panos externos devido à excentricidade da carga aplicada e portanto, a respectiva resistência à flexão do pano. Segundo Egermann et al. (1994), estes efeitos podem ser considerados adicionando à equação 5.5 uns factores de correcção, os quais permitem reduzir ou amplificar a contribuição dos panos externos e a do interno na resistência global das paredes, pelo que surge a expressão da equação 5.6 (Egermann et al., 1994; Pina-Henriques, 2005). De notar, que as equações que envolvem simultaneamente a resistência à compressão dos panos externos e interno, admitem que estes atingem a resistência máxima ao mesmo tempo, o que de facto é irrealista, pelo que na rotura, normalmente, a capacidade resistente do pano interno não se encontra totalmente mobilizada (ver Pina-Henriques, 2005).

$$f_{c,W} = \frac{e_{e1} + e_{e2}}{e_{e1} + e_{e2} + e_i} \cdot f_{c,el} \quad (5.4)$$

$$f_{c,W} = \frac{e_{e1} + e_{e2}}{e_{e1} + e_{e2} + e_i} \cdot f_{c,el} + \frac{e_i}{e_{e1} + e_{e2} + e_i} \cdot f_{c,il} \quad (5.5)$$

$$f_{c,W} = \frac{e_{e1} + e_{e2}}{e_{e1} + e_{e2} + e_i} \cdot \theta_e \cdot f_{c,el} + \frac{e_i}{e_{e1} + e_{e2} + e_i} \cdot \theta_i \cdot f_{c,il} \quad (5.6)$$

Nas equações apresentadas anteriormente e_{e1} , e_{e2} , e_i , $f_{c,el}$, $f_{c,il}$, θ_e e θ_i são, respectivamente, a espessura média do pano externo 1, a espessura média do pano externo 2, a espessura média do pano interno, a resistência à compressão do pano externo, a resistência à compressão do pano interno (no caso das paredes reforçadas com injeção deverá ser substituída pela resistência do pano interno injectado, $f_{c,iil}$), o factor de correcção da resistência uniaxial do pano externo (engloba o estado de compressão biaxial e a mobilização da resistência à flexão do pano) e o factor de correcção da resistência à compressão do pano interno (engloba apenas o estado de compressão biaxial a que o pano interno é sujeito).

Na Tabela 5.12 é apresentada a estimativa da resistência à compressão das paredes de três panos segundo as equações previamente apresentadas. Em relação à equação 5.6, foi adoptado um valor de 0.76 e 1.33 para θ_e e θ_i , respectivamente (Egermann et al., 1994). Estas expressões não foram aplicadas às paredes reforçadas com pregagens transversais, por não incluírem qualquer incremento de resistência introduzido pelas pregagens.

Tabela 5.12 – Estimativa da resistência à compressão das paredes de três panos.

Parede	$f_{c,w}$ estimado (N/mm ²)			$f_{c,w}$ experimental (N/mm ²)
	Equação 5.4	Equação 5.5	Equação 5.6	
1W1	5.8	5.9	4.6	2.3
1W2	5.3	5.5	4.2	1.7
2W1	6.1	6.2	4.8	1.4
3W1	5.1	5.2	4.0	2.6
3W2	5.4	7.1	6.4	3.9
3W3	5.1	6.9	6.3	3.3

Todas as expressões consideradas sobrestimam claramente o valor da resistência à compressão das paredes, tanto das não reforçadas como das reforçadas com injeção. Esta situação será devida, fundamentalmente, aos efeitos de segunda ordem associados ao colapso destas paredes, que não são considerados nas expressões. Uma avaliação da influência destes efeitos na resistência requereria uma campanha experimental mais

extensa, o que seria incompatível com o corrente trabalho. Um outro aspecto que, provavelmente, teve influência nos cálculos efectuados, terão sido os próprios provetes do pano externo, isto é, estes ao serem constituídos por apenas três pedras, poderão não ser verdadeiramente representativos do pano externo, dada a heterogeneidade da alvenaria em questão, pelo que, futuramente, a resistência individual dos panos externos deverá ser avaliada em provetes de alvenaria de maior dimensão, preferivelmente com as mesmas dimensões dos panos das paredes ensaiadas.

5.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados em paredes de alvenaria de três panos de pedra (granito), tanto simples como reforçadas com pregagens transversais, injeção e combinação destas duas técnicas. Estes ensaios permitiram avaliar a influência das técnicas de reforço envolvidas no comportamento desta tipologia de paredes sob acções verticais.

Os resultados dos ensaios das paredes não reforçadas permitiram observar duas zonas distintas de degradação de rigidez, associadas à separação, praticamente imediata, dos panos externos. O mecanismo de colapso típico, descrito na bibliografia especializada, foi também observado. Formaram-se nos paramentos de cada uma das paredes fendas horizontais nas juntas intermédias com a mesma orientação, correspondentes ao desenvolvimento de rótulas lineares, que deram origem à rotação dos panos externos para fora do seu plano.

Relativamente às técnicas de reforço, evidenciou-se, claramente, um aumento resistência, comparativamente às paredes não reforçadas. A técnica que conseguiu o maior aumento foi a combinação das pregagens transversais e injeção, em cerca de 90%, seguida da injeção com 80% e por último as pregagens transversais com 55%.

Já em relação aos módulos de elasticidade calculados, o aumento com o reforço não é directamente evidente. De facto, comparando os valores médios destes parâmetros entre paredes reforçadas e não reforçadas, observou-se, em alguns casos, uma redução, o que poderia ser considerado um comportamento anómalo, porém justificável, devido à variabilidade existente entre as séries paredes construídas. Comparando esses resultados das paredes reforçadas com a parede não reforçada de referência de cada série, o aumento destes parâmetros é visível, sobretudo nas paredes com o pano interno

totalmente injectado. Assim, uma vez mais, foi a combinação das pregagens transversais com injeção, a técnica que conseguiu um maior aumento dos módulos de elasticidade E_0 e $E_{[30-60]\%}$, respectivamente 104% e 37%. A injeção conseguiu um aumento de 16% para E_0 e de 1% para $E_{[30-60]\%}$, enquanto que as pregagens transversais apresentaram um aumento de 13% para E_0 e um decréscimo de 6% para $E_{[30-60]\%}$.

Todas as técnicas de reforço aplicadas permitiram um aumento da extensão axial de pico, correspondendo a uma maior resistência à compressão atingida pelas paredes. Quanto à extensão horizontal de pico, apenas foi observada uma redução nas paredes reforçadas com injeção total do pano interno, demonstrando um aumento da resistência à tracção da parede.

As técnicas de reforço aplicadas também alteraram a forma como a degradação de rigidez se processa, passando esta a ser gradual em todas as paredes reforçadas. Todavia, nas paredes reforçadas com pregagens transversais, esta degradação foi mais pronunciada, devido à não contribuição do pano interno para a resposta da parede.

Os efeitos das técnicas de reforço aplicadas, também se notaram na forma de colapso das paredes. A técnica das pregagens transversais permitiu um controlo do afastamento dos panos externos antes e após o pico, sendo visível através da ausência de um conjunto de fendas horizontais importantes no padrão de fendilhação, impedindo a formação, nos paramentos, da rótula intermédia e consequente formação do típico mecanismo de colapso. Isto levou a um colapso das paredes constituído por mecanismos locais, como o destacamento de partes dos panos externos e fissuração de pedras da alvenaria dos panos externos.

De igual forma, a injeção permitiu um controlo do afastamento dos panos externos através do melhoramento da ligação entre estes e o pano interno, mas apenas na fase anterior ao pico. Na fase pós-pico, foram observados indícios da formação do mecanismo de colapso típico das paredes de três panos, mas apenas próximo do fim do ensaio. Todavia o colapso dessas paredes deveu-se, também, a mecanismos de colapso localizados.

A combinação das duas técnicas referidas, permitiu combinar os benefícios de ambas, isto é, uma degradação de rigidez menos pronunciada e o controlo do afastamento dos panos, tanto antes como após a carga de pico.

De uma forma geral, os resultados observados nesta campanha experimental são concordantes com os resultados obtidos noutros trabalhos semelhantes.

As expressões simplificadas apresentadas para estimar a resistência à compressão das paredes testadas sobrestimam-na e, portanto, devem ser utilizadas cuidadosamente quando se trata deste tipo de alvenaria.

Finalmente, é importante referir que a variabilidade é um aspecto chave quando se lida com construções antigas, bem como materiais naturais e manufacturados. Pelo que as conclusões aqui apresentadas deverão ser confirmadas com uma campanha mais extensa, onde seja ensaiada uma maior quantidade de provetes.

CAPÍTULO 6

ENSAIOS DE FLUÊNCIA EM ALVENARIA DE TIJOLO CERÂMICO E ALVENARIA DE ADOBE

6.1 INTRODUÇÃO

Os efeitos diferidos no contexto das construções históricas, mais propriamente no contexto das construções em alvenaria antiga, são fenómenos que têm sido pouco ou nada estudados, sendo, geralmente, aspectos ignorados e desprezados no diagnóstico de problemas estruturais de tais construções. Isto ocorre essencialmente devido à falta de conhecimento do fenómeno e pela aparente invisibilidade com que se manifesta. Porém, colapsos de estruturas antigas, de elevado valor patrimonial e histórico, ocorridos recentemente, nomeadamente o colapso da Torre Cívica de Pavia em Itália em 1989 (Valluzzi et al, 2005; Ferretti et al, 2006a; Ignoul et al, 2006), o colapso da torre sineira de St. Madalena em Goch na Alemanha em 1993 (Pina-Henriques, 2005) e o colapso da nave central e parte da cúpula da catedral de Noto em Itália em 1996 (Binda et al, 2001), pelas suas consequências dramáticas, despertaram a atenção da comunidade científica para este problema.

De facto, um dos aspectos que despertou a maior atenção e preocupação foi a circunstância dos colapsos, que foram repentinos e sem que estas construções aparentemente apresentassem sinais de ruína eminente, tornando urgente o seu estudo por se desconhecerem as causas de tais incidentes. Assim, após o colapso da torre Cívica de Pavia, foi iniciada, pelo Politécnico de Milão, uma extensa campanha experimental, que incluiu ensaios mecânicos e físico/químicos, realizados em blocos de alvenaria recolhidos das ruínas dessas construções. Estes ensaios permitiram identificar o dano provocado pelos efeitos diferidos como principal causa do colapso, principalmente pela fluência, devido às grandes cargas verticais aplicadas nas paredes da torre (Pina-Henriques, 2005), decorrentes das diversas fases construtivas que foram ao longo dos séculos elevando a sua altura e, conseqüente, a carga a nível das fundações. Para além disto, este dano foi, ao longo de todo o seu período de vida, sendo

agravado pelas diversas acções que foram actuando na torre, como os vários sismos sofridos, acção do vento e vibrações provocadas pelo tocar dos sinos.

A fluência é um comportamento evidenciado por todos os materiais, consistindo na sua deformação diferida quando sujeitos a cargas de compressão ou tracção constantes, podendo ser várias vezes superior à deformação elástica desses materiais (Van Zijl, 2000). Em materiais cimentícios, este é um fenómeno que depende de factores externos como o nível de tensão instalado e das condições de humidade e temperatura, e de factores internos como a micro-estrutura porosa que influencia os movimentos de humidade no interior do material.

O fenómeno de fluência desenvolve-se em três fases. Na primeira fase, os materiais apresentam uma taxa de fluência (velocidade de deformação diferida) decrescente, seguindo-se uma segunda fase em que a taxa de fluência é constante, e finalmente uma terceira fase em que a taxa de fluência é rapidamente crescente, levando à rotura do material. A duração e o desenvolvimento de cada uma das fases dependem do nível de tensão instalado, sobretudo a última fase que apenas se desenvolverá para níveis de tensão bastante elevados. A segunda e terceira fases da fluência caracterizam-se pela formação de uma micro-fendilhação bastante difusa, que origina posteriormente macro-fendas. A formação de micro-fendas é contínua ao longo destas fases e portanto, originam dano nos elementos resistentes que conseqüentemente reduz a sua resistência.

No caso da alvenaria, considera-se que a fluência possa ter relevância para elementos sujeitos a um estado de compressão a partir de 40% a 50% da tensão resistente à compressão (Pina-Henriques, 2005; Ferretti et al, 2006). Para níveis de tensão inferiores, normalmente, apenas surge a primeira fase da fluência.

As deformações diferidas dos materiais cimentícios também dependem da humidade do ambiente e da humidade contida no material. De facto, os materiais cimentícios após a sua elaboração e sem um nível de tensão instalado tendem a perder água para o ambiente exterior, originando uma diminuição de volume ao que normalmente se designa de retracção por secagem. Por sua vez, os mecanismos de retracção estão interligados com os da fluência, pelo que esta também depende da humidade e da sua redistribuição no interior dos materiais cimentícios, quando estes materiais são sujeitos a um nível de tensão constante (Van Zijl, 2000). Por exemplo, um provete isolado do ambiente exterior e que se apresenta em equilíbrio higrotérmico não apresenta retracção (retracção por secagem), pois não perde humidade para o exterior. Contudo, sob a acção de uma carga constante apresenta fluência, devido à redistribuição

forçada da humidade através da micro-estrutura porosa dos materiais cimentícios, provocando uma reestruturação da ligação entre partículas (Van Zijl, 2000). Esta deformação diferida sem retracção num ambiente com temperatura e humidade constante, e na ausência de fendilhação (níveis baixos da tensão de compressão), designa-se de fluência básica (Bazant, 1988 e Neville, 1991).

Caso este provete não seja isolado do ambiente exterior, durante a aplicação da carga constante, leva a que seja observado um incremento de deformação (para além da deformação por retracção de secagem) designado de efeito de *Pickett* ou fluência de secagem (Pickett, 1942).

O problema da fluência em betão, para níveis de tensão baixos (40 a 50% da resistência à compressão instantânea) e portanto, no seu intervalo de comportamento linear, tem sido bastante debatido e estudado. Contudo, para níveis de tensão elevados este fenómeno não tem sido praticamente debatido nem estudado, muito menos na alvenaria, uma vez que o dimensionamento de estruturas sempre se baseou no seu comportamento linear (Pina-Henriques, 2005), bem como a previsão das deformações por fluência, que se baseou na proporcionalidade entre a deformação por fluência e a tensão (fluência linear), permitindo a aplicação de princípios como o da superposição (Boltzmann, 1876). As estruturas de alvenaria antigas com problemas de fluência encontram-se normalmente sujeitas a níveis de tensão elevados, no limite da segurança, pelo que as deformações por fluência serão não lineares, existindo assim uma falta de conhecimento necessário para a análise destas estruturas.

Os edifícios antigos cujo colapso foi atribuído a problemas de fluência, referidos anteriormente, eram construídos, essencialmente, em alvenaria de tijolo cerâmico. Contudo, o problema da fluência também poderá atingir outros tipos de alvenarias, como por exemplo a alvenaria de adobe. Por exemplo, na região de Aveiro muitas das construções antigas de adobe são edifícios rurais e de pequeno porte, para os quais não existe grande risco associado ao estado de tensão vertical (rotura por compressão), não sendo os efeitos diferidos nas paredes de alvenaria relevantes para o respectivo estado de compressão, pois estes edifícios são constituídos geralmente por um único piso não estando sujeitos a grandes tensões de compressão (Oliveira et al., 2007). No entanto, no meio urbano da região existem muitos edifícios em alvenaria de adobe de maior porte, com um importante valor histórico, arquitectónico e patrimonial associados, e que interessa estudar para garantir a sua preservação, como são exemplo alguns edifícios de estilo Art Nouveau, igrejas, instalações industriais, entre outros (ver Figura 6.1).

Nestes casos, o valor médio da tensão vertical de compressão instalada poderá atingir valores significativos (0.3 a 0.5 N/mm², cerca de 40% a 60% do valor da resistência média à compressão da alvenaria), sobretudo ao nível dos pisos térreos e das fundações, que em alguns casos também são de alvenaria de adobe, podendo assim ocorrer dano devido aos fenómenos de fluência.

Tipicamente, no caso de alvenaria moderna são realizados ensaios de fluência normalizados, que podem ter a duração de um ano, aplicando-se diferentes níveis de tensão de compressão constantes em diferentes provetes, e seguidamente registando-se a deformação em determinados instantes temporais (por exemplo, a recomendação LUMB4 da RILEM 1994). Este procedimento permite obter uma família de curvas de fluência da alvenaria, correspondendo cada provete a uma curva. Contudo, para alvenaria antiga sujeita a elevados níveis de tensão, este procedimento é incómodo, devido à longa duração dos ensaios, à grande dificuldade em obter-se provetes de alvenaria antiga e à grande variabilidade tradicionalmente encontrada.

Quando se ensaia provetes de alvenaria antiga até à ruptura, pretende-se retirar o máximo de informação possível de um único provete, devido à sua raridade. Este princípio também é aplicável aos ensaios de fluência, pelo que em alguns trabalhos experimentais tem-se recorrido a ensaios onde são aplicados vários níveis de tensão com uma determinada duração (Pina-Henriques, 2005).

Por outro lado, a longa duração dos ensaios de fluência e custo associado, tem levado à realização de ensaios de fluência com períodos de duração claramente inferiores, podendo a sua duração total ser de apenas alguns dias, denominados ensaios de fluência acelerados (“*short-term creep tests*”). Este tipo de ensaio permite uma grande economia de tempo, contudo não conseguem substituir os ensaios de fluência a longo prazo (“*long-term creep tests*”) na caracterização completa do comportamento visco-elástico da alvenaria antiga.

Assim, com o corrente Capítulo pretende-se contribuir para a caracterização do comportamento diferido de estruturas de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria adobe sob tensões de compressão elevadas. Serão apresentados e discutidos os resultados de uma campanha experimental que incluiu a realização de ensaios de compressão uniaxial, de fluência acelerada ou pseudo-fluência e de fluência a longo prazo em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico e de provetes de alvenaria de adobe.



Figura 6.1 – Alguns exemplos de construções de adobe no distrito de Aveiro.

6.2 PROVETES

A obtenção de provetes de alvenaria de paredes de edifícios antigos para ensaios mecânicos de carácter destrutivo é uma tarefa que se revela quase impossível, e raros são os casos em que trabalhos experimentais tenham conseguido realizar ensaios em provetes efectivamente antigos. Para contornar este problema, é usual a construção de provetes novos, utilizando materiais tradicionais, ou utilizando materiais recuperados de estruturas antigas. Contudo, a maturação da argamassa é uma questão essencial, que tem influência no comportamento visco-elástico da alvenaria (Pina-Henriques, 2005), pois uma argamassa com alguns dias de idade terá um comportamento diferente de uma outra com centenas de anos, influenciada pelos processos físicos e químicos que ocorrem de forma lenta ao longo do tempo, como a hidratação do ligante e a carbonatação, que alteram a sua micro-estrutura.

Assim, para a presente campanha experimental foram construídos provetes novos de alvenaria de tijolo cerâmico, com tijolos fabricados segundo processos tradicionais e com uma argamassa com composição representativa das argamassas antigas (ver Capítulo 4). No caso dos ensaios realizados em provetes de alvenaria de adobe, estes foram construídos com adobes recolhidos de uma habitação demolida da região de

Aveiro e com uma argamassa, também, representativa das argamassas antigas, tipicamente utilizadas nesta tipologia construtiva da região (ver Capítulo 4).

Os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico foram construídos em forma de prismas com dimensões médias de $200 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$. As dimensões dos provetes foram limitadas, essencialmente, pelas dimensões dos bastidores disponíveis para a realização dos ensaios de fluência, tendo sido necessário proceder ao corte dos tijolos, de forma a apresentarem dimensões que permitissem a construção dos prismas com as dimensões desejadas. Os prismas eram constituídos por seis fiadas de dois tijolos, por sete juntas horizontais de argamassa e por uma junta vertical em cada uma das faces, que apenas surgia em fiadas alternadas (ver Figura 6.2a). A espessura das juntas era variável, devido à irregularidade geométrica dos tijolos, variando entre 10 e 15 mm.

Os provetes de alvenaria de adobe foram, também construídos com a forma de prismas e com dimensões médias de $200 \times 200 \times 400 \text{ mm}^3$. Também neste caso, os adobes tiveram de ser cortados para se ajustarem às dimensões desejadas para os prismas. Os prismas foram construídos com três fiadas constituídas por um único adobe, e por quatro juntas horizontais de argamassa (ver Figura 6.2b). A espessura das juntas, também variável, variava entre 15 a 20 mm.

De forma a minimizar a influência da maturação da argamassa nos resultados dos ensaios de fluência realizados nos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, os provetes foram sujeitos a condições de cura aceleradas. Ao fim de serem construídos foram colocados no interior de uma câmara climática regulada para mater um ambiente com uma temperatura de 25°C e uma humidade relativa de 100%. Estas condições foram mantidas nos provetes durante um mês, ao final do qual as condições no interior da câmara climática foram reguladas para uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa de 57.5%.

Em relação aos prismas de alvenaria de adobe, não foi possível submetê-los às mesmas condições de cura acelerada a que os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico foram submetidos, uma vez que estes foram construídos uns meses após a construção dos segundos, a sua colocação no interior da câmara climática poderia perturbar a cura dos restantes provetes. Então, após a construção dos prismas de alvenaria de adobe foi colocado um pano húmido sobre estes, de forma a minimizar a possível fendilhação por retracção de secagem. Estes panos eram mantidos constantemente húmidos e foram retirados ao fim de três semanas, permanecendo os provetes sob as condições de temperatura e agora de humidade do laboratório. Ao fim de seis semanas após a

construção, os prismas foram colocados no interior da mesma câmara climática onde estavam os provetes de alvenaria de tijolo, com as condições ambiente programadas para uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa de 57.5%. Os provetes permaneceram no interior da câmara climática até a data do respectivo ensaio, no caso dos ensaios de compressão uniaxial, e permaneceram no interior da câmara mesmo durante os respectivos ensaios, no caso dos ensaios de fluência.

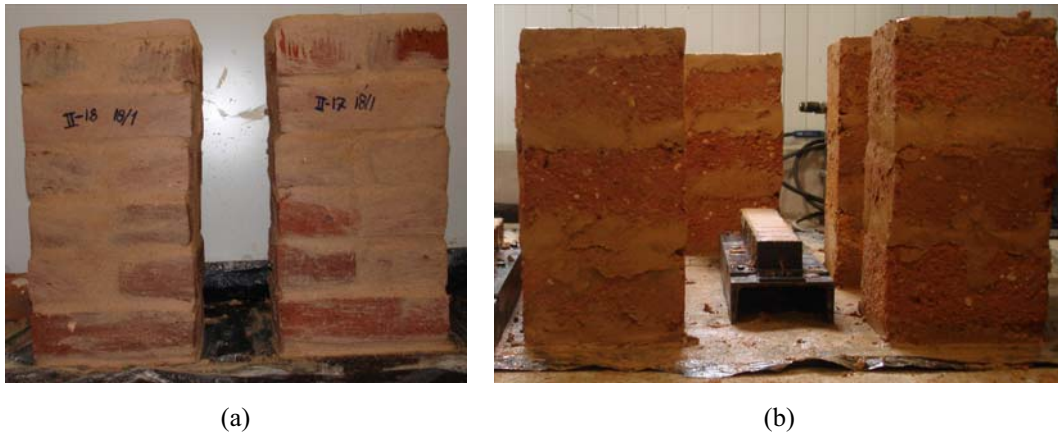


Figura 6.2 – Provetes de alvenaria ensaiados na campanha experimental dos ensaios de fluência: (a) provetes de alvenaria de tijolo; (b) provetes de alvenaria de adobe.

6.3 ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

6.3.1 Esquema e procedimento de ensaio

Os ensaios de compressão uniaxial realizados, para além de pretenderem caracterizar mecanicamente a alvenaria de tijolo cerâmico e a alvenaria de adobe, tiveram como objectivo estimar a resistência à compressão a longo prazo da respectiva alvenaria. Esta foi tida como sendo igual ao valor da resistência instantânea, obtida dos ensaios de compressão uniaxial, à semelhança do adoptado por outros autores, como por exemplo, Pina-Henriques (2005). A estimativa do valor da resistência a longo prazo é um dado essencial para a realização dos ensaios de fluência, pois permite a definição dos níveis de tensão a serem aplicados durante os respectivos ensaios.

Os ensaios de compressão uniaxial, tanto dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico como os de alvenaria de adobe, foram realizados no mesmo bastidor utilizado para os ensaios de compressão uniaxial dos provetes de granito (ver secção 3.2.2). Ambos os tipos de provetes foram ensaiados em controlo de deslocamento axial,

aplicado monotonicamente e com velocidade constante. A velocidade de ensaio dos provetes de alvenaria de tijolo foi de $6 \mu\text{m/s}$, enquanto que a dos provetes de alvenaria de adobe foi de $3 \mu\text{m/s}$.

Em ambos os tipos de ensaio, o prato superior era rotulado, enquanto que o inferior não permitia qualquer tipo de movimento. Não foi utilizado qualquer tipo de material deslizante (do tipo folhas de teflon com óleo mineral) entre os provetes e os pratos do bastidor. Antes de se proceder ao ensaio dos prismas, as faces de contacto tiveram que ser regularizadas com a adição de uma argamassa auto-nivelante.

A medição dos deslocamentos, em ambos os tipos de provetes, foi realizada com dois esquemas de transdutores: um interno e outro externo. Em ambos os tipos de provetes, o esquema de medição externo foi constituído por três LVDTs, que mediam o deslocamento axial do prato circular de topo, dispostos segundo o esquema da Figura 6.3a, e por um outro LVDT de controlo dos ensaios, que procedia à medição do deslocamento axial do actuador. Este esquema de medição teve como objectivo obter apenas as curvas de tensão - extensão dos provetes.

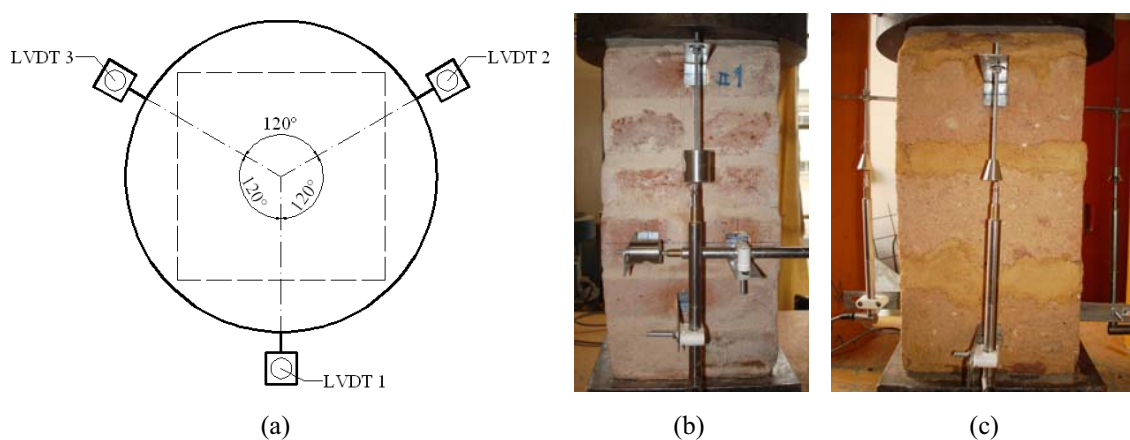


Figura 6.3 – Esquemas de medição dos deslocamentos dos ensaios de compressão uniaxial: (a) esquema de medição externo; (b) esquema de medição interno dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (c) esquema de medição interno dos provetes de alvenaria de adobe.

Nos ensaios dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, o esquema de medição de deslocamentos interno era constituído por quatro transdutores HBM, que mediam os deslocamentos directamente nos prismas, ver Figura 6.3b. Apenas duas faces opostas foram instrumentadas por provete. Em cada uma era medido o deslocamento axial dos prismas, incluindo a deformação de quatro juntas horizontais, e era medido o deslocamento horizontal, que incluía a deformação de uma única junta vertical. Já nos

ensaio do provete de alvenaria de adobe, foram também utilizados quatro transdutores HBM, mas desta vez, a medirem os deslocamentos axiais das quatro faces de cada prisma, uma vez que a medição dos deslocamentos horizontais não seria representativa, devido à ausência de juntas verticais. O objectivo do esquema de medição interno foi obter os parâmetros elásticos dos provetes de alvenaria.

Os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico foram ensaiados com as idades de 28, 90 e 180 dias, enquanto que os provetes de alvenaria de adobe, apenas foram ensaiados com uma idade de 100 dias.

6.3.2 Resultados

Na Tabela 6.1, Tabela 6.2 e Tabela 6.3 são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de compressão uniaxial monotónicos realizados nos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico (MCTP) com uma idade de 28, 90 e 180 dias, respectivamente.

Tabela 6.1 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 28 dias de idade.

Proвете	$f_{c,bp}$ (N/mm ²)	$E_{[20-40]\%}$ (N/mm ²)	$\epsilon_{a,p}$ (mm/m)
MCTP1	5.2	947	11.7
MCTP2	5.0	1480	8.8
MCTP3	5.8	1186	10.4
MCTP4	6.3	828	10.7
Média	5.6	1110	10.4
CV(%)	11	26	12

Em termos comparativos, os valores médios da resistência à compressão dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico ($f_{c,bp}$) obtidos para cada idade são bastante próximos, indicando que o aumento da resistência com a idade foi reduzido, pelo que o ganho de resistência durante os ensaios de fluência deverá ser muito reduzido. Contudo, muito provavelmente, os valores obtidos terão sido dissimulados pela elevada variabilidade existente entre os provetes, logo esta observação apenas poderá ser confirmada com um número maior de ensaios.

Relativamente ao valor médio do módulo de elasticidade calculado em cada prisma no intervalo de [20%-40%] da respectiva resistência à compressão ($E_{[20-40]\%}$), apresenta-se com uma variabilidade elevada, o que de facto poderá ter influenciado o valor médio obtido para os 28 dias de idade, que é bastante superior ao obtido para as restantes

idades, quando seria de esperar que este fosse igual ou ligeiramente inferior. Os valores médios da extensão axial de pico ($\varepsilon_{a,p}$) também se apresentam bastante próximos, entre as várias idades ensaiadas.

Tabela 6.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 90 dias de idade.

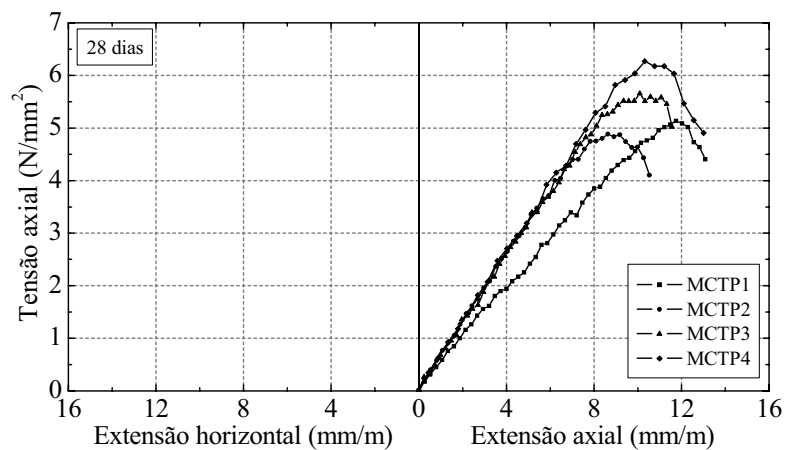
Provete	$f_{c,bp}$ (N/mm ²)	$E_{[20-40]\%}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)
MCTP5	5.7	684	12.6
MCTP6	5.7	564	12.0
MCTP7	4.4	561	10.3
MCTP8	6.0	697	10.9
MCTP9	4.8	757	10.7
Média	5.3	653	11.3
CV(%)	12	13	9

Tabela 6.3 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 180 dias de idade.

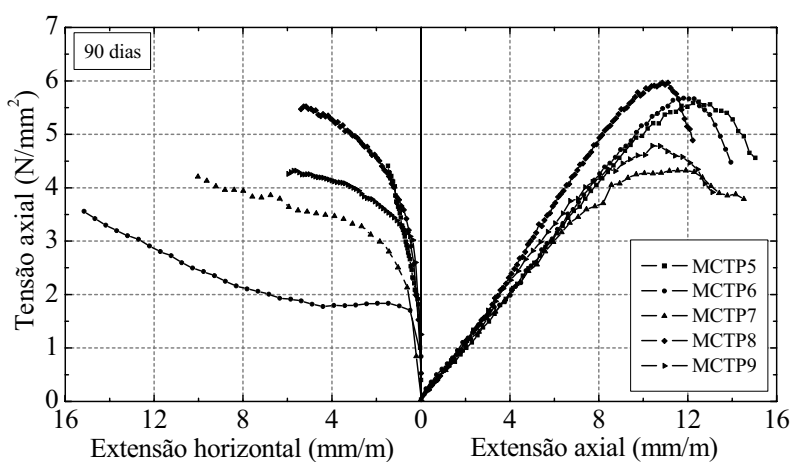
Provete	$f_{c,bp}$ (N/mm ²)	$E_{[20-40]\%}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)
MCTP10	5.4	558	12.5
MCTP11	6.2	704	11.1
MCTP12	5.8	590	12.0
MCTP13	5.7	524	12.2
MCTP14	5.4	554	5.4
Média	5.7	586	10.6
CV(%)	6	12	28

Na Figura 6.4 são apresentadas as curvas tensão axial – extensão axial e horizontal dos ensaios de compressão uniaxial realizados nos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, para as diferentes idades ensaiadas.

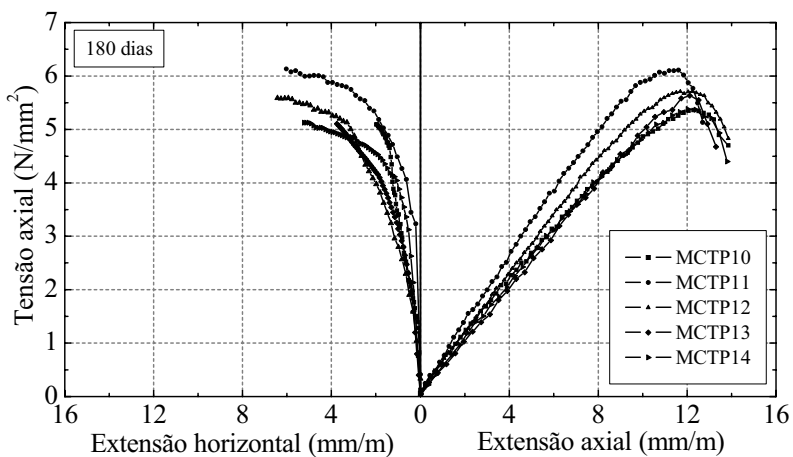
Por motivos técnicos, não foi possível obter as curvas de tensão axial – extensão horizontal dos prismas ensaiados aos 28 dias. Para as restantes idades não foi possível apresentar estas curvas até a resistência de cada provete ser atingida, devido à fendilhação que afectava as medições efectuadas pelos transdutores horizontais, fixos directamente nos provetes. As curvas mostram o comportamento frágil deste tipo de alvenaria.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.4 – Curvas tensão axial – extensão dos prismas de alvenaria de tijolo cerâmico, obtidas dos ensaios de compressão uniaxial: (a) 28 dias; (b) 90 dias; (c) 180 dias.

O resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial, realizados nos provetes de alvenaria de adobe (MCAP), é apresentado na Tabela 6.4, que inclui a resistência à compressão ($f_{c,ap}$) o módulo de elasticidade ($E_{[40-60]\%}$), calculado entre 40 e 60% da resistência à compressão de cada provete, e a extensão axial no pico ($\varepsilon_{a,p}$). Neste tipo de material verifica-se que a resistência à compressão é significativamente baixa e é afectada por alguma variabilidade, provavelmente associada aos adobes. O módulo de elasticidade, bastante baixo, é também afectado pela variabilidade, que também foi registada nos ensaios de compressão do adobe (ver secção 4.5.3), nos parâmetros de deformabilidade.

Tabela 6.4 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão uniaxial em prismas de alvenaria de adobe com 100 dias de idade.

Provete	$f_{c,ap}$ (N/mm ²)	$E_{[40-60]\%}$ (N/mm ²)	$\varepsilon_{a,p}$ (mm/m)
MCAP1	1.1	295	5.2
MCAP2	1.0	968	2.2
MCAP3	1.3	566	4.7
MCAP4	1.4	373	5.3
Média	1.2	550	4.4
CV(%)	14	55	34

Na Figura 6.5 são apresentadas as curvas tensão axial – extensão axial obtidas dos ensaios de compressão realizados nos provetes de alvenaria de adobe. Nestas curvas é claramente visível a dispersão existente, em termos de parâmetros de deformabilidade. O comportamento pós-pico não é tão frágil como o da alvenaria de tijolo e é, normalmente, acompanhado por grandes deformações.

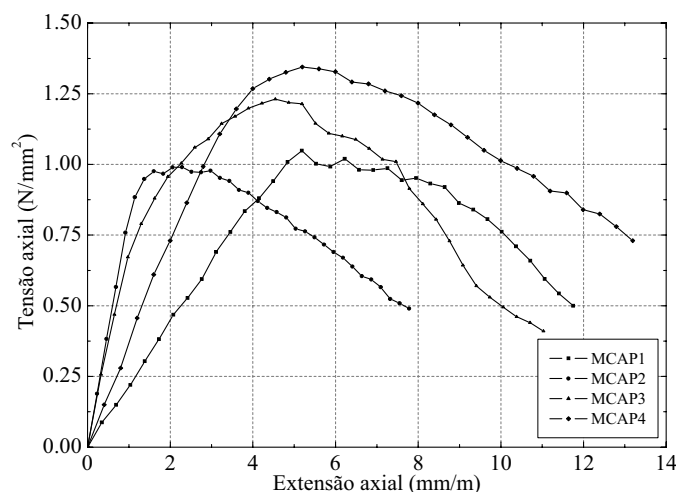


Figura 6.5 – Curvas tensão axial – extensão axial dos prismas de alvenaria de adobe.

O padrão de fendilhação típico de um provete de alvenaria de tijolo, resultante dos ensaios de compressão uniaxial, é apresentado na Figura 6.6a. O padrão de fendilhação é constituído, essencialmente, por fendas verticais que atravessam toda a face, e apresentam-se com uma abertura considerável. No caso dos provetes de alvenaria de adobe, na Figura 6.6b é apresentado o padrão de fendilhação típico destes ensaios. O padrão é, também, caracterizado pelo aparecimento de fendas verticais de grande abertura.

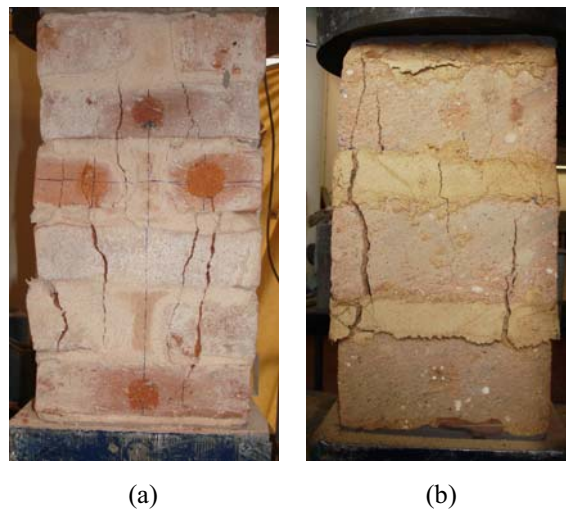


Figura 6.6 – Padrão de fendilhação típico dos ensaios de compressão uniaxial monotônicos: (a) provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) provetes de alvenaria de adobe.

6.4 ENSAIOS DE FLUÊNCIA ACELERADA

6.4.1 Esquema e procedimento de ensaio

Os ensaios de fluência, tanto dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico como de adobe, foram realizados em bastidores semelhantes aos da Figura 6.7a. Neste equipamento, o carregamento dos provetes é aplicado através do êmbolo localizado na parte inferior do bastidor, instrumentado com um medidor de pressão, com recurso a um macaco hidráulico. De forma a estabilizar e manter um nível constante de tensão por longos períodos, estes bastidores incluem um reservatório de ar comprimido. Para além disto, o prato superior é rotulado, enquanto que o inferior restringe todos os movimentos.

Foram ensaiados dois provetes por bastidor, colocados um sobre o outro e separados por uma chapa rígida de aço (ver Figura 6.7b). Após o colapso de um dos provetes o esquema de ensaio era desmontado e o ensaio continuava no outro provete.

A medição dos deslocamentos experimentados pelos provetes foi realizada com recurso a um extensómetro amovível (ver Figura 6.7c). Para este efeito foram fixados pequenas marcas nos provetes, que, basicamente, consistiam em pequenos parafusos sextavados com cabeça furada e ajustada aos pinos do extensómetro amovível. As marcas foram fixas directamente nos tijolos ou adobes, realizando-se um pequeno furo, que após ser limpo era colocada “massa de pedra” neste e depois a marca, que, a após a massa endurecer, ficava perfeitamente solidária com os provetes. As marcas também poderiam ter sido colocadas, simplesmente colando-as às faces dos provetes. Porém, devido à fendilhação dos provetes para níveis de tensão elevados, muito provavelmente estas marcas soltar-se-iam, inviabilizando a respectiva leitura. Foram medidos o deslocamento axial e horizontal de todas as faces dos provetes.

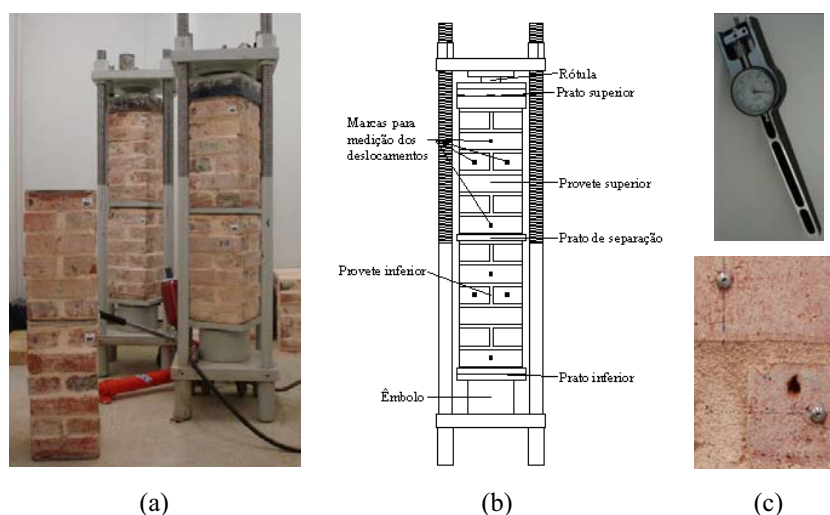


Figura 6.7 – Ensaio de fluência: (a) bastidores dos ensaios; (b) esquema de ensaio; (c) extensómetro amovível e marcas para medição dos deslocamentos.

Os provetes foram submetidos a vários níveis de tensão de compressão, mantidos constantes durante um determinado período de tempo. Na Figura 6.8a é apresentada a história de carregamento dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. A duração de cada nível de tensão foi de um dia, com a excepção dos dois primeiros níveis, onde o primeiro teve a duração de seis horas e o segundo de dezoito horas. Como já referido, a definição dos níveis de tensão teve por base o valor da resistência estimada através dos

ensaios de compressão monotônicos da respectiva idade. Assim, todos os níveis, com a exceção dos dois primeiros, tiveram como incremento 10% (0.53 N/mm^2) da resistência estimada, sendo os primeiros dois de 20% (1.06 N/mm^2). Cada incremento foi aplicado em três fases, correspondendo cada uma à aplicação de um terço do seu valor, procedendo-se à medição dos deslocamentos entre cada uma. Este processo visou tornar a aplicação dos níveis de tensão o mais estática possível.

A história de carregamento aplicada aos prismas de alvenaria de adobe, durante os ensaios de fluência acelerada, é apresentada na Figura 6.8b. Todos os níveis de tensão aplicados tiveram a duração de um dia. Os incrementos aplicados foram também de 10% (0.12 N/mm^2) do valor da resistência estimada, com exceção do primeiro e do segundo, que foram de 40% (0.48 N/mm^2) e 20% (0.24 N/mm^2), respectivamente.

No caso de os provetes apresentarem uma resistência à compressão a longo prazo superior à estimada, o ensaio era prolongado com novos níveis de tensão correspondentes a incrementos de tensão de 10% da resistência estimada e com a duração de um dia, para ambos os tipos de alvenaria.

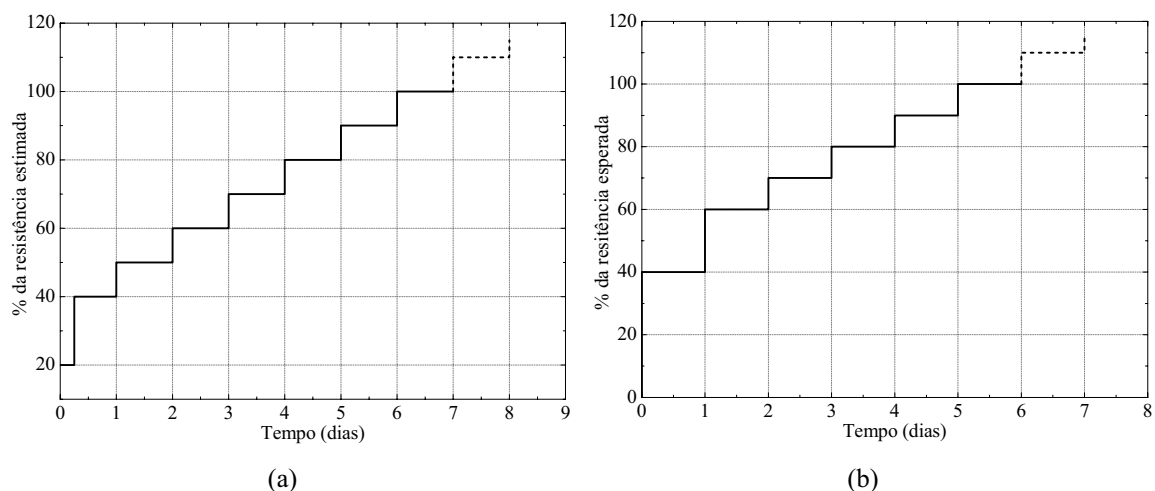


Figura 6.8 – História de carregamento dos ensaios de fluência acelerada: (a) provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) provetes de alvenaria de adobe.

Os ensaios foram realizados no interior de uma câmara climática, sob condições ambiente controladas e constantes, isto é, para uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa de 57.5%.

6.4.2 Resultados

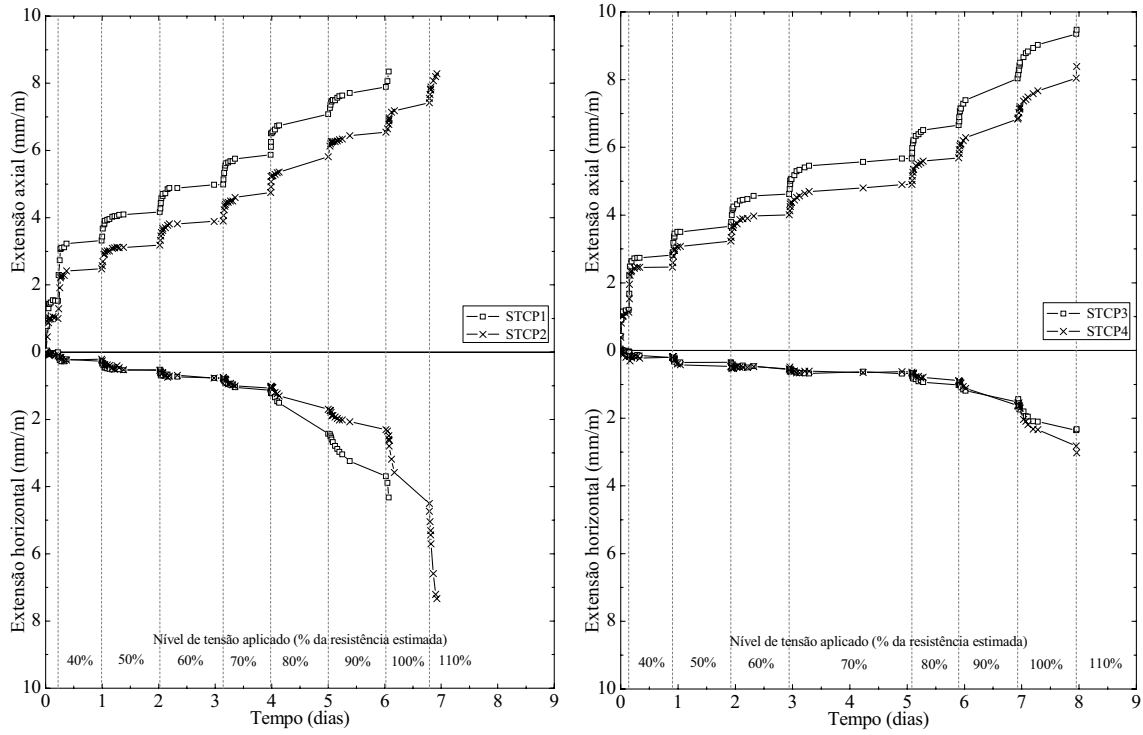
Os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico foram ensaiados à fluência acelerada apenas com uma idade de 90 dias, tendo sido ensaiados um total de seis provetes. Na Tabela 6.5 é apresentado o resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo (STCP). São apresentados, para cada um dos provetes, a tensão de pico ($f'_{c,bp}$), o módulo de elasticidade calculado no segundo incremento de tensão ($E_{[20-40]\%}$), correspondente ao intervalo de 20% a 40% da resistência à compressão estimada, e o tempo necessário para o colapso dos provetes (T), correspondente à duração do ensaio de fluência acelerada.

Tabela 6.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada em prismas de alvenaria de tijolo cerâmico com 90 dias de idade.

Provete	$f'_{c,bp}$ (N/mm ²)	$E_{[20-40]\%}$ (N/mm ²)	T (dias)
STCP1	5.4	717	6.1
STCP2	6.0	857	6.9
STCP3	6.0	846	8.2
STCP4	5.7	1007	8.0
STCP5	5.4	749	6.3
STCP6	5.8	734	7.2
Média	5.7	818	7.1
CV (%)	5	13	12

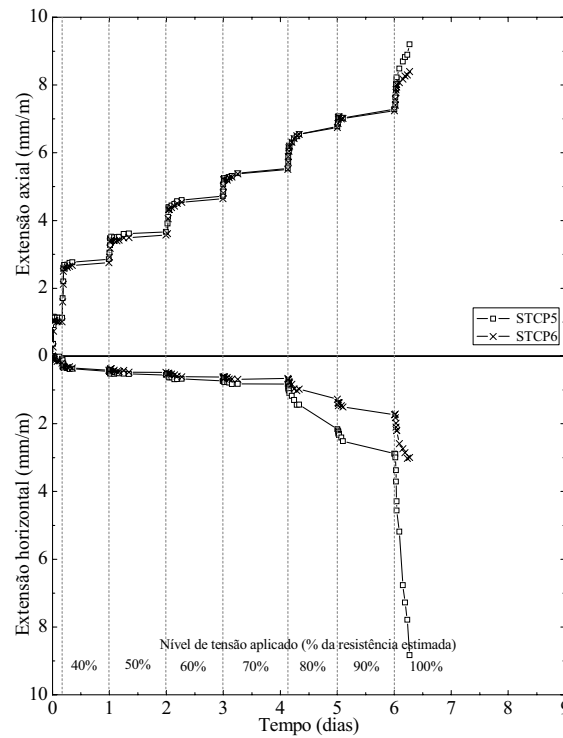
Em termos do valor médio da resistência à compressão obtido dos ensaios de fluência acelerada, comparativamente ao obtido nos ensaios de compressão monotónicos, verificou-se que o primeiro é ligeiramente superior (cerca de 8%), quando seria de esperar o contrário, devido ao dano introduzido pela fluência nos níveis de tensão mais elevados. Provavelmente este parâmetro é afectado pela variabilidade da alvenaria e pelo facto de quantidade de provetes ensaiados ser reduzida. Da mesma forma, o valor médio módulo de elasticidade apresenta-se superior (em cerca de 40%) ao obtido nos ensaios de compressão monotónicos, estando, provavelmente, esta diferença associada, uma vez mais, à variabilidade do material e a diferença entre o esquema, equipamento de ensaio utilizado e procedimento dos dois tipos de ensaio.

Na Figura 6.9 são apresentadas as curvas extensão – tempo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. Os valores das extensões apresentadas resultaram da média das extensões medidas nas quatro faces de cada prisma.



(a)

(b)



(c)

Figura 6.9 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) provetes STCP1 e STCP2; (b) provetes STCP3 e STCP4; (c) provetes STCP5 e STCP6.

Contudo, as deformações de em cada face podem ser bastante diferentes, como se pode ver na Figura 6.10. Este comportamento é típico de materiais quasi-frágeis, sendo a diferença amplificada pelo facto de o prato superior do bastidor permitir movimentos de rotação (Pina-Henriques, 2005).

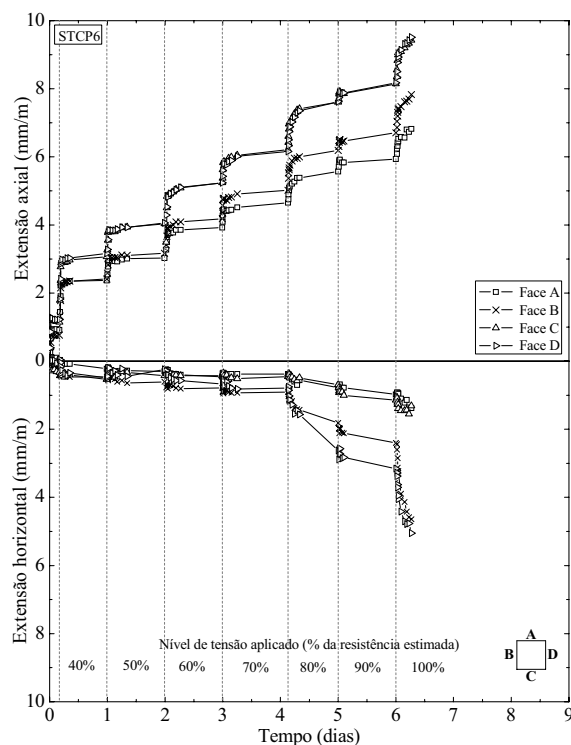


Figura 6.10 – Diferença entre as extensões das faces do prisma STCP6.

Todos os provetes romperam durante a aplicação do último incremento de tensão, excepto os provetes STCP2 e STCP5 que romperam imediatamente após a aplicação do último incremento. Por este facto, não foi possível obter nas curvas da Figura 6.9 a terceira fase da fluência. De facto, a reduzida duração de cada nível de tensão não permite distinguir se a segunda fase da fluência se inicia em cada um dos níveis de tensão aplicados, demonstrando a limitação deste tipo de ensaios.

O resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada, realizados nos provetes de alvenaria de adobe (STCAP), é apresentado na Tabela 6.6, sendo, $f'_{c,ap}$, a tensão de compressão de pico, $E_{[40-60]\%}$, o módulo de elasticidade calculado no segundo incremento de tensão correspondente ao intervalo de tensão de 40% a 60% da resistência estimada e, T , o tempo necessário até à rotura do provete.

O valor médio da resistência à compressão é também neste caso, estranhamente, superior ao obtido nos ensaios de compressão monotónicos (cerca de 25%). Isto poderá

ser devido à variabilidade existente neste material e ao número reduzido de provetes ensaiados. A diferença entre os valores médios dos módulos de elasticidade dos dois tipos de ensaios é reduzida, sendo inferior em cerca de 6%, contudo não é possível retirar qualquer tipo de conclusão, mais uma vez, devido à variabilidade do material e à reduzida quantidade de provetes ensaiados.

Tabela 6.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência acelerada dos prismas de alvenaria de adobe.

Proвете	$f'_{c,ap}$ (N/mm ²)	$E_{[40-60]\%}$ (N/mm ²)	T (dias)
STCAP1	1.8	642	12.0
STCAP2	1.7	491	12.0
STCAP3	1.3	436	7.1
STCAP4	1.4	502	8.2
Média	1.5	518	9.8
CV (%)	15	17	26

As curvas extensão – tempo dos provetes de alvenaria de adobe ensaiados à fluência acelerada são apresentadas na Figura 6.11.

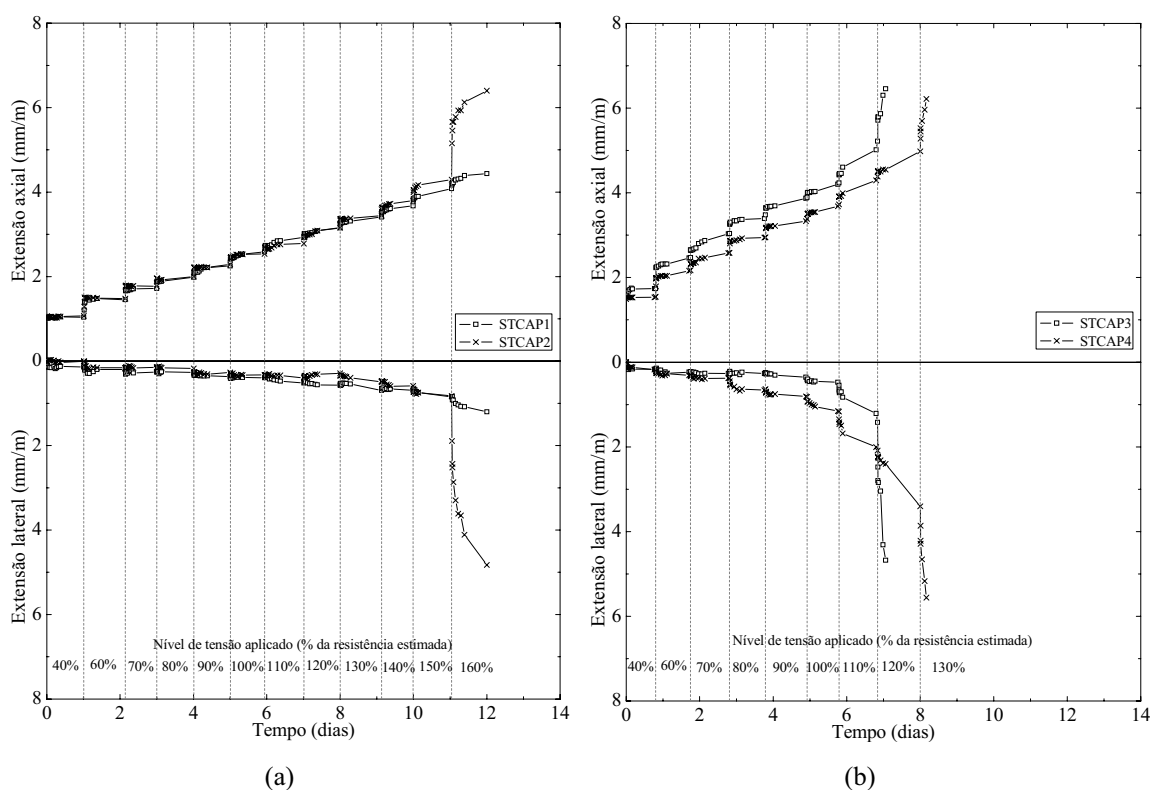


Figura 6.11 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe: (a) provetes STCAP1 e STCAP2; (b) provetes STCAP3 e STCAP4.

Apenas o provete STCAP1 rompeu durante a aplicação do último incremento de tensão, tendo os restantes, rompido durante o respectivo último nível de tensão. Porém, não foi possível obter a configuração da curva da terceira fase da fluência, devido à medição dos deslocamento não ser realizada com grande frequência, limitada pela utilização do extensómetro amovível.

A evolução típica do padrão de fendilhação dos ensaios de fluência acelerada da alvenaria de tijolo cerâmico é apresentada na Figura 6.12 (STCP6).

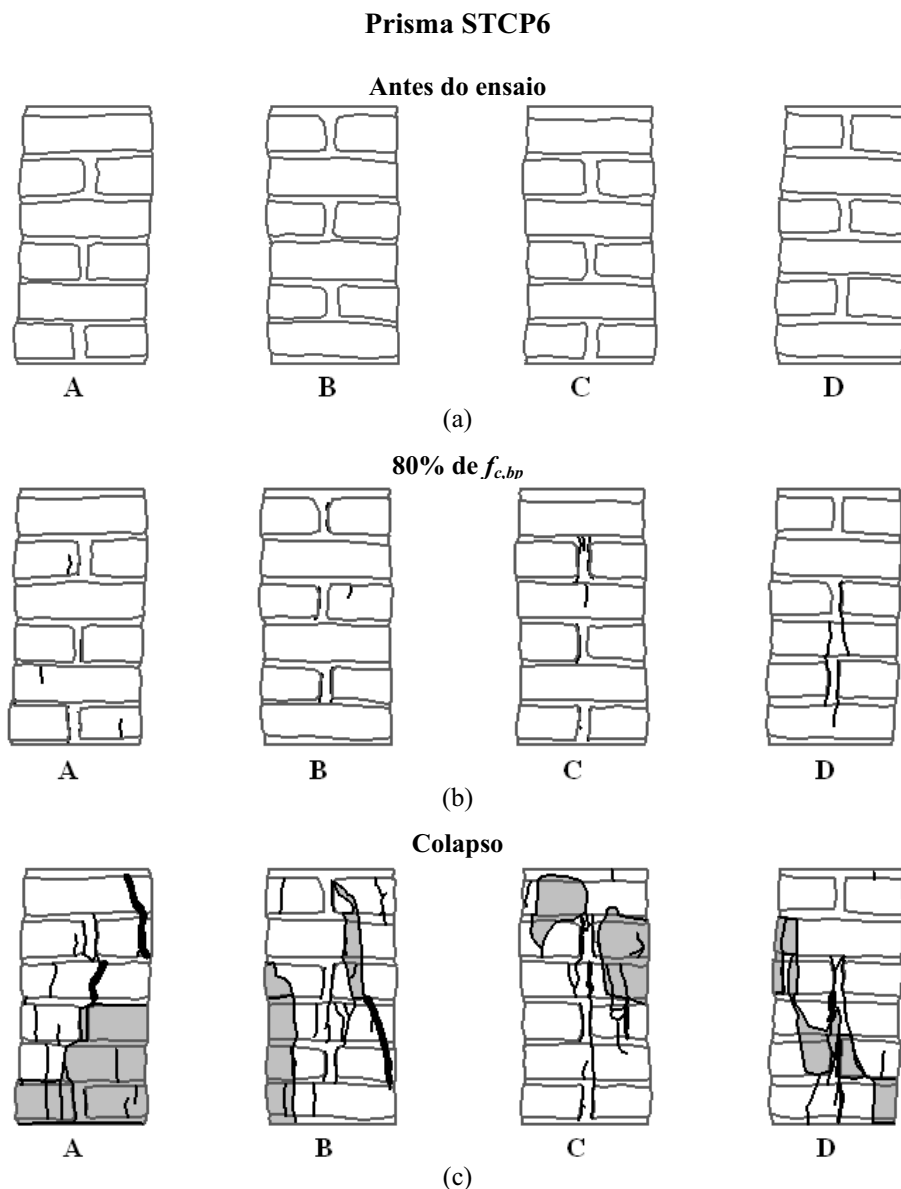


Figura 6.12 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma STCP6: (a) antes do ensaio; (b) 80% da resistência à compressão estimada; (c) colapso (destacamento de material a sombreado).

Antes da rotura o padrão de fendilhação é caracterizado por pequenas fendas verticais de reduzida abertura e dispersas, que se propagam através dos tijolos e da argamassa. Por seu lado, a rotura destes provetes foi explosiva, ocorrendo a formação de fendas de grande largura e destacamento dos materiais, apenas imediatamente antes do colapso. Este tipo de rotura, segundo Pina-Henriques (2005), é bastante perigosa, pois não permite identificar facilmente a eminência do colapso, levando a uma avaliação errada do nível de segurança deste tipo de estruturas.

A Figura 6.13 apresenta a evolução típica do padrão de fendilhação de um provete de alvenaria de adobe ensaiado à fluência acelerada (STCAP4).

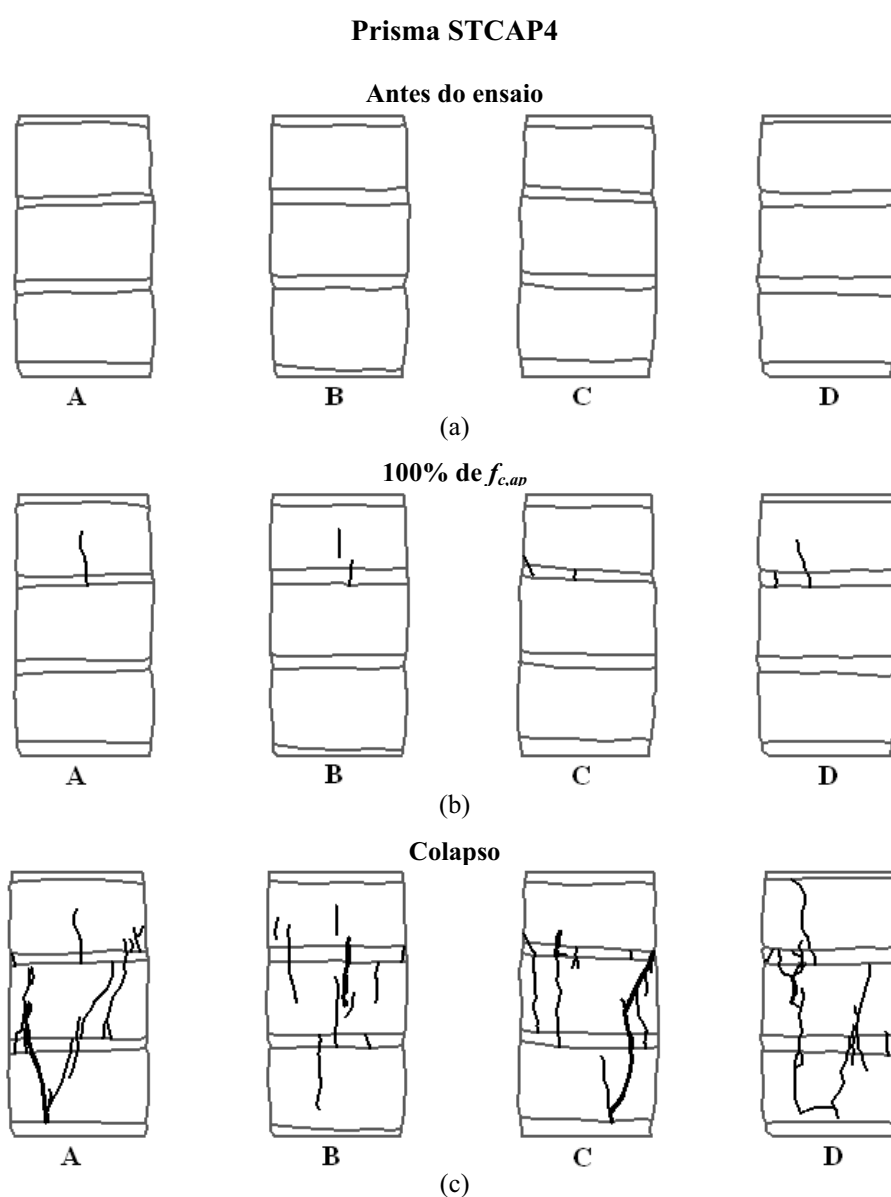


Figura 6.13 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma STCAP4: (a) antes do ensaio; (b) 100% da resistência à compressão estimada; (c) colapso.

O padrão de fendilhação antes do colapso é, também, caracterizado pela formação de pequenas fendas verticais de reduzida abertura, dispersas pelas faces dos provetes. A rotura deste provetes, ao contrário dos de alvenaria de tijolo cerâmico, foi suave e praticamente sem destacamento de material. Pois, em comparação com o adobe, o tijolo cerâmico é um material mais frágil e resistente e que, portanto, acumula uma maior quantidade de energia que na rotura se liberta abruptamente. As fendas de maior abertura e comprimento formaram-se apenas no colapso dos prismas. Note-se, ainda, que as primeiras fendas apareceram no provete da figura anterior, apenas durante o nível de tensão correspondente a 100% da resistência prevista.

6.5 ENSAIOS DE FLUÊNCIA A LONGO PRAZO

6.5.1 Esquema e procedimento de ensaio

Apenas os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico foram ensaiados à fluência a longo prazo. O equipamento e esquema de ensaio utilizados bem como o procedimento seguido foram semelhantes aos adoptados nos ensaios de fluência acelerada. Assim, foram utilizados dois bastidores semelhantes ao da Figura 6.3a, tendo sido ensaiados dois provetes por cada bastidor.

Relativamente aos ensaios de fluência acelerada, apenas foi alterada a história de carregamento aplicada, em termos dos níveis de carga aplicados e da duração dos mesmos. Na Figura 6.14 é apresentada a história de carregamento dos ensaios de fluência a longo prazo, onde se verifica que todos os incrementos de tensão tiveram como valor 20% (1.14 N/mm^2) da resistência à compressão estimada, a partir dos ensaios à compressão monotónicos realizados em provetes com 180 dias de idade. O período de duração de cada nível de tensão aplicado foi de 120 dias, com excepção dos dois primeiros, que tiveram a duração de apenas 7 dias. Este procedimento visou aproveitar o tempo disponível para a realização dos ensaios, para focar os níveis de tensão mais elevados, de acordo com o objectivo de estudar o comportamento diferido da alvenaria sujeita a níveis de tensão elevados. Caso os prismas ensaiados apresentassem uma resistência a longo prazo superior ao valor estimado, foi previsto continuar o ensaio, submetendo os prismas a novos níveis de tensão com a duração de 120 dias, correspondentes a incrementos de tensão de 10% do valor da resistência estimado. Os deslocamentos experimentados pelos prismas foram medidos com recurso

ao extensômetro amovível utilizado nos ensaios de fluência acelerada e utilizando-se o mesmo esquema.

Também os ensaios de fluência a longo prazo foram realizados sob condições controladas, no interior de uma câmara climática programada para fornecer uma temperatura e humidade relativa constantes de 20°C e 57.5%, respectivamente.

Foram ensaiados à fluência a longo prazo um total de quatro provetes. Para além destes, foram monitorizados os deslocamentos de dois provetes não carregados, com o extensômetro amovível, submetidos às mesmas condições ambientais dos provetes ensaiados. O objectivo foi controlar as deformações ocorridas devido à retracção e variações de humidade e temperatura ambiente. Durante estes ensaios, a temperatura e humidade relativa no interior da câmara climática foram medidas e registadas (ver Anexo B.4)

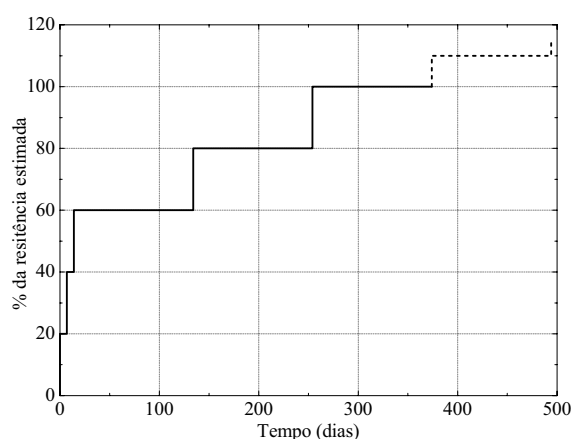


Figura 6.14 – História de carregamento dos ensaios de fluência a longo prazo.

6.5.2 Resultados

A Tabela 6.7 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de fluência a longo prazo realizados nos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico (LTCP), sendo, $f'_{c,bp}$, a tensão axial de pico a longo prazo, $E_{[20-40]\%}$, o módulo de elasticidade determinado para o segundo incremento de tensão correspondente a 20% a 40% da resistência à compressão estimada e, T , o tempo necessário até ao colapso do provete.

Em termos de resistência à compressão, comparativamente aos ensaios de compressão monotónicos, observou-se uma redução não muito significativa (cerca de 7%), provavelmente dissimulada pela variabilidade da alvenaria, pelo que para reforçar esta observação seria necessário realizar uma campanha de ensaios num maior número de

provetes. De facto, uma redução da resistência seria, também, esperada, devido à fendilhação e consequente dano provocados pela fluência do material. No que diz respeito ao módulo de elasticidade, obteve-se um valor médio superior ao obtido nos ensaios de compressão monotónicos (em cerca de 30%). Novamente, esta diferença poderá ser devida à variabilidade, ao número reduzido de provetes ensaiados e aos diferentes esquemas e procedimentos dos dois tipos de ensaio.

Tabela 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de fluência a longo prazo dos prismas de alvenaria de tijolo.

Provete	$f'_{c,bp}$ (N/mm ²)	$E_{[20-40]\%}$ (N/mm ²)	T (dias)
LTCP1	5.3	590	257.1
LTCP2	5.4	700	257.1
LTCP3	5.2	835	258.0
LTCP4	5.3	761	258.0
Média	5.3	721	257.5
CV (%)	1	14	0

A Figura 6.15 mostra as curvas extensão-tempo obtidas dos ensaios de fluência a longo prazo.

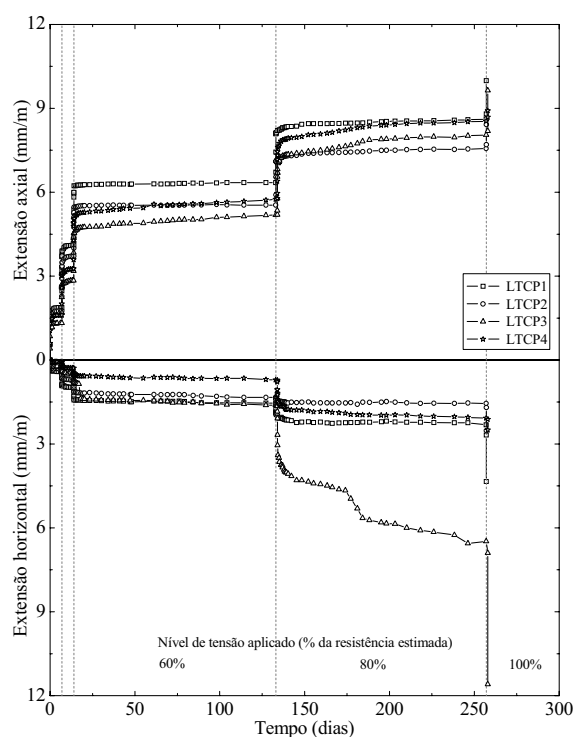


Figura 6.15 – Curvas extensão – tempo dos ensaios de fluência a longo prazo.

Também nestes ensaios observou-se diferentes deformações entre as quatro faces de cada provete. Na Figura 6.16 é apresentada a evolução da deformação dos provetes de controlo, correspondendo os valores negativos da extensão a alongamento e os positivos a encurtamento.

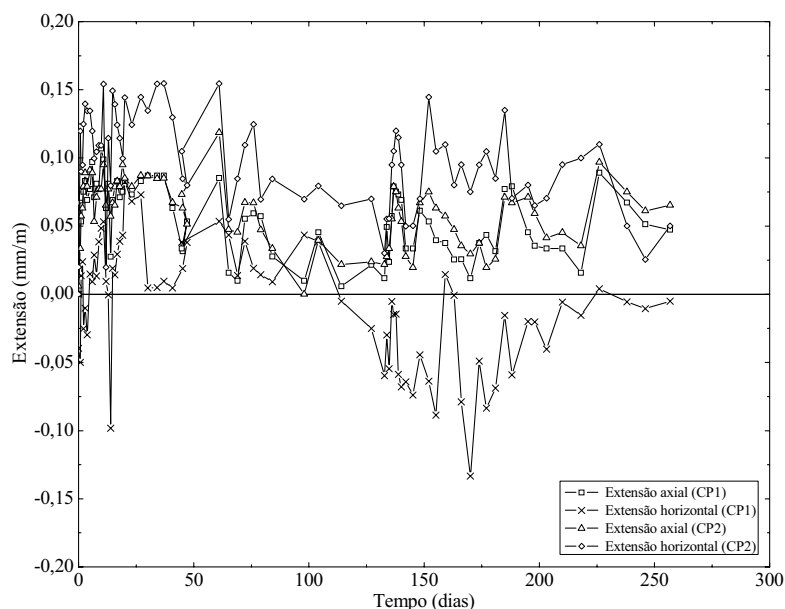


Figura 6.16 – Evolução da extensão dos provetes de controlo.

As extensões apresentadas nestas duas figuras representam a média das extensões das quatro faces de cada provete. A deformação registada para os provetes de controlo é muito reduzida e portanto, poderá ser considerada insignificante. Contudo, como os deslocamentos registados são muito baixos, poderão ter sido condicionados pela precisão do extensómetro amovível (duas milésimas de milímetro).

A evolução do padrão de fendilhação do provete LTCP4 é apresentada na Figura 6.17, como exemplo de um padrão típico dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico ensaiados à fluência a longo prazo.

O colapso de todos os prismas ocorreu durante a aplicação do incremento de tensão correspondente à aplicação do nível de tensão de 100% de $f_{c,bp}$, pelo que não foi possível obter um colapso devido apenas ao dano introduzido pela fluência e, portanto, não foi possível obter a configuração da curva correspondente à terceira fase da fluência. A rotura destes provetes foi também explosiva, típica de um material frágil. O destacamento de material e formação de fendas de grande comprimento e abertura, apenas ocorreu imediatamente antes do colapso, à semelhança dos provetes ensaiados à

fluência acelerada. Antes do colapso, apenas surgiram pequenas fendas verticais de reduzida abertura, espalhadas pelas faces dos prismas, atravessando a argamassa das juntas e os tijolos cerâmicos.

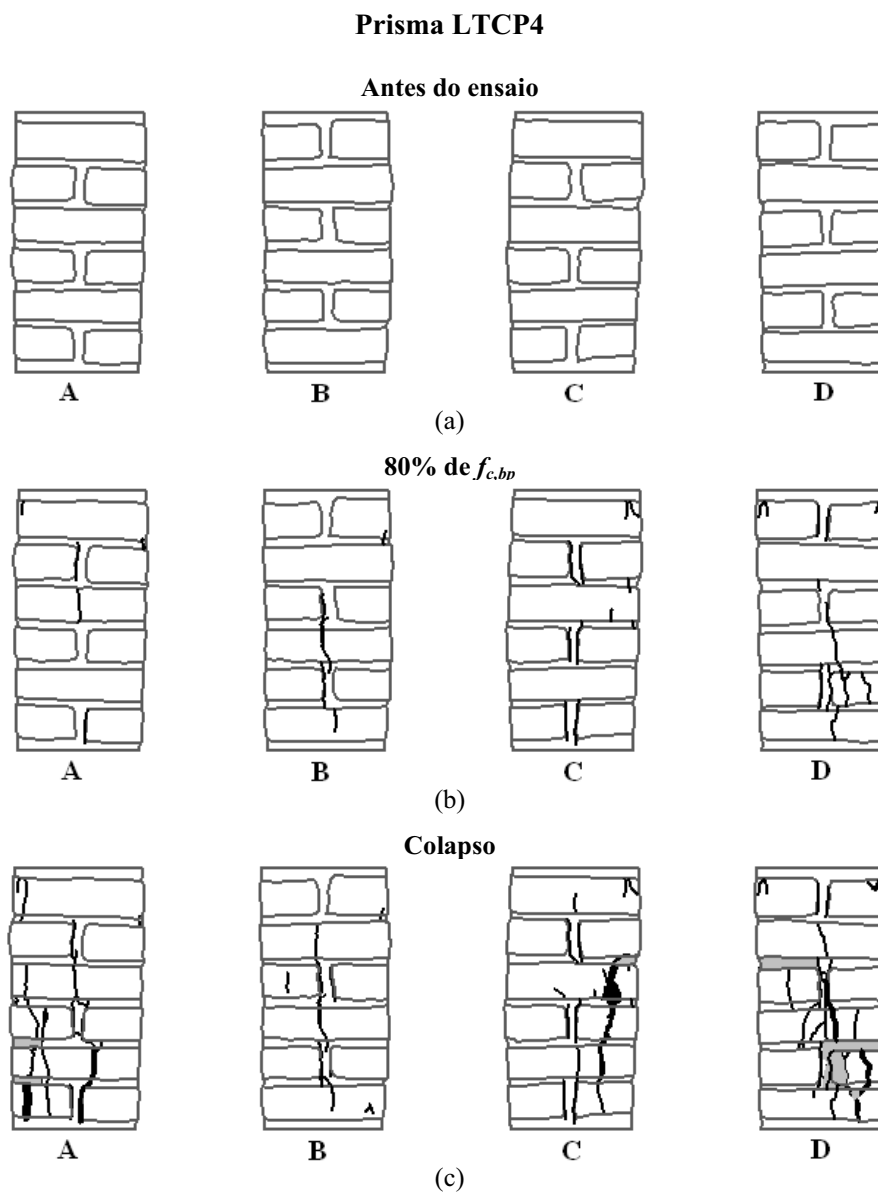


Figura 6.17 – Evolução do padrão de fendilhação do prisma LTCP4: (a) antes do ensaio; (b) 80% da resistência à compressão estimada; (c) colapso.

6.6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A adoção da resistência instantânea dos ensaios de compressão monotônicos, como sendo igual à resistência a longo prazo, revelou-se ser uma decisão bastante correcta e próxima para a sua previsão, no caso dos provetes de alvenaria de tijolo

cerâmico. Contudo, esperava-se obter um valor inferior, principalmente no caso dos ensaios de fluência a longo prazo (na ordem dos 60% a 70% da resistência à compressão dos ensaios monotônicos), tal como referido por Valluzzi et al. (2005).

No caso dos ensaios de fluência acelerada da alvenaria de adobe, foi observado uma maior resistência à compressão, comparativamente aos ensaios de compressão monotônicos, quando era esperado o contrário. Provavelmente, isto dever-se-á à grande variabilidade associada a este material e ao número reduzido de provetes ensaiados.

O coeficiente de fluência é definido como a razão entre a extensão axial de fluência e a extensão axial elástica, sendo calculado, em cada ensaio, para o nível de tensão correspondente a 40% da resistência estimada respectiva. A Figura 6.18 apresenta a evolução do coeficiente de fluência para: (a) ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe; (c) ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico. As curvas apresentadas resultaram da média de todos os provetes ensaiados.

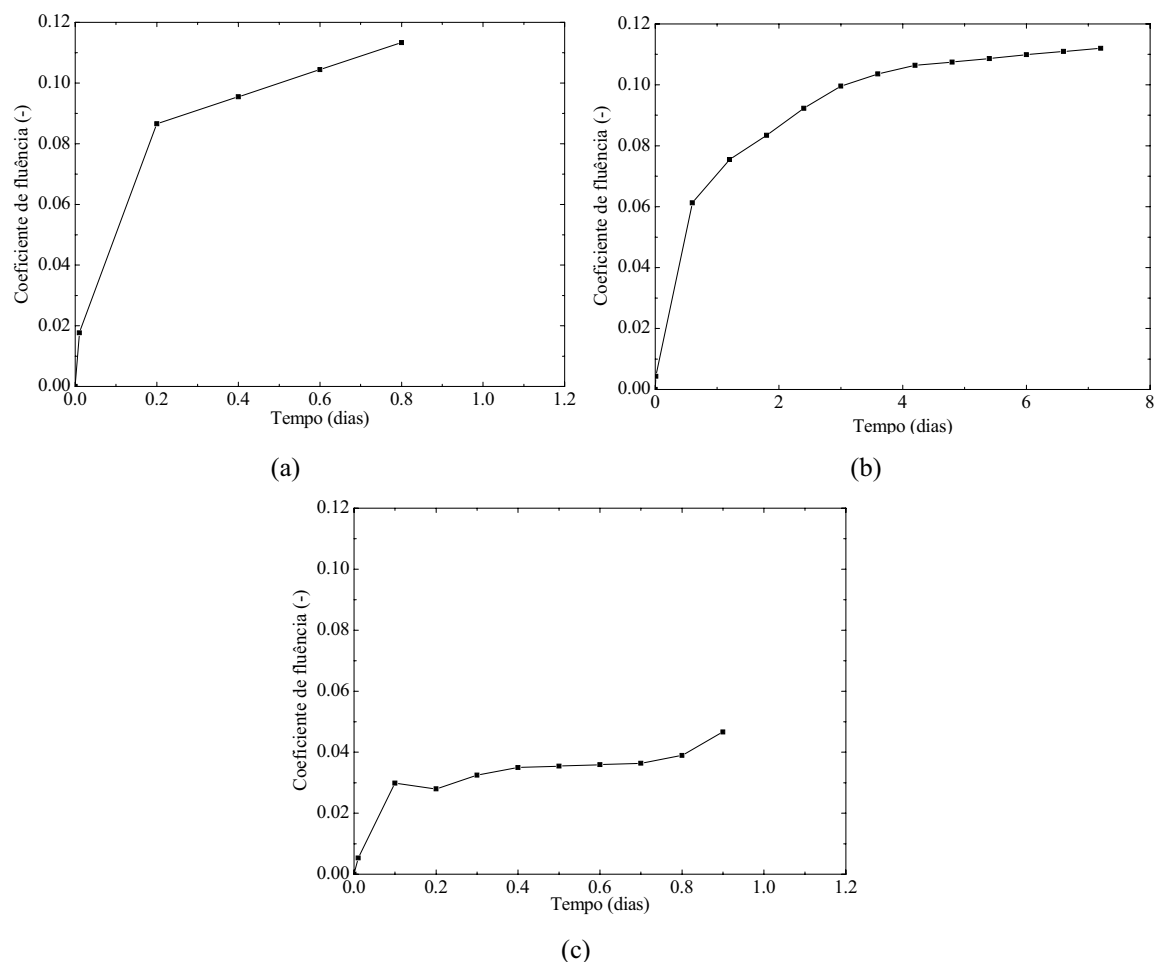


Figura 6.18 – Evolução do coeficiente de fluência: (a) ensaios de fluência acelerada em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (b) ensaios de fluência a longo prazo em provetes de alvenaria de tijolo cerâmico; (c) ensaios de fluência acelerada em provetes de alvenaria de adobe.

Os provetes de alvenaria de tijolo cerâmico apresentaram um coeficiente de fluência médio de 0.11 ao fim de 0.8 dias e 7.2 dias para os ensaios de fluência acelerada e a longo prazo, respectivamente. O facto de apresentarem valores iguais, provavelmente, deve-se a uma questão de variabilidade, pois seria de esperar um valor inferior para os ensaios de fluência acelerada. Contudo, em ambas as curvas, parece não existir uma estabilização completa, indicando que a duração dos respectivos níveis de tensão é insuficiente para obter uma aproximação do valor do coeficiente de fluência a tempo infinito. Apesar disto, o desenvolvimento das curvas parece indicar que a maior parte da deformação por fluência ocorre nas primeiras horas após o carregamento.

No caso da alvenaria de adobe o coeficiente de fluência apresenta-se ao fim de 0.9 dias com um valor médio de 0.05, que comparativamente à alvenaria de tijolo cerâmico é muito inferior. Também neste caso a duração do nível de tensão, onde o coeficiente de fluência foi calculado, parece não ser suficiente para estimar o coeficiente de fluência a tempo infinito.

Os gráficos da Figura 6.19, Figura 6.20 e Figura 6.21 apresentam a taxa de fluência (relação entre a extensão de fluência e o tempo) em função da tensão axial normalizada (relação entre tensão axial e a tensão de pico atingida por cada provete), para os ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe e de fluência a longo prazo dos provetes de tijolo cerâmico, respectivamente. No caso dos ensaios de fluência acelerada, a taxa de fluência foi calculada a partir das duas últimas medições realizadas em cada nível de tensão, com um período médio, entre estas, de 0.7 dias. Já para os ensaios de fluência a longo prazo, a taxa de fluência foi calculada para os últimos 40 dias de cada nível de tensão. Tanto para os ensaios de fluência acelerada como para os a longo prazo, dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, não foi calculado este parâmetro para os dois primeiros níveis de tensão aplicados, por apresentarem durações diferentes dos restantes. Em alguns casos foram obtidos valores ligeiramente negativos, provavelmente devido a pequenas flutuações da carga aplicada, da temperatura e humidade no interior da câmara climática ou devido a alguma imprecisão do extensómetro amovível utilizado e da própria medição, pelo que estes valores foram tomados como sendo iguais a zero.

Nestas figuras é possível observar a dependência da taxa de fluência da tensão axial instalada, isto é, quanto maior a tensão instalada maior será a taxa de fluência. De facto, tal como observado por Pina-Henrique (2005), nos gráficos dos ensaios de fluência acelerada é possível observar três zonas distintas em ambos os tipos de alvenaria testados. Assim, no caso da alvenaria de tijolo cerâmico, existe uma primeira zona em que a taxa de fluência axial apresenta-se com um valor muito baixo, podendo-se assumir como sendo praticamente constante.

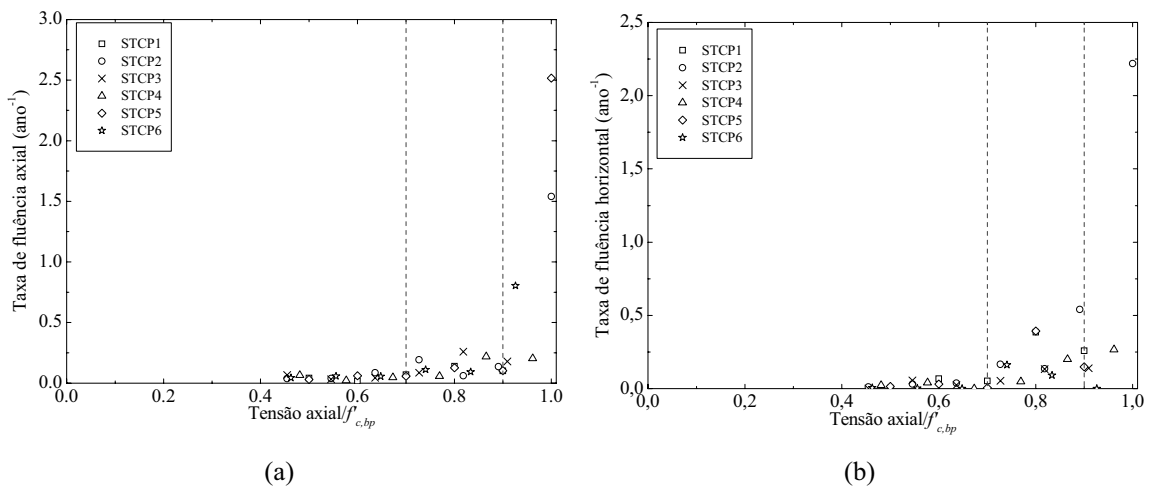


Figura 6.19 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.

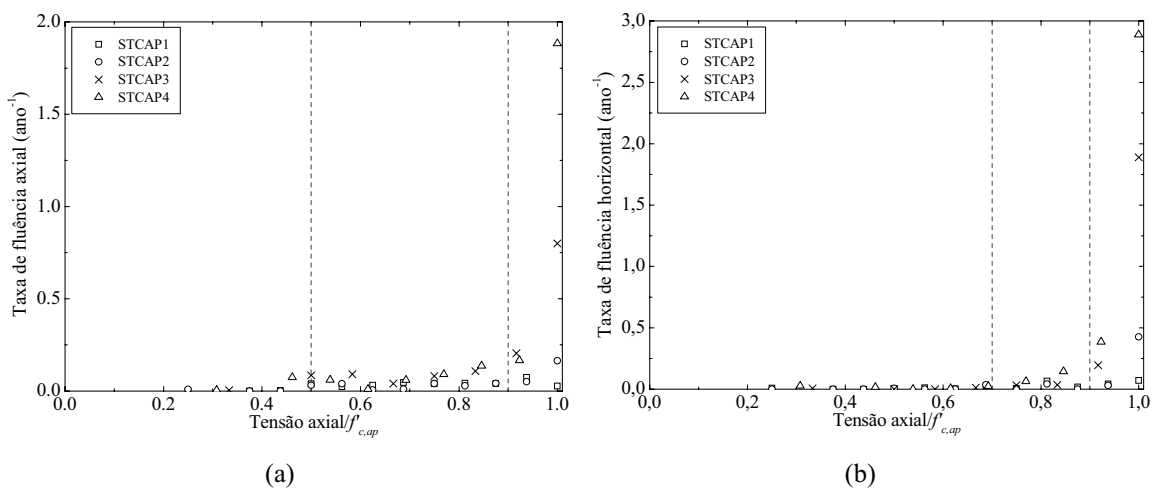


Figura 6.20 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência acelerada dos provetes de alvenaria de adobe: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.

Esta fase esta compreendida entre 0% e 70% de $f'_{c,bp}$, correspondendo a níveis de tensão axial baixos a médios. A segunda zona é caracterizada por um crescimento

moderado da taxa de fluência axial, e é compreendida entre 70% e 90% de $f'_{c,bp}$, isto é, entre níveis de tensão médios a elevados. A terceira zona corresponde a níveis de tensão elevados, a partir de 90% de $f'_{c,bp}$, caracterizando-se pelo um aumento exponencial da taxa da fluência, levando, provavelmente, à rotura dos provetes, associada à terceira fase da fluência.

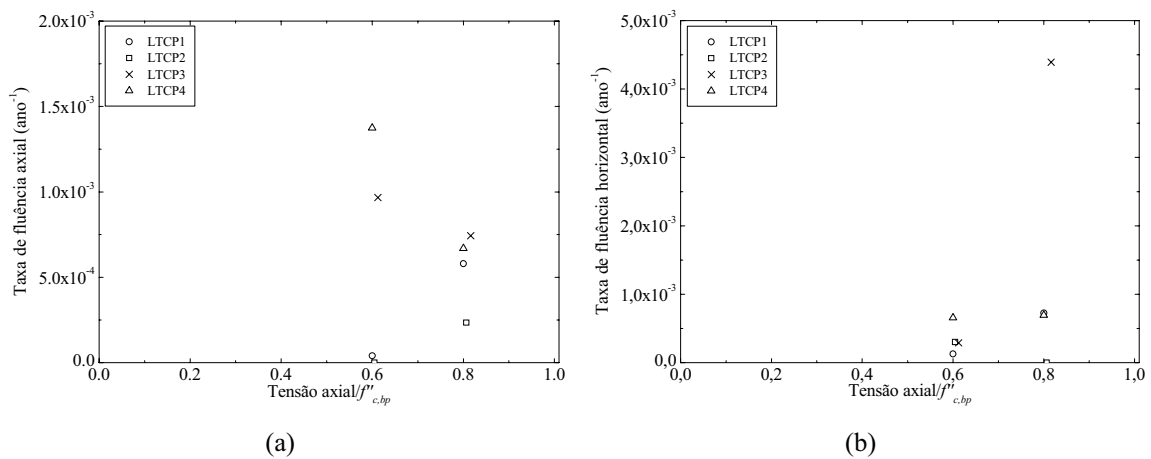


Figura 6.21 – Taxa de fluência vs. tensão axial normalizada dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.

No caso dos provetes de alvenaria de adobe, a primeira zona situa-se entre 0% e 50% de $f'_{c,ap}$, a segunda entre 50% e 90% de $f'_{c,ap}$ e por fim a terceira entre 90% e 100% de $f'_{c,ap}$.

No que diz respeito aos ensaios de fluência a longo prazo, a quantidade de provetes ensaiados não permite retirar grades conclusões acerca da evolução da taxa de fluência com nível de tensão instalado. Contudo, comparativamente aos ensaios de fluência acelerada, do mesmo tipo de alvenaria, observa-se uma diferença de valores enorme, por exemplo, nos ensaios de fluência acelerada, os valores da taxa de fluência axial variam entre zero e 2.5 ano⁻¹, enquanto que nos ensaios a longo prazo variam entre zero e 1.4x10⁻³ ano⁻¹. Isto mostra a insuficiência do período de duração dos níveis de tensão dos ensaios de fluência acelerada para caracterizar completamente o comportamento diferido do respectivo nível de tensão aplicado, isto é, estes últimos ensaios apenas conseguem captar parte da primeira fase da fluência, daí os valores elevados da taxa de fluência.

De facto, a evolução da taxa de fluência axial para o nível de tensão de 80% de $f_{c,bp}$ dos ensaios de fluência a longo prazo, apresentada na Figura 6.22 (ver Anexo B.5 para 60% de $f_{c,bp}$), mostra claramente a dependência da taxa de fluência do tempo.

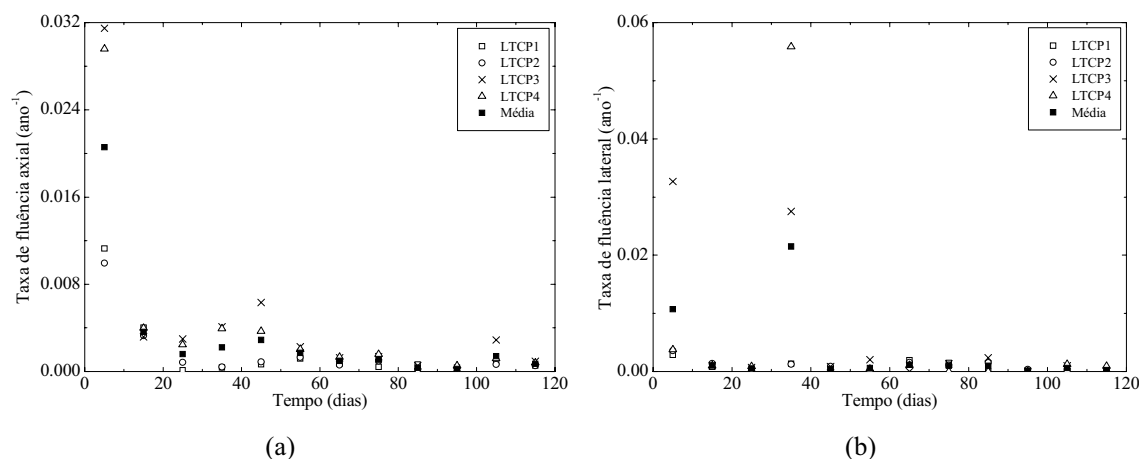


Figura 6.22 – Evolução da taxa de fluência dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, para o nível de tensão de 80% de $f_{c,bp}$: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.

Nesta figura a taxa de fluência foi calculada por períodos de 10 dias. Durante os primeiros dias a taxa de fluência axial mostra-se bastante elevada, mas diminuindo com o decorrer do ensaio. Por volta dos 60 dias parece existir uma estabilização da taxa de fluência, indiciando o início da segunda fase da fluência. Por seu lado, a taxa de fluência horizontal parece estabilizar por volta dos 40 dias.

Assim, será recomendável adoptar-se uma duração, dos níveis de tensão aplicados, sempre superior a 60 dias, de forma a obter-se a segunda fase da fluência na curva de fluência do respectivo nível.

6.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste Capítulo foi apresentado um estudo experimental sobre a caracterização do comportamento diferido de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe sob cargas de compressão constantes e elevadas. Foram realizados ensaios de compressão axial monotónicos, de fluência acelerada e de fluência longo prazo, tendo os resultados sido aqui discutidos.

No caso dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, os ensaios de compressão uniaxial monotónicos permitiram estimar o valor da resistência a longo prazo de uma

forma muito aproximada. Para além disto, permitiram verificar que a evolução da resistência dos provetes, devido ao endurecimento da argamassa, não foi significativa. Por outro lado, os ensaios de compressão uniaxial monotónicos dos provetes de alvenaria de adobe, não permitiram uma estimativa tão eficaz, mostrando a enorme variabilidade deste tipo de alvenaria.

Os ensaios de fluência acelerada permitiram obter apenas uma ideia qualitativa do comportamento diferido da alvenaria sobre tensões de compressão elevadas. Não permitiram obter a segunda fase da fluência nas curvas de fluência, devido à curta duração do respectivo nível de tensão aplicado. Contudo, permitiram mostrar a existência de três zonas nos gráficos taxa de fluência – tensão axial normalizada, relacionadas com o nível de tensão aplicado e consequente crescimento da taxa de fluência.

Já os ensaios de fluência a longo prazo permitiram obter a segunda fase da fluência, apenas nos níveis de tensão com uma duração de 120 dias. Estes ensaios mostraram, ainda, que a segunda fase da fluência iniciou-se apenas aos 60 dias, pelo que neste tipo de ensaios, nunca deverá ser adoptado um período de duração inferior para os níveis de tensão, provado pela enorme diferença encontrada entre os valores da taxa de fluência dos ensaios de fluência acelerada e a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico.

Finalmente, a variabilidade foi, mais uma vez, um factor com relevância nos resultados obtidos, o que reflecte a necessidade da realização de séries experimentais com maior número de provetes, o que no caso da fluência é complicado devido aos custos temporais e económicos envolvidos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foram apresentadas e discutidos os resultados de duas campanhas experimentais incidindo no estudo do comportamento de alvenaria antiga a acções de compressão uniaxial. Na primeira campanha experimental foi estudado o comportamento de paredes de alvenaria de pedra (granito) de três panos sob cargas de compressão. Foram também avaliadas diferentes técnicas de reforço, como pregagens transversais, injeção de uma calda fluida à base de cal e a aplicação simultânea destas duas técnicas de reforço. A segunda campanha experimental permitiu estudar o comportamento à fluência, sob níveis de tensão de compressão elevados, de alvenaria de tijolo cerâmico e de alvenaria de adobe, através de ensaios de fluência acelerada e a longo prazo (apenas para a alvenaria de tijolo cerâmico). No âmbito destas duas campanhas, foi realizada uma extensa caracterização mecânica dos materiais utilizados na construção dos provetes.

Os ensaios mecânicos dos materiais da campanha experimental das paredes de três panos permitiram verificar a baixa resistência da composição da argamassa adoptada, e através do estudo de composição aqui apresentado, permitiu avaliar a influência da proporção dos diferentes componentes utilizados e do tempo de cura, na resistência à compressão. Permitiram, ainda, identificar a enorme variabilidade do granito utilizado (típico de uma material natural), para além da sua fragilidade e da indefinição no cálculo do coeficiente de Poisson, devido à grande susceptibilidade em relação às extensões circunferenciais, influenciadas pela micro-fendilhação dos provetes.

Em relação à caracterização mecânica da calda de injeção comercial utilizada, os resultados ensaios de compressão uniaxial e de tracção directa, mostraram alguma variabilidade, sobretudo nestes últimos, onde fenómenos de carbonatação e oxidação das escórias de alto-forno, possivelmente utilizadas na sua composição, poderão ter

grande influência, não só na variabilidade, como também na baixa resistência apresentada à tracção.

Para além dos materiais, foram caracterizados mecanicamente os panos componentes das paredes de três panos à compressão, funcionando individualmente. Estes ensaios mostraram a grande diferença de resistência à compressão entre os panos externo e interno (cerca de 30 vezes superior ao do pano interno) e o ganho de resistência à compressão deste último, com a injeccção da calda à base de cal (14 vezes).

Os ensaios de caracterização mecânica dos materiais da campanha experimental dos ensaios de fluência mostraram, igualmente, uma grande variabilidade dos materiais utilizados como unidades (tijolo cerâmico e adobe), fabricados manualmente sem qualquer tipo de controlo de qualidade. Estes ensaios evidenciaram, ainda, o comportamento frágil do tijolo cerâmico e as diferentes propriedades mecânicas segundo a direcção vertical e a horizontal. No caso dos ensaios de compressão dos provetes de adobe, permitiram confirmar a baixa resistência à compressão deste material.

Os ensaios de compressão uniaxial da argamassa dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico realizados aos 28, 90 e 180 dias permitiram verificar que a evolução da resistência à compressão desta é muito reduzida e portanto, as condições de cura acelerada e a composição adoptada cumpriram as exigências pretendidas. No caso da argamassa, de cal e de terra, utilizada nos provetes de alvenaria de adobe, os ensaios de compressão mostraram a sua fraca resistência à compressão.

Em termos do comportamento das paredes não reforçadas, observou-se a existência clara de duas zonas de degradação de rigidez, ligadas pelo ponto de início da separação dos panos externos do interno. Nestes ensaios observou-se, ainda, que o modo de rotura corresponde ao típico colapso deste tipo de paredes a acções verticais, relatado na bibliografia. Caracterizado pela separação dos panos externos do interno e pela formação de um mecanismo de colapso para fora do plano, nos panos externos. Através da formação de rótulas, identificadas pelo desenvolvimento de fendas horizontais numa junta horizontal próxima da meia altura dos panos externos e, portanto, formando-se um mecanismo de colapso global por efeitos de segunda ordem.

Estes ensaios permitiram ainda observar as alterações, em termos de comportamento mecânico, promovidas pelas técnicas de reforço aplicadas, de onde se destaca, claramente, o significativo aumento da resistência à compressão das paredes. Em termos de degradação de rigidez, as técnicas aplicadas alteraram-na, deixando de

existir as duas zonas referidas para as paredes não reforçadas, passando a ser progressiva e portanto, indicando uma separação dos panos menos frágil. As técnicas onde a injeção foi utilizada permitiram uma degradação menos pronunciada que a técnica das pregagens transversais devido à não contribuição do pano interno para a resposta da parede, nesta última técnica. As paredes reforçadas com pregagens transversais conseguiram um aumento médio da resistência à compressão de 55%, a injeção de 80% e a combinação das duas técnicas, um aumento de 90%. Em relação aos módulos de elasticidade calculados, também se observou um aumento, sobretudo nas técnicas que envolveram injeção.

As técnicas de reforço aplicadas permitiram ainda o controlo do afastamento dos panos externos. No entanto, a técnica da injeção apenas o controlou na fase pré-pico, através do aumento da aderência entre panos, promovido pela calda de injeção, enquanto que as pregagens transversais para além da fase pré-pico promoveram o controlo do afastamento dos panos na fase pós-pico, o que em termos de segurança é vantajoso. Este controlo do afastamento dos panos externos, por parte das técnicas de reforço alterou a forma de rotura das paredes, devendo-se agora o colapso destas a mecanismos locais (fendilhação de pedras e destacamento de partes do pano externo) e não a um mecanismo de colapso global.

Em relação ao reforço simultâneo com pregagens transversais e injeção, a única parede ensaiada permitiu observar que a sua aplicação introduz nas paredes os benefícios das duas técnicas em termos de comportamento à compressão.

Relativamente à campanha experimental dos ensaios de fluência, os ensaios de compressão uniaxial monotónicos realizados permitiram obter uma boa aproximação da resistência a longo prazo, no caso dos provetes alvenaria de tijolo cerâmico. Enquanto que no caso dos provetes de alvenaria de adobe tal não foi possível, provavelmente relacionado com questões de variabilidade deste material. Estes ensaios realizados nos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, para várias idades, permitiram confirmar uma evolução da resistência à compressão pouco significativa.

Em relação aos ensaios de fluência acelerada realizados, devido à curta duração dos níveis de tensão aplicados, apenas conseguiram apresentar uma ideia qualitativa do comportamento diferido da alvenaria e portanto, não conseguiram obter a primeira fase da fluência completa, comprovado pela enorme diferença entre as taxas de fluência destes ensaios e dos ensaios de fluência a longo prazo. Contudo, conseguiram mostrar

qualitativamente a dependência da taxa de fluência do nível de tensão de compressão aplicado, isto é, quanto maior for este último maior será a taxa de fluência.

Os ensaios de fluência a longo prazo, por seu lado, conseguiram obter a segunda fase da fluência nos níveis de tensão com uma duração de 120 dias, permitindo constatar que esta fase teve início por volta dos 60 dias a seguir ao nível de tensão ser aplicado. Contudo, devido ao tempo limitado para a realização destes ensaios, não foi possível obter a informação desejada, levando à rotura dos provetes durante o seu carregamento. Assim, torna-se preferível adoptar incrementos de tensão menores em futuros trabalhos, estando-se ciente que estar-se-á a aumentar consideravelmente a duração dos ensaios.

Finalmente, a variabilidade foi um dos factores mais relevantes nos ensaios aqui apresentados, mostrando a típica variabilidade encontrada nas alvenarias antigas e a dificuldade inerente ao seu estudo, pelo que devido aos poucos provetes ensaiados, muitas das conclusões aqui apresentadas carecem de confirmação com novos ensaios.

7.2 TRABALHOS FUTUROS

Após este extenso trabalho experimental, um dos futuros trabalhos mais interessantes seria a modelação numérica dos resultados aqui apresentados, numa tentativa de criação de modelos e leis constitutivas que permitam a previsão do comportamento de estruturas de alvenaria de pedra de três panos e o comportamento à fluência de alvenaria antiga de tijolo cerâmico ou adobe.

Durante a campanha experimental houve alguns pormenores que não foram estudados ou não ficaram completamente esclarecidos. Assim, como futuros trabalhos sugerem-se os seguintes:

- estudar a resistência ao corte e à tracção da interface entre o pano externo e o interno de paredes de pedra de três panos não reforçadas e avaliar a influência da injeção na resistência ao corte;
- avaliar a qualidade de uma intervenção de reforço por injeção em paredes de alvenaria de pedra de três panos através de técnicas não destrutivas, nomeadamente ensaios sínicos, ultra-sónicos e geo-radar;
- avaliar o comportamento de paredes de alvenaria de pedra de três panos a acções de corte cíclicas e estudar a influência das técnicas de reforço mais comuns;
- realizar ensaios de fluência a longo prazo em alvenaria de adobe;

- estudar o comportamento diferido de alvenaria sujeita a técnicas de reforço, como por exemplo a injeção;
- desenvolver e testar técnicas de reforço compatíveis com estruturas de terra.

REFERÊNCIAS

- Almeida J. (2002) – Caracterização da alvenaria submetida a esforços de tracção, Tese de Mestrado., Universidade do Minho, Guimarães.
- Barbosa G., Cunha Belém M. (1998) – Diálogos de Edificação - Estudo de Técnicas Tradicionais de Restauro, CRAT, ISBN 972-9419-38-8.
- Baronio, G., Binda, L., (1997) – Study of the pozzolanicity of some bricks and clays, Construction and Building Materials 11 (1), pp. 41-46.
- Bartos P., Groot C., Hughes J.J. (1999) – Historic Mortars: Characteristics and Tests, Proc. of the Int. RILEM Workshop, Paisley, Scotland, 12th-14th May 1999, Pub. RILEM, pp. 95-104, 227-247, 307-325, 339-349, 395-405.
- Bazănt Z. P. (1988) – Material models for structural creep analysis. Mathematical modeling of creep and shrinkage of concrete, ed. Z. P. Bazănt, John Wiley & Sons, New York, USA, 99-215.
- Binda L. (1998) – Sperimentazione di tecniche di intervento di miglioramento strutturale su edifici in muratura nei centri storici: caratterizzazione meccanica delle murature in pietra della Lunigiana e verifica sperimentale dell'efficienza delle tecniche d'intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici in muratura, Convenzione di studio tra la Regione Toscana e il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano.
- Binda L. (2006) –The Difficult Choice of Materials Used for the Repair of Brick and Stone Masonry Walls, 1st International Conference on Restoration of Heritage Masonry Structures, Cairo, Egypt.
- Binda L., Baronio G., Penazzi D., Palma M., Tiraboschi C., (1999) – Characterization of stone masonry walls in seismic areas: data-base on the masonry sections and materials investigations (in Italian), L'ingegneria Sismica in Italia, 9th National Conference, Turin, Italy, 14 pp., CD-ROM.
- Binda, L., Saisi, A., (s. d.) – State of the Art of Research of Historic Structures in Italy, Dept. of Structural Engineering of Polytechnic of Milan, Italy.

- Binda L., Saisi A., Messina S., Tringalil S. (2001) – Mechanical damage due to long term behaviour of multiple leaf pillars in Sicilian Churches, Historical Constructions 2001 - Possibilities of numerical and experimental techniques, pp. 707-717.
- Binda L., Tiraboschi C., Roberti M., Baronio G., Cardani G. (1996) – Measuring masonry material properties: detailed results from an extensive experimental research part I: Tests on masonry components, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Itália.
- Blondet M., Villa-Garcia G., Brzev S. (2003) – Earthquake-resistant construction of adobe buildings: A tutorial, Earthquake Engineering Research Institute, California, USA.
- Boltzmann Z. (1876) – Zur theorie dee elastischen nachwirkung, Sitzber Akad. Wiss., Wiener Bericht 70, Wiss. Abh., 1, 279-306.
- Brick Industry Association (1991) – Movement volume changes and effects of movement part I, Technical Notes on Brick Construction, Virginia, USA.
- Cañas I., González C., Clemente C., Jiménez M.C. (2007) – Revisión de la normativa internacional de construcción con tierra, 5º Seminário de Arquitectura de terra em Portugal, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Charola A. E., Henriques F. M. A. (1998) – Lime Mortars: Some Considerations on Testing Standardization, Use of and Need for Preservation Standards in Architectural Conservation, ASTM STP 1355.
- Charola A.E., Henriques F. M. A. (1999) – Hydraulicity in lime mortars revisited, RILEM TC-167COM International Wokshop, University of Paisley.
- Collins F., Sanjayan J.G. (1999) – Strength and shrinkage properties of alkali-activated slag concrete placed into a large column, Cement and Concrete Research 29, pp. 659 – 666.
- Costa A., Varum, H., Pereira H., Rodrigues H., Vicente R., Arêde A. e Costa A.A. (2007) – Avaliação experimental do comportamento fora do plano de paredes de alvenaria de adobe, 5º Seminário de Arquitectura de terra em Portugal, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.

- Camões A., Aguiar J B., Rocha P., Jalali S., Pereira J.C., Delgado R. (1999) – Caracterização de Betões de Elevado Desempenho de Custo Reduzido, Revista ANIPC, Ano 3, Nº 9, p. 16-24.
- Coutinho A.S. (2006) – Materiais de construção 2: 1ª Parte - ligantes e caldas, Departamento de Engenharia Civil, FEUP, Porto, Portugal.
- Cultrone G., Sebastián E., Huertas M.O. (2005) – Forced and natural carbonation of lime-based mortars with and without additives: Mineralogical and textural changes, Cement and Concrete Research 35 (12), pp. 2278-2289.
- Cunha A.P. (1993) – Scale effects in rock engineering - An overview of the Leon Workshop and other recent papers concerning scale effects, Scale Effects in Rock Masses - 93, Pinto da Cunha LNEC, Lisboa, pp. 3-14.
- Drysdale R. G., Hamid A. A., Baker L. R. (2001) – Masonry Structures: Behavior and Design, Second Edition, The Masonry Society, Boulder Colorado. ISBN 1929081014
- Egermann R., Newald-Burg C. (1994) – Assessment of the load bearing capacity of historic multiple-leaf masonry walls, Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conf., Calgary, Canada, pp. 1603-1612.
- EN 1015-11 (1999) – Methods of test for mortar for masonry - part 11: determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.
- Fernandes F. (2006) – Evaluation of two novel NDT techniques: microdrilling of clay bricks and ground penetrating radar in masonry, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Ferretti D., Bažant Z.P. (2006a) – Stability of ancient masonry towers: Moisture diffusion, carbonation and size effect, Cement and Concrete Research 36, pp. 1379 – 1388.
- Ferretti D., Bažant Z. P. (2006b) – Stability of ancient masonry towers: Stress redistribution due to drying, carbonation, and creep, Cement and Concrete Research 36, pp. 1389-1398.
- Forth J.P., Brooks J.J (2000a) – Cryptofluorescence and its role in the moisture expansions of clay brick masonry, Masonry Int 14, nº 2, pp. 55 - 60.

- Forth J.P., Brooks J.J., Tapsir S.H. (2000b) – The effect of unit water absorption on long-term movements of masonry, *Cement & Concrete Composites* 22, pp. 273-280.
- Giuffrè A. (1991) – *Lecture sulla meccanica delle murature antiche*, Edizione Kappa.
- Gomes M.I., Brito J., Lopes M. (2007) – *Comportamento das construções em terra quando sujeitas a um sismo*, 5º Seminário de Arquitectura de terra em Portugal, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Hill P. R., David J. C. (1995) – *Practical Stone Masonry*, Donhead, London, UK.
- ICOMOS (2004) – *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*, Departamento de Engenharia civil, UNuversidae do Minho, Guimarães.
- Ignoul S., Schueremans L., Tack J., Swinnem L., Feytons S., Binda L., Taliercio A., Papa E., Anzani A., Van Gemert D., Van Balen K. (2006) – *Creep behaviour of masonry structures – failure prediction based on a rheological model and laboratory tests*, *Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi.
- Juvandes L., Marques A., Figueiras J. (1996) – *Materiais Compósitos no Reforço de Estruturas de Betão Parte I*, Departamento de Engenharia Civil, FEUP, Porto, Portugal.
- Jalali S. (1994) – *The strength gain of stabilised soil - A unifying concept*, Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, pp. 1195 - 1198.
- Klrca Ö. (2005) – *Ancient Binding Materials, Mortars and Concrete Technology: History and Durability Aspects*, *Structural Analysis of Historical Constructions*, pp.87-94.
- Kumar Mehta P., Monteiro P. J. M. (1993) – *Concrete - Structure, properties and materials*, New Jersey, Prentice Hall.
- Limón T.G., Álvarez De Buergo M. (1997) – *Particularidades de los materiales cerâmicos. Manual de Diagnosis y Tratamiento de Materiales Pétreos y Cerâmicos*, Collegi d'Aparelladors i Arquitectes de Barcelona, ISBN 84-87104-29-0, 89-106.

- Lorenzis L. (2002) – Strengthening of RC structures with near-surface mounted FRP rods, PhD Thesis, Università degli studi di Lecce, Itália.
- Luso E., Lourenço P.B., Ferreira R. (2007) – Injecções para consolidação de construções em terra. Revisão do conhecimento e métodos de ensaio, 5º Seminário de Arquitectura de terra em Portugal, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Maciel I. (2007) – Avaliação de Software de Dimensionamento em Alvenaria Estrutural, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Meli R. (1998) – Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos. Fundación ICA, México.
- Miltiadou-Fezans A. (2008) – A multidisciplinary approach for the structural restoration of the Katholikon of Dafni Monastery in Attica Greece, Structural Analysis of Historic Construction – D’Ayala & Fodde (eds), ISBN 978-0-415-46872-5
- Minke G. (2003) – Earth construction handbook, WIT press, Boston.
- Moropoulou A., Bakolas A., Moundoulas P., Aggelakopoulou E., Anagnostopoulou S. (2005) – Strength development and lime reaction in mortars for repairing historic masonries, Cement & Concrete Composites 27, pags 289-294.
- Neto A. (2002) – Estudo da Retracção em Argamassa com Cimento de Escória Activada, Tese de Mestrado, Universidade Politécnica de São Paulo, Brasil.
- Neto A., Repette W., Cincotto M. (2003) – Influência do teor de ativador e da idade de exposição na retracção por secagem de argamassas com cimentos de escória activada com silicato de sódio, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, Brasil.
- Neville A.M. (1963) – Properties of concrete, Pitman Publishing Ltd., London.
- Neville A. M. (1991) – Properties of concrete, Longman scientific & Technical, New York, USA.
- Oliveira D.V. (2003) – Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.

- Oliveira D. V., Varum H., Silva R. A., Pereira H., Lourenço P. B., Costa A. (2007) - Caracterização experimental do comportamento diferido de alvenaria de adobe, V Seminário de Arquitectura Em Terra em Portugal, Aveiro, Portugal.
- Palacios M., Puertas F. (2007) – Effect of shrinkage-reducing admixtures on the properties of alkali-activated slag mortars and pastes, *Cement and Concrete Research* 37, pp. 691-702.
- Penazzi D., Valluzzi M.R., Cardani G., Binda L., Baronio G., Modena C. (2000), Behaviour of Historic Masonry Buildings in Seismic Areas: Lessons Learned from the Umbria-Marche Earthquake, 12th Int. Brick/Block Masonry Conf., Madrid, Spain, 217-235.
- Piccirilli C. (1996) – Consolidamento Critico. Premesse Storico-Strutturali, Università degli Studi di Roma, La Sapienza, Bonsignori Editore.
- Pickett G. (1942) – The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load. *ACI J.*, *ACI*, 38, 333-355.
- Pina-Henriques J. (2005) – Masonry Under Compression: Failure Analysis and Long-Term Effects, PhD dissertation, Universidade do Minho, Guimarães (disponível a partir de www.civil.uminho.pt/masonry).
- Pinto A. (2004) – Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- RILEM, (1994) – Technical recommendations for the testing and use of constructions materials: LUMB4 - Creep and shrinkage of masonry assemblages, Chapman & Hall, UK.
- Roque J. (2002) – Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães.
- Savage S.D., Wilson M.A., Carter M.A., Hoff W.D., Hall C, McKay B. (2008) – Moisture expansion and mass gain in fired clay ceramics: a two-stage (time)^{1/4} process, *JOURNAL OF PHYSICS D: APPLIED PHYSICS* 41.
- Schofield J (2002) – Pointing with lime mortars Public information leaflet, Cathedral Communications Limited, High Street, Tisbury, Wiltshire

- Sioulas B., Sanjayan J.G. (2001) – The coloration phenomenon associated with slag blended cements, *Cement and Concrete Research* 30, pp. 313 – 320.
- Tolles L., Kimbro E., Webster F., and Ginell F. (2000) – Seismic stabilization of historic adobe structures: Final report of the Getty seismic adobe project, Los Angeles, The Getty Conservation Institute.
- Toumbakari E., (2002) – Lime-Pozzolan-Cement Grouts and their Structural Effects on Composite Masonry Walls, PhD Thesis, Dept Burgerlijke Bouwkunde, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.
- Valluzzi M. (2000) – Comportamento meccanico di murature consolidate con materiali e tecniche a base di calce. Università di Padova, Italy.
- Valluzzi M. R., Binda L., Modena C. (2005) – Mechanical behaviour of historic masonry Structures strengthened by bed joints structural repointing, *Construction and Building Materials*, pp. 63-73.
- Valluzzi M. R., Porto F., Modena C. (2001) – Behaviour of Multi-Leaf Stone Masonry Walls Strengthened by Different Intervention Techniques, *Historical Constructions*, pp.1023-1032.
- Van Vliet M.R.A., Van Mier J.G.M. (1996) – Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression, *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 1, 383-396.
- Van Zijl G. P. (2000) – Computational modelling of masonry creep and shrinkage, PhD dissertation, Technical University of Delft, Delft, The Netherlands.
- Vasconcelos G. (2005) – Investigação Experimental na Mecânica da Alvenaria de Pedra: Caracterização de Granitos e Comportamento de Paredes Antigas de Alvenaria de Pedra, Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães.
- Veiga M.R., Aguiar J., Santos A., Carvalho F. (2004) – Conservação e renovação de revestimentos de paredes de edifícios antigos. Lisboa, LNEC, Coleção Edifícios, CED 9.
- Vermeltoort A.T. (2005) – Brick-mortar interaction in masonry under compression, PhD Thesis, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands.

- Vintzileou E., Miltiadou-Fezans A. (2008) – Mechanical properties of three-leaf stone masonry grouted with ternary or hydraulic lime-based grouts, *Engineering Structures* 30, pp. 2265–2276.
- Vintzileou E., Tassios T.P. (1995) – Three-Leaf Stone Masonry Strengthened by Injecting Cement Grouts, *Journal of Structural Engineering*, pp.848-856.

Anexos

ANEXO A – TABELAS

A.1 Resultados de ensaios de compressão em argamassas

Tabela A.1 – Valores médios da resistência à compressão e respectivos coeficientes de variação (entre parêntesis) das composições de argamassa testadas no estudo de composição (ver Tabela 3.3 para o significado das designações das composições).

Composição	Valores médios da resistência à compressão (N/mm ²)		
	7 dias	28 dias	90 dias
Ia	0.27 (12%)	0.33 (3%)	0.18 (5%)
Ib	0.30 (11%)	0.47 (3%)	0.25 (14%)
Ic	0.36 (14%)	0.72 (2%)	0.43 (5%)
IIa	0.31 (13%)	1.31 (10%)	1.05 (10%)
IIb	0.39 (9%)	2.60 (5%)	1.85 (6%)
IIc	0.50 (3%)	3.13 (0%)	2.60 (5%)
IIIa	0.42 (14%)	2.56 (12%)	3.06 (6%)
IIIb	0.42 (11%)	3.15 (4%)	3.21 (7%)
IIIc	0.62 (3%)	4.15 (4%)	4.14 (19%)
IVa	0.30 (16%)	0.89 (10%)	2.32 (5%)
IVb	0.31 (11%)	1.19 (6%)	2.69 (10%)
IVc	0.44 (10%)	1.21 (3%)	3.42 (10%)
Va	0.34 (20%)	0.79 (3%)	2.06 (5%)
Vb	0.39 (12%)	1.19 (4%)	1.60 (8%)
Vc	0.51 (11%)	1.18 (8%)	2.41 (8%)

Nota: valores médios obtidos do ensaio de três provetes

Tabela A.2 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa, recolhidos da argamassa utilizada na construção dos prismas de alvenaria de tijolo.

Provete	$f_{c,m}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,m}$ (N/mm ²)	Provete	$f_{c,m}$ (N/mm ²)
	28 dias		90 dias		180 dias
MC1	2.1	MC11	2.5	MC21	2.4
MC2	2.0	MC12	2.2	MC22	1.6
MC3	1.7	MC13	2.2	MC23	2.2
MC4	1.8	MC14	2.8	MC24	2.3
MC5	1.8	MC15	2.3	MC25	1.5
MC6	1.9	MC16	2.8	MC26	1.7
MC7	1.7	MC17	2.2	MC27	1.4
MC8	1.6	MC18	2.1	MC28	1.3
MC9	2.6	MC19	1.7	MC29	2.2
MC10	2.5	MC20	2.5	MC30	2.3
Média	2.0	-	2.3	-	1.9
CV (%)	18	-	15	-	23

Tabela A.3 – Resistência à compressão dos provetes de argamassa, recolhidos da argamassa utilizada na construção dos prismas de alvenaria de adobe.

Provete	$f_{c,am}$ (N/mm ²)
CMC1	0.95
CMC2	0.92
CMC3	1.04
CMC4	1.07
CMC5	1.03
CMC6	1.06
CMC7	1.07
CMC8	1.08
CMC9	1.00
Média	1.02
CV (%)	5.6

A.2 Dimensões das paredes de alvenaria de três panos

Tabela A.4 – Geometria das paredes de alvenaria de três panos.

Parede	Dimensões aproximadas (mm ³)	Espessura aproximada dos panos (mm)		
		e_{e1}	e_{e2}	e_i
1W1	590x300x1100	97	92	111
1W2	590x300x1095	89	85	126
2W1	590x300x1100	95	103	102
2W2	590x300x1090	116	95	89
2W3	600x300x1110	94	104	102
2W4	595x300x1100	89	103	108
3W1	595x305x1110	70	90	130
3W2	600x305x1105	80	90	120
3W3	590x300x1110	80	90	140
3W4	590x300x1105	80	80	140

e_{e1} - espessura do pano externo 1

e_{e2} - espessura do pano externo 2

e_i - espessura do pano interno

A.3 Instrumentação das paredes de alvenaria de três panos

Tabela A.5 – Número de juntas envolvidas nas medições dos deslocamentos axiais e horizontais das paredes de três panos (ver Figura 5.13).

Parede	nº de juntas verticais ou horizontais envolvidas na medição				
	LVDT V1	LVDT V2	LVDT V3	LVDT H1	LVDT H2
1W1	3	3	3	2	3
1W2	4	4	4	2	2
2W1	4	4	4	3	3
2W2	3	3	3	2	2
2W3	4	3	3	4	2
2W4	4	4	4	2	2
3W1	5	4	4	3	4
3W2	5	4	4	3	3
3W3	5	5	5	3	3
3W4	5	5	5	2	2

Tabela A.6 – Campo e precisão dos transdutores utilizados nos ensaios das paredes de três panos.

LVDT	Campo (mm)	Precisão (%)
LVDT_C	± 12.5	± 0.06
LVDT_V1	± 12.5	± 0.08
LVDT_V2	± 12.5	± 0.10
LVDT_V3	± 12.5	± 0.04
LVDT_H1	± 5	± 0.17
LVDT_H2	± 5	± 0.22
LVDT_H3	± 25	± 0.07
LVDT_H4	± 25	± 0.08
LVDT_H5	± 25	± 0.09
LVDT_H6	± 25	± 0.10

ANEXO B – GRÁFICOS

B.1 Curvas granulométricas

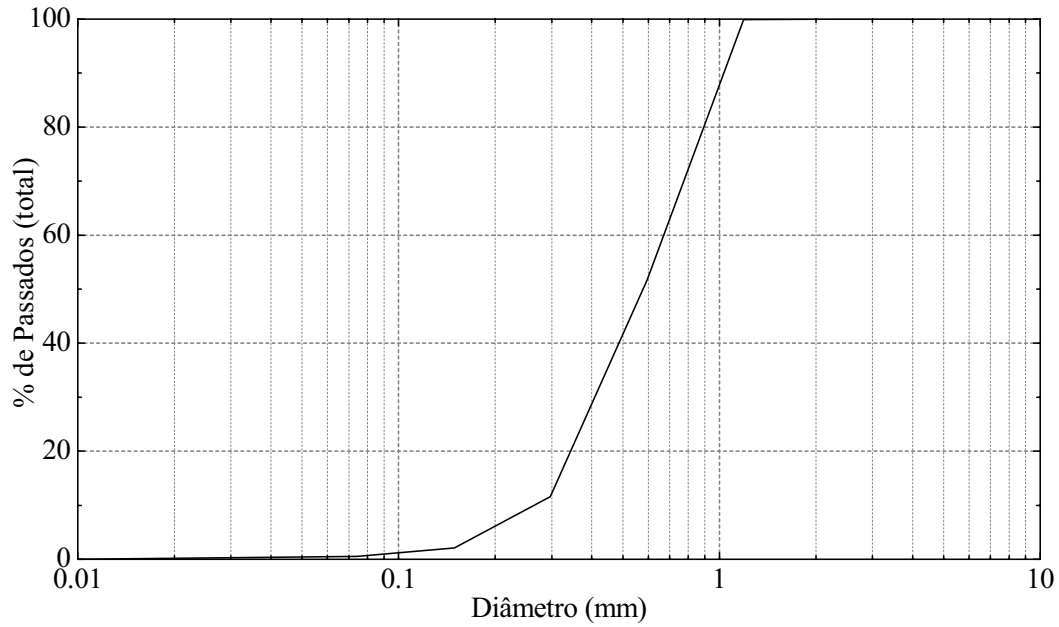


Figura B.1 – Curva granulométrica da areia.

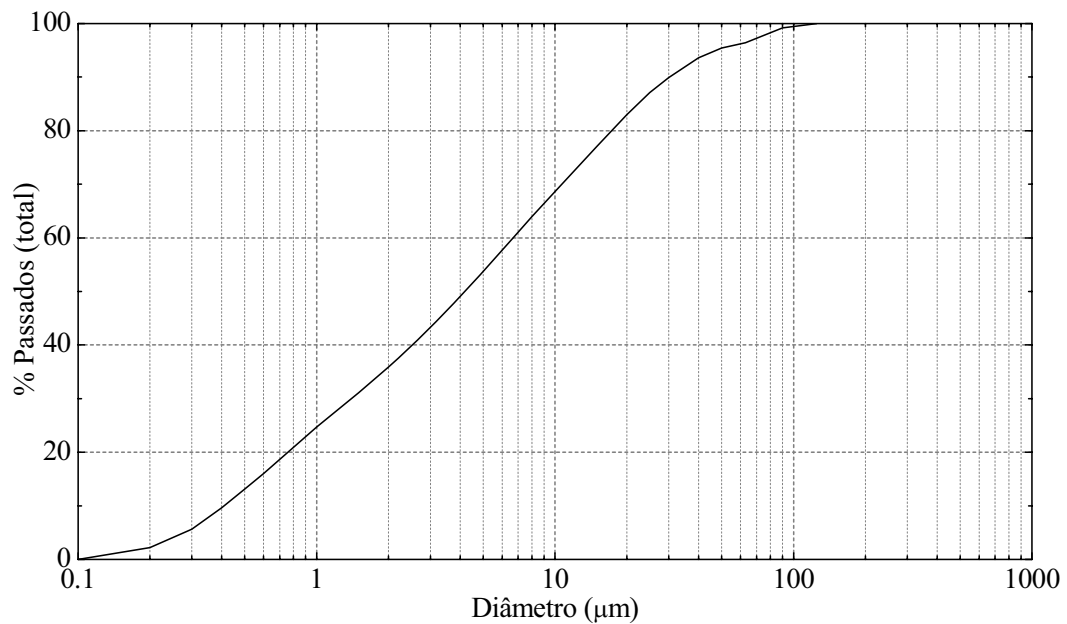
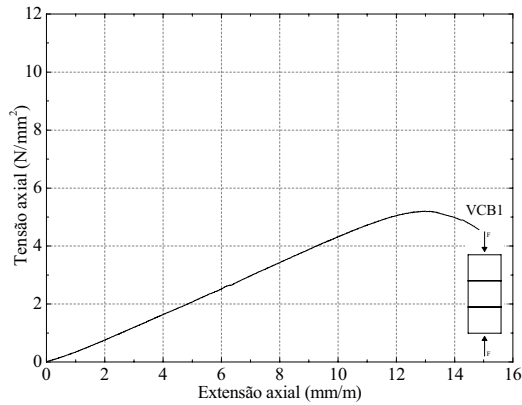
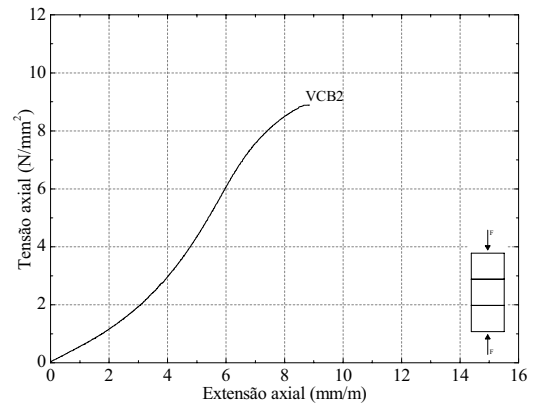


Figura B.2 – Curva granulométrica do metacaulino da Cerâmica Condestável.

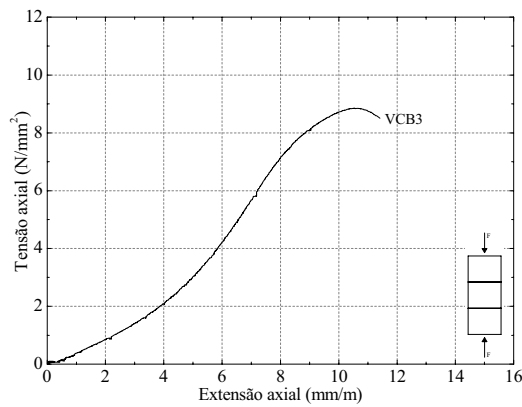
B.2 Curvas tensão - extensão dos ensaios de compressão dos provetes de tijolo cerâmico



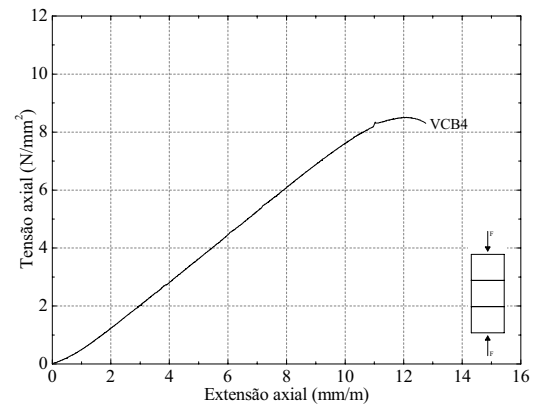
(a)



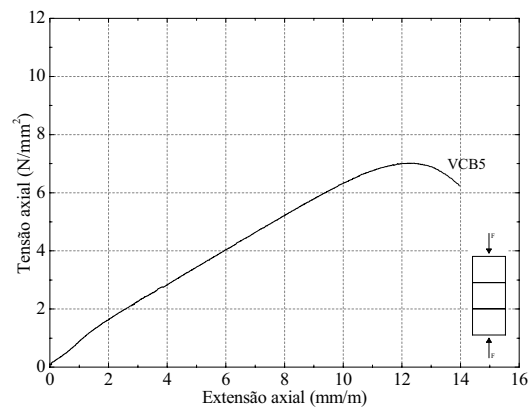
(b)



(c)

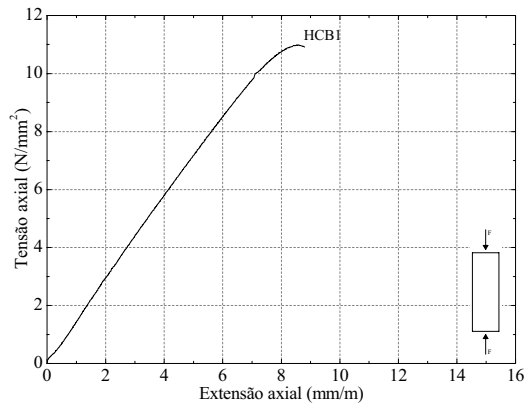


(d)

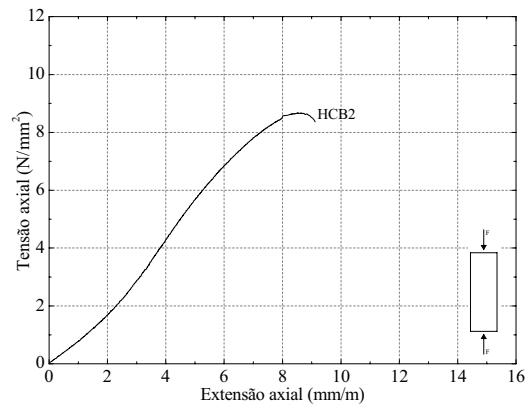


(e)

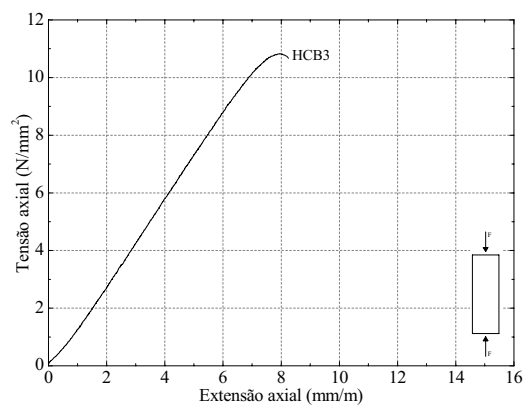
Figura B.3 – Curvas tensão axial - extensão dos provetes de tijolo cerâmico ensaiados segundo a direcção vertical: (a) provete VCB1; (b) provete VCB2; (c) provete VCB3; (d) provete VCB4; (e) provete VCB5.



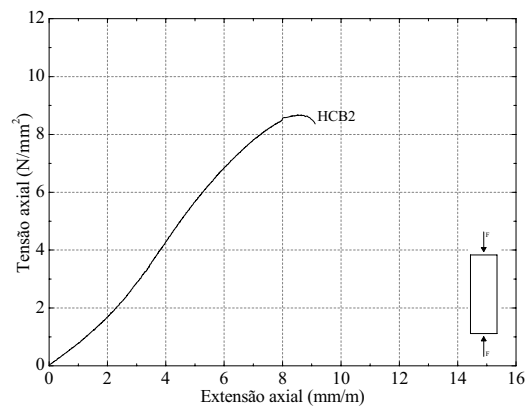
(a)



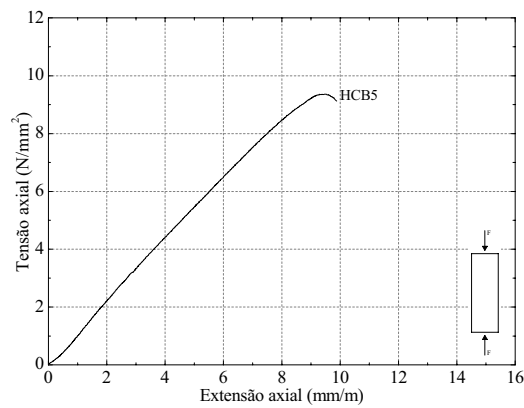
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura B.4 – Curvas tensão axial - extensão dos provetes de tijolo cerâmico ensaiados segundo a direcção horizontal: (a) provete HCB1; (b) provete HCB2; (c) provete HCB3; (d) provete HCB4; (e) provete HCB5.

B.3. Evolução do afastamento dos panos externos das paredes de três panos

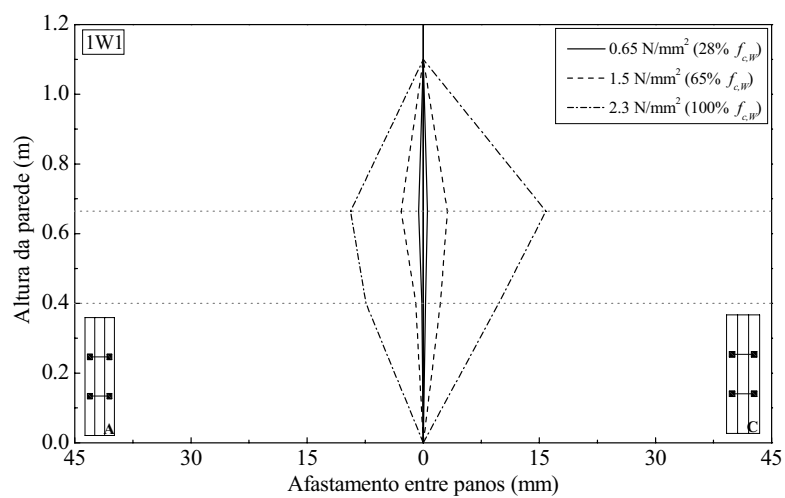


Figura B.5 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 1W1.

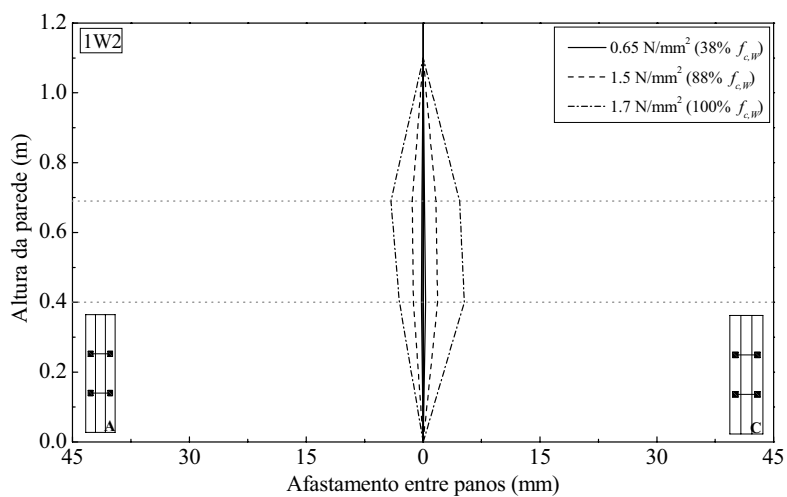


Figura B.6 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 1W2.

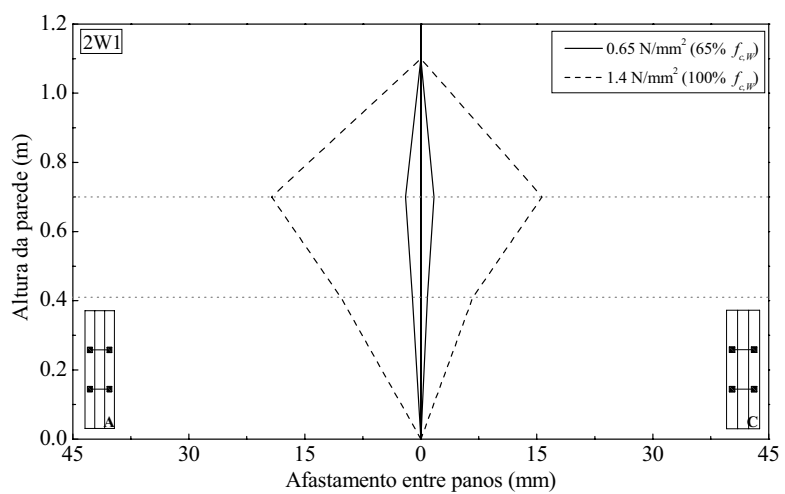


Figura B.7 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W1.

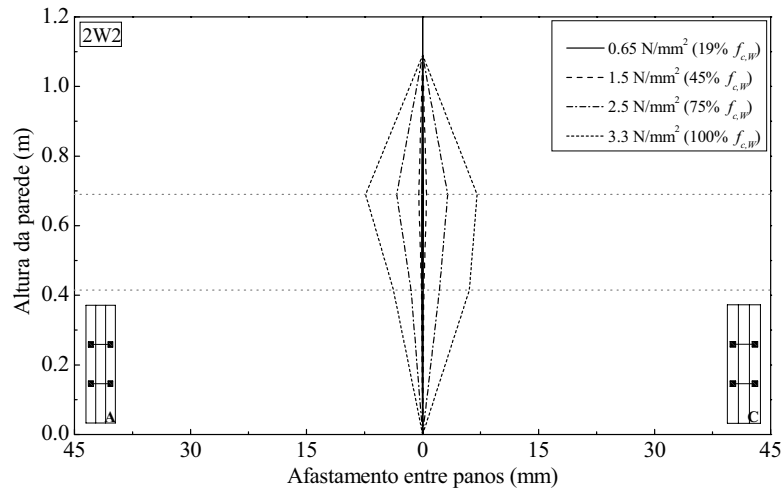


Figura B.8 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W2.

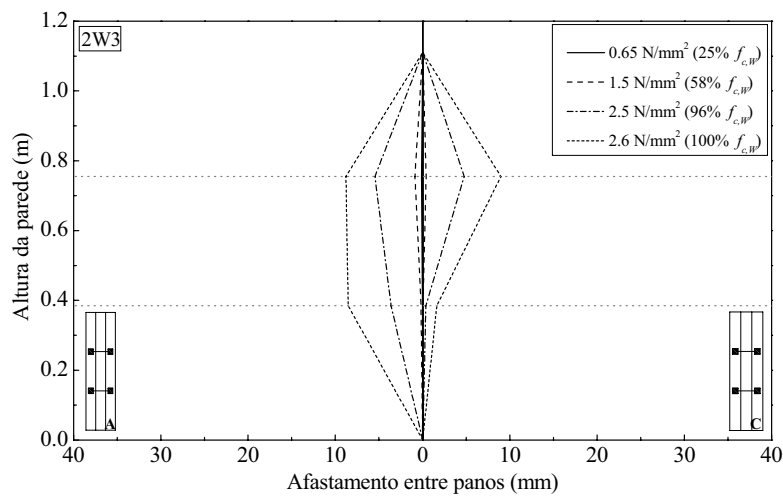


Figura B.9 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W3.

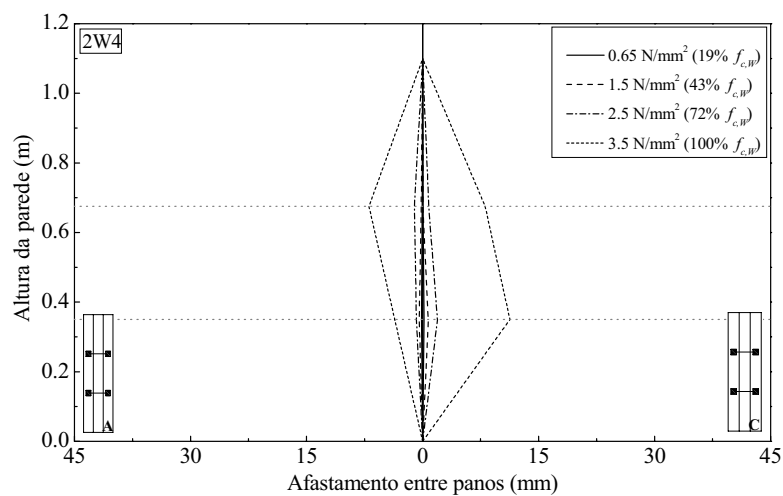


Figura B.10 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 2W4.

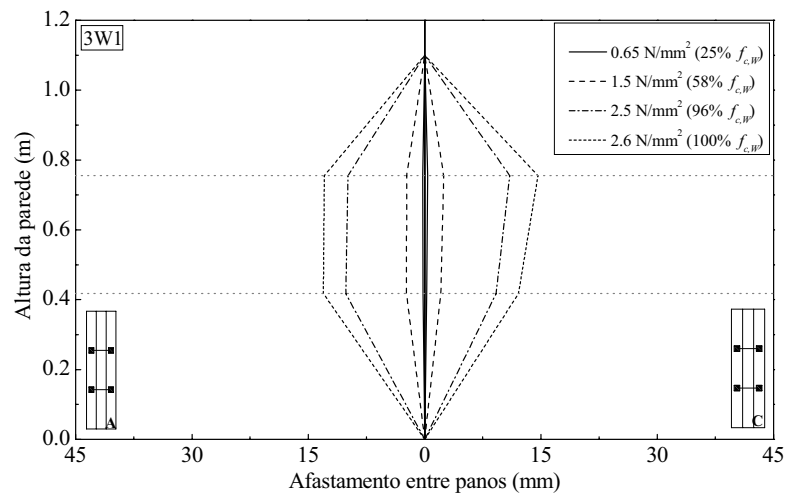


Figura B.11 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W1.

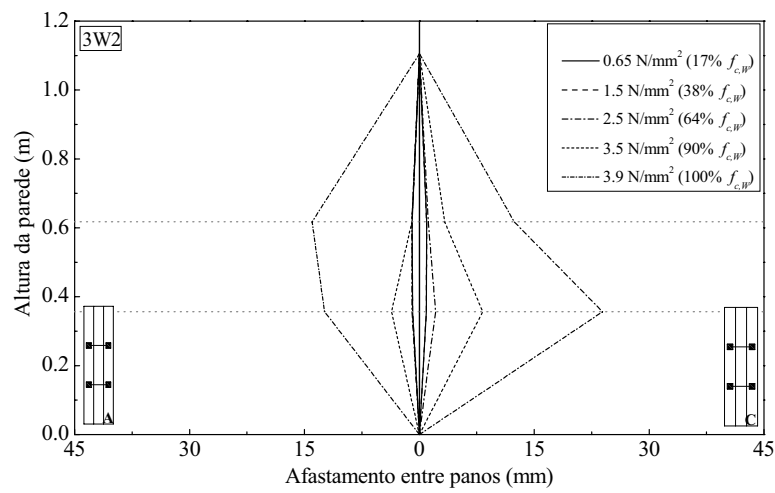


Figura B.12 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W2.

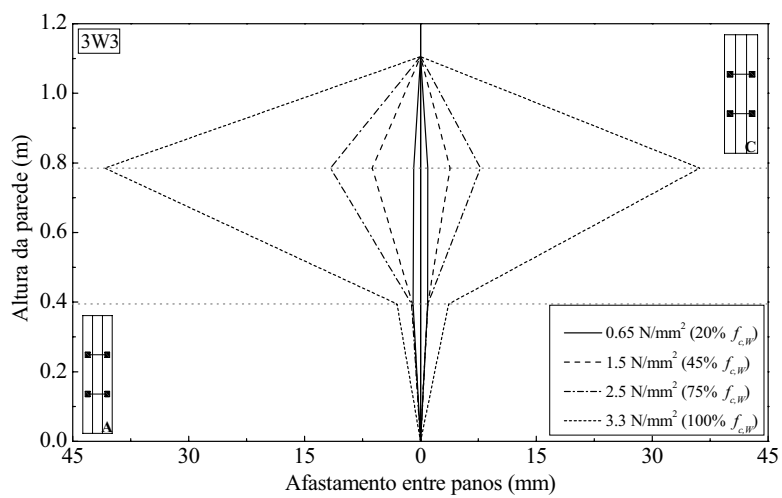


Figura B.13 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W3.

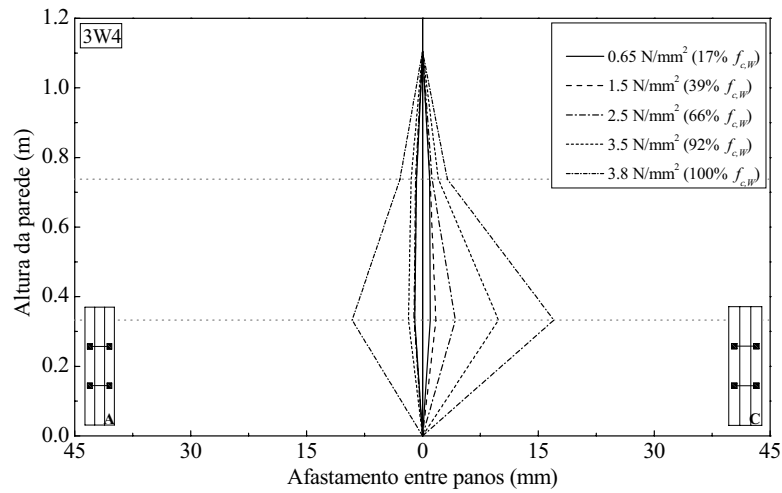


Figura B.14 – Evolução do afastamento dos panos externos da parede 3W4.

B.4 Monitorização das condições ambiente da câmara climática

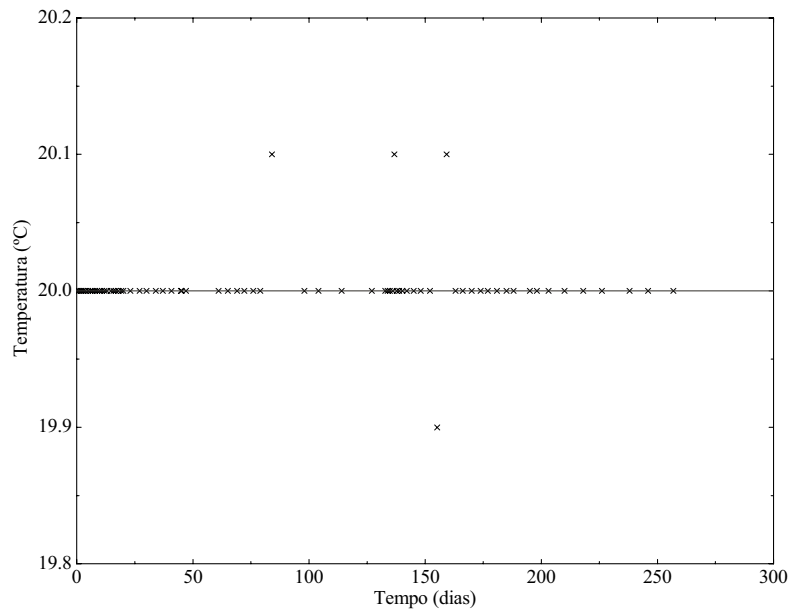


Figura B.15 – Evolução da temperatura no interior da câmara climática durante os ensaios de fluência a longo prazo.

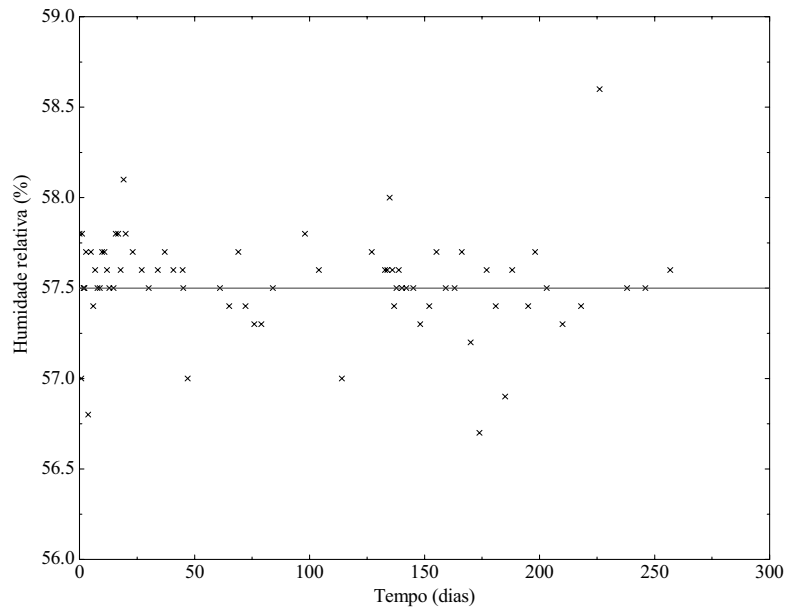


Figura B.16 – Evolução da humidade relativa no interior da câmara climática durante os ensaios de fluência a longo prazo.

B.5 Ensaios de fluência a longo prazo

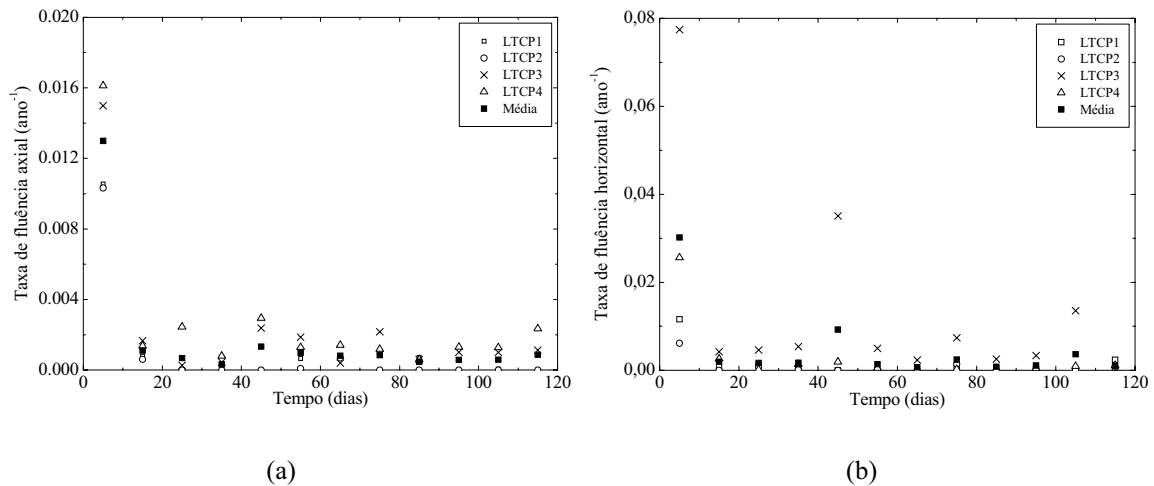


Figura B.17 – Evolução da taxa de fluência dos ensaios de fluência a longo prazo dos provetes de alvenaria de tijolo cerâmico, para o nível de tensão de 60% de $f_{c,bp}$: (a) taxa de fluência axial; (b) taxa de fluência horizontal.

ANEXO C – FOTOS

C.1 Padrão de fendilhação das paredes de alvenaria de pedra de três panos

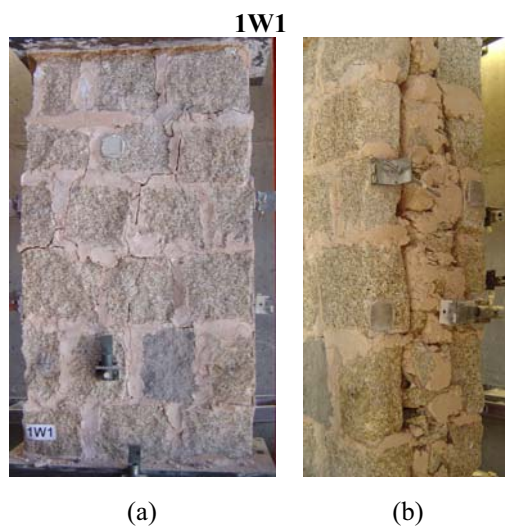


Figura C.1 – Padrão de fendilhação da parede 1W1 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.

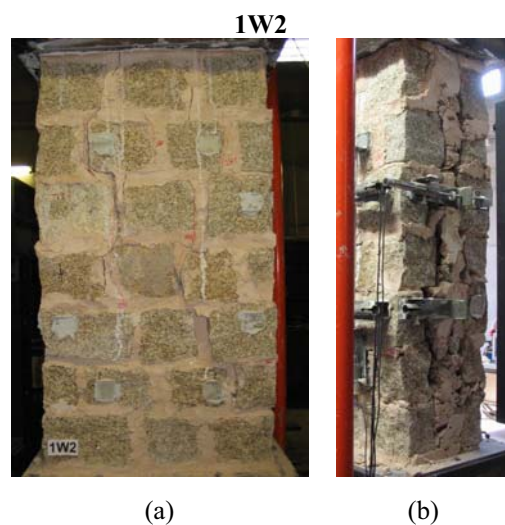


Figura C.2 – Padrão de fendilhação da parede 1W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.

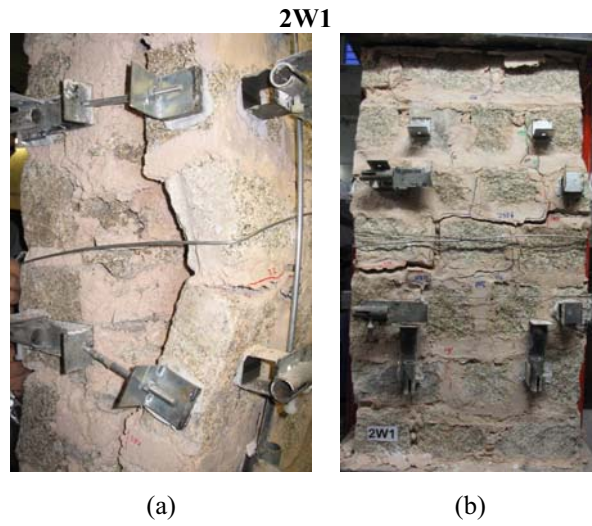


Figura C.3 – Padrão de fendilhação da parede 2W1 no final do ensaio: (a) face C; (b) face D.

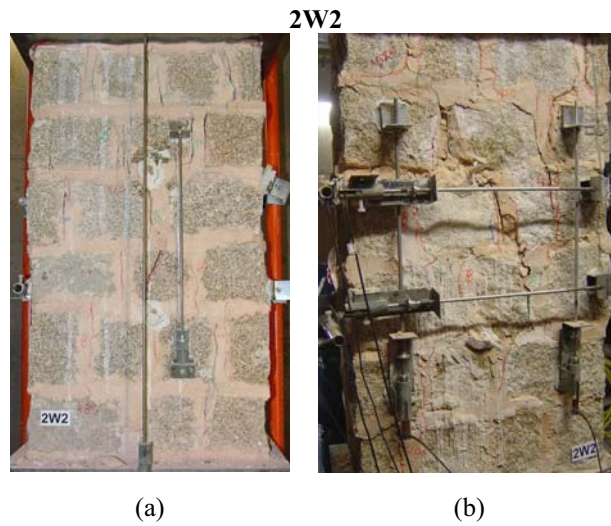


Figura C.4 – Padrão de fendilhação da parede 2W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face D.



Figura C.5 – Padrão de fendilhação da parede 2W3 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.

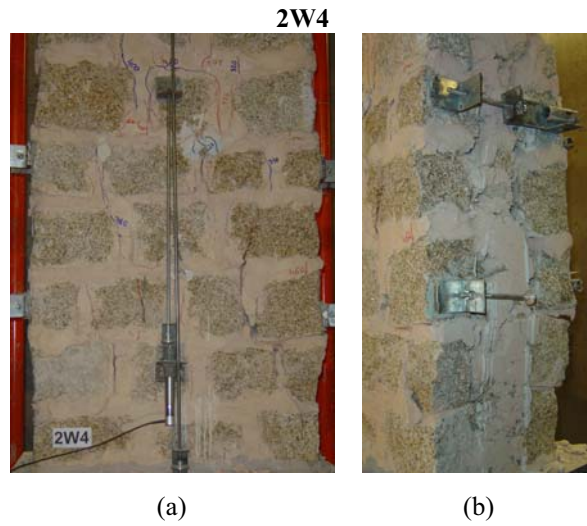


Figura C.6 – Padrão de fendilhação da parede 2W4 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.



Figura C.7 – Padrão de fendilhação da parede 3W1 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.



Figura C.8 – Padrão de fendilhação da parede 3W2 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.

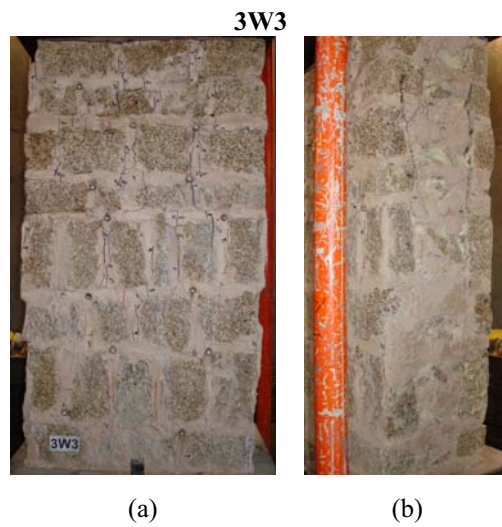


Figura C.9 – Padrão de fendilhação da parede 3W3 no final do ensaio: (a) face B; (b) face C.



Figura C.10 – Padrão de fendilhação da parede 3W4 no final do ensaio: (a) face A; (b) face B.