



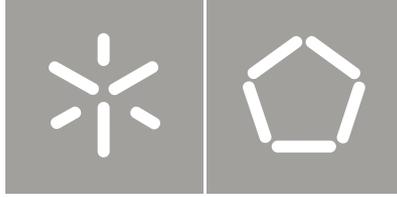
Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

José Pedro de Sá Mota Alves

Desempenho sísmico de estruturas de  
Alvenaria de blocos de betão

Seismic performance of concrete block  
masonry structures





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

José Pedro de Sá Mota Alves

Desempenho sísmico de estruturas de  
Alvenaria de blocos de betão

Seismic performance of concrete block  
masonry structures

Dissertação de Mestrado  
Construção e Reabilitação Sustentáveis

Trabalho efetuado sob a orientação da  
Professora Doutora Graça Vasconcelos

Co-Orientador  
Professor Doutor Paulo B. Lourenço



## AGRADECIMENTOS

Gostava de agradecer ao meu Pai, Fernando da Mota Alves, à minha Mãe, Maria Isaura Alexandre de Sá, pelo apoio dado e por todo o esforço que fizeram para eu chegar a este patamar.

À minha namorada Edite por todo o encorajamento dado e por estar sempre comigo nos bons e maus momentos e à Andréa por todo o apoio.

À minha Família por todo o apoio moral que sempre me inculiram.

À Professora Graça Vasconcelos por me ter orientado, pela disponibilidade que teve, ajuda a ultrapassar as minhas dificuldades, sugestões e paciência.

Ao Professor Paulo B. B. Lourenço pela oportunidade criada, visto que a responsabilidade do trabalho foi muito elevada.

Ao meu companheiro de projecto, Nuno Mendes, pela amizade, ajuda técnica, e conselhos que me levaram a concretizar este projecto.

À empresa Costa & Almeida, em especial à Eng.<sup>a</sup> Paula Costa pela atenção e apoio na produção dos blocos.

Aos meus amigos que muitas vezes me deram moral e força no decorrer do projecto.

Ao pessoal do LNEC - NESDE, Eng.º Campos Costa, Eng.<sup>a</sup> Ema, Eng.º Luís Mendes, Eng.º Paulo Candeias, Fátima, Artur, Alexandra, Gonçalo, Hélder, pelo apoio e atenção dada no decorrer dos trabalhos.

Ao pessoal do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Marco, Matos, Palha, Carlos, Pokee, Gonçalves e Hélder pelo apoio dado no trabalho sempre nas horas mais complicadas.

A todos que directamente ou indirectamente ajudaram.



## RESUMO

Através dos eventos sísmicos que têm ocorrido nas mais variadas partes do mundo, tem-se demonstrado que a alvenaria simples (não armada) não apresenta um desempenho adequado face à ocorrência de sismos, podendo apresentar roturas frágeis e pouca capacidade de dissipação de energia. Por outro lado, a alvenaria armada pode conduzir a um desempenho estrutural, quer em termos de resistência, quer em termos de ductilidade. Uma solução recentemente desenvolvida em alvenaria estrutural de blocos de betão prevê a utilização de armadura de junta combinada com armadura vertical inserida no interior das células dos blocos ou alternativamente na junta vertical e o uso de argamassa de assentamento modificada para preenchimentos das células armadas.

O objectivo principal deste trabalho consistiu em avaliar o desempenho global da solução recente em comparação com uma solução tradicional não armada à acção sísmica, que só poderá ser efectuado através de ensaios em mesa sísmica, de modo a poder determinar as propriedades dinâmicas. Neste trabalho pretende-se avaliar também o comportamento mecânico da alvenaria ao corte com diferentes configurações de armadura vertical e horizontal.

Para o efeito foi planeada e realizada uma campanha de ensaios experimentais, incluindo: (1) caracterização dos materiais de alvenaria de blocos de betão; (2) avaliação da influência de diferentes configurações de reforço na resistência ao corte e no módulo de corte da alvenaria; (3) avaliação de diferentes soluções de alvenaria estrutural à acção dos sismos com base em ensaios na mesa sísmica no Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Para o efeito foram construídos dois modelos à escala reduzida (1:2) através dos quais foi possível definir e sistematizar a tecnologia de construção em alvenaria estrutural.

Foram definidas diferentes fases de ensaios com intensidade da acção sucessivamente crescente para ser possível o acompanhamento dos padrões de fendilhação dos edifícios. A análise do comportamento sísmico dos edifícios foi efectuada com base nos padrões de fendilhação e em parâmetros simples de caracterização da deformação dos edifícios para cada estágio da acção sísmica.



## ABSTRACT

Recent seismic events that occurred all over the world have showed that unreinforced masonry doesn't present an adequate performance face to earthquakes, presenting very fragile behaviour and low energy dissipation capacity. On the other hand, the reinforced masonry can lead to good structural performance, both in terms of resistance and ductility. A solution recently developed in structural concrete block masonry by using bed joint reinforcement combined with vertical reinforcement placed inside the cell or alternatively the use of head joint reinforcements can be an alternative constructive solution to be used in residential buildings.

The main objective of this work consisted of evaluating the global seismic performance of masonry buildings built with the structural solution for unreinforced and reinforced concrete block masonry walls based on shaking table tests. This work aims also at evaluating the influence of different arrangement of vertical and horizontal reinforcements on the shear resisting properties of concrete block masonry.

The present is experimentally based, where an extensive campaign of experimental tests was planned, namely; (1) characterization of masonry materials, namely concrete blocks and mortar; (2) evaluation of the influence of different reinforcing arrangements on the shear resistance of concrete block masonry based on the results of diagonal compression tests; (3) evaluation of distinct solution of structural masonry to seismic actions based on shaking table tests carried out at the National Laboratory of Civil Engineering. For this, two models in structural masonry were constructed at reduced scale (1:2), through which the construction technology could be also evaluated and systematized.

Different phases were defined for the shaking table tests associated to increasing seismic load levels for making the assessment to the evolution of the damage patterns possible. The evaluation of the seismic performance of the models was made based on the cracking patterns and on simple parameters characterizing the deformational behaviour of the buildings for the seismic load levels.



## ÍNDICE

|  |     |
|--|-----|
| AGRADECIMENTOS .....   | III |
| RESUMO .....   | V   |
| ABSTRACT .....   | VII |
| 1. INTRODUÇÃO .....  | 1   |
| 1.1 Introdução .....   | 3   |
| 1.2 Soluções de alvenaria estrutural .....   | 6   |
| 1.3 Comportamento de edifícios de alvenaria à acção sísmica .....                  | 13  |
| 1.4 Avaliação experimental do comportamento da alvenaria a acções horizontais..... | 18  |
| 1.4.1 Caracterização do comportamento de paredes sujeitas a acções cíclicas        | 18  |
| 1.4.2 Caracterização experimental do comportamento dinâmico da alvenaria..         | 20  |
| 1.5 Objectivos.....  | 26  |
| 1.6 Organização da tese.....   | 27  |
| 2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS .....                                     | 29  |
| 2.1 Introdução .....   | 31  |
| 2.2 Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais de alvenaria.....      | 32  |
| 2.3 Requisitos geométricos e mecânicos de unidades de alvenaria .....              | 33  |
| 2.4 Caracterização do comportamento de blocos de betão à compressão .....          | 36  |
| 2.4.1 Procedimento de ensaio .....   | 37  |
| 2.4.2 Resultados .....   | 37  |
| 2.5 Caracterização mecânica da argamassa.....                                      | 38  |
| 2.5.1 Ensaio de Flexão .....   | 40  |
| 2.5.2 Ensaio à compressão .....  | 42  |
| 2.5.3 Ensaio de espalhamento .....   | 43  |
| 2.6 Caracterização da alvenaria de blocos de betão à compressão .....              | 43  |
| 2.6.1 Tipologia dos provetes .....   | 43  |
| 2.6.2 Construção, cura e transporte dos provetes .....                             | 44  |
| 2.6.3 Equipamento de ensaio .....  | 46  |
| 2.6.4 Procedimento e Instrumentação .....  | 46  |

|         |   |     |
|---------|---|-----|
| 2.6.5   | Análise de Resultados .....   | 47  |
| 2.6.6   | Cálculo de resistência máxima .....   | 47  |
| 2.6.7   | Cálculo de módulo de elasticidade.....                                      | 50  |
| 2.6.8   | Avaliação do modo de rotura .....   | 51  |
| 2.7     | Características da armadura .....   | 55  |
| 3.      | CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA AO CORTE.....                                   | 57  |
| 3.1     | Introdução .....  | 59  |
| 3.2     | Campanha experimental .....   | 59  |
| 3.2.1   | <i>Descrição dos provetes</i> .....   | 59  |
| 3.2.2   | <i>Procedimento de ensaio</i> .....   | 62  |
| 3.3     | Resultados experimentais.....   | 63  |
| 3.4     | Avaliação da influência da armadura em paredes de alvenaria de blocos ..... | 67  |
| 3.5     | Discussão de resultados.....  | 78  |
| 3.5.1   | <i>Alvenaria com armadura horizontal</i> .....                              | 78  |
| 3.5.2   | <i>Alvenaria com armadura vertical</i> .....                                | 79  |
| 3.5.3   | <i>Alvenaria com armadura mista</i> .....                                   | 80  |
| 4.      | ENSAIOS NA MESA SÍSMICA: MODELOS E PROCEDIMENTO DE ENSAIO .....             | 85  |
| 4.1     | Introdução .....  | 87  |
| 4.2     | Definição dos modelos .....   | 87  |
| 4.2.1.1 | Fundação e Lajes .....  | 92  |
| 4.3     | Lei de semelhança usada nos modelos de alvenaria .....                      | 94  |
| 4.4     | Construção dos modelos.....   | 95  |
| 4.5     | Instrumentação dos modelos .....  | 106 |
| 4.5.1   | <i>Equipamento de medição</i> .....   | 106 |
| 4.5.2   | <i>Plano de instrumentação</i> .....  | 110 |
| 4.5.3   | <i>Simulação de acção sísmica</i> .....                                     | 111 |
| 4.5.4   | <i>Fases de aplicação da acção sísmica</i> .....                            | 116 |
| 5.      | ENSAIOS NA MESA SÍSMICA: ANÁLISE DE RESULTADOS.....                         | 119 |
| 5.1     | Introdução .....  | 121 |
| 5.2     | Análise dos parâmetros directos.....  | 121 |

|       |   |     |
|-------|---|-----|
| 5.2.1 | <i>Aceleração absoluta</i> .....        | 121 |
| 5.2.2 | <i>Deslocamento relativo</i> .....      | 124 |
| 5.2.3 | <i>Padrão de fendilhação</i> .....      | 127 |
| 5.3   | Análise dos parâmetros indirectos ..... | 133 |
| 5.3.1 | <i>Drift</i> .....                      | 133 |
| 5.3.2 | <i>RMS</i> .....                        | 136 |
| 6.    | CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....     | 141 |
| 6.1   | Conclusões.....                         | 143 |
| 6.2   | Trabalhos futuros.....                  | 145 |
|       | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....         | 147 |
|       | ANEXO A .....                           | 153 |



## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1.1 – Alvenaria antiga: (a) Interior de uma Casa do leme ou “ <i>wheelhouse</i> ” <sup>1</sup> ; Scotland (b) “ <i>Erechtheum</i> ” <sup>2</sup> ; Grécia .....  | 3  |
| Figura 1.2 – Alvenaria Romana: (a) “ <i>opus incertum</i> ”; (b) “ <i>opus reticulatum</i> ”; (c) “ <i>opus testaceum</i> ”, (H. Dodge and P. Connolly, 1998). .....  | 4  |
| Figura 1.3 – Edifício Monadnock: (a) Vista periférica <sup>1</sup> ; (b) Vista em planta <sup>2</sup> . .....   | 5  |
| Figura 1.4 - Distribuição espacial das zonas de sismicidade do território português (LNEC, 2006) .....  | 6  |
| Figura 1.5 – Blocos de betão: (a) duas células; (b) três células, (Haach, 2009) .....   | 7  |
| Figura 1.6 - Paredes com aparelho tradicional: (a) blocos de duas células; (b) blocos de três células, (Mosele <i>et al.</i> , 2006). .....   | 7  |
| Figura 1.7 - Paredes com junta vertical contínua: (a) blocos de duas células; (b) blocos de três células, (Mosele <i>et al.</i> , 2006). .....  | 8  |
| Figura 1.8 – Exemplo de Alvenaria Simples (Gouveia, 2007). .....  | 9  |
| Figura 1.9 - Exemplo de Alvenaria Armada (Gouveia, 2007). .....   | 10 |
| Figura 1.10 - Exemplo de Alvenaria Confinada (Gouveia, 2007). .....   | 10 |
| Figura 1.11 – Exemplos de aplicação da armadura na alvenaria: (a) parede armada com blocos furados; (b) parede com armaduras nas juntas verticais e de assentamento; (c) parede com pilares embebidos; (d) parede dupla preenchida com betão; (e) unidade de alvenaria tipo viga; (f) armadura colocada nas juntas de assentamento de unidades de alvenaria com entalhe; (g) unidades de alvenaria com armadura mas juntas de assentamento, (Lourenço, 1999). ..... | 11 |
| Figura 1.12 – Sistemas de Alvenaria Estrutural Armada: (a) em blocos cerâmicos; (b) em blocos de betão, (Mosele <i>et al.</i> , 2006). .....  | 14 |
| Figura 1.13 – Efeito da ligação entre paredes: (a) comportamento isolado das paredes; (b) comportamento conjunto das paredes, (Carvalho e Oliveira, 1999). .....  | 15 |
| Figura 1.14 – Efeito da rigidez dos pavimentos na deformação global dos edifícios (Carvalho e Oliveira, 1999). .....  | 16 |
| Figura 1.15 – Deformação e dano num Edifício de alvenaria (Tomažević, 1999). .....  | 16 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 1.16 – Deformação e padrão de fendilhação, com os respectivos diagramas de esforços de corte e de momento de edifícios de alvenaria: (a) parede em “cantilever” ligada através de pavimentos flexíveis; (b) paredes com nembos baixa resistência; (c) paredes com lintéis de baixa resistência, (Tomažević, 1999). ..... | 17 |
| Figura 1.17 – História dos deslocamentos usada na simulação da acção sísmica (Tomažević, 1996). .....   | 18 |
| Figura 1.18 – Configuração típica do ensaio das paredes de alvenaria sob acção horizontal (Vasconcelos, 2005). .....  | 19 |
| Figura 1.19 – Padrão de fendilhação típico das paredes de alvenaria quando sujeita a forças horizontais, (Haach, 2009). .....   | 20 |
| Figura 1.20 – Modelos de alvenaria antiga à escala reduzida: (a) Bairrão (2009); (b) Mendes <sup>a</sup> (2010); (c) Chávez (2008); (d) Krstevska (2008). .....   | 22 |
| Figura 1.21 – Técnicas de reforço: (a) malha polimérica, (Bairrão, 2009); (b) aplicações metálicas para aumentar a rigidez do pavimento, (Mendes <sup>b</sup> , 2010); (c) CFRP no reforço da cobertura, (Krstevska , 2008). .....  | 22 |
| Figura 1.22 – Modelos com soluções inovadoras de alvenaria armada à escala reduzida em adobe (Adell, 2010). .....   | 23 |
| Figura 1.23 – Modelos com soluções inovadoras de alvenaria armada à escala reduzida em tijolo (Adell, 2010). .....  | 23 |
| Figura 2.1 – Relação típica tensão-extensão da alvenaria (EC6, 2005). .....   | 32 |
| Figura 2.2 – Exemplo de formas de unidades de betão <sup>1</sup> . .....  | 35 |
| Figura 2.3 – Geometria dos blocos de betão de três células, com dimensão dos blocos (unidades em milímetros): (a) planta do bloco inteiro; (b) planta do meio bloco. ....   | 36 |
| Figura 2.4 – Provetes para a caracterização da resistência à compressão da alvenaria. ....  | 43 |
| Figura 2.5 – Preparação de provetes de alvenaria para ensaio de compressão. ....  | 44 |
| Figura 2.6 - Equipamento para ensaio de provetes de alvenaria à compressão. ....  | 46 |
| Figura 2.7 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento. ....  | 47 |
| Figura 2.8 – Envolvente de tensão na argamassa e unidades de alvenaria num prisma em compressão uniaxial de acordo com Afshari e Kaldjan (1989) reportado por Mohamad (2007). ....  | 52 |

|   |    |
|---|----|
| Figura 2.9 – Gráficos tensão-extensão de provete à compressão do prisma de alvenaria (modelo de alvenaria armada) nº7.....  | 52 |
| Figura 2.10 – Deformada e esforços actuantes em provetes de alvenaria, em função das condições de apoio do equipamento de ensaio, (Haach, 2009).....  | 53 |
| Figura 2.11 – Padrão de fendilhação e modo de rotura dos Prismas. ....  | 54 |
| Figura 2.12 – Armadura Murfor RND. ....   | 55 |
| Figura 3.1 – Provetes de alvenaria armada utilizados no ensaio de compressão diagonal. ....   | 60 |
| Figura 3.2 – Provelte de alvenaria não armada utilizado no ensaio de compressão diagonal. ....  | 62 |
| Figura 3.3 – Instrumentação do ensaio de compressão diagonal. ....  | 62 |
| Figura 3.4 – Interpretação do ensaio de compressão diagonal de acordo com ASTM e com a solução teórica de Frocht com base no círculo de Mohr. ....  | 64 |
| Figura 3.5 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes de alvenaria não armada..... | 68 |
| Figura 3.6 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P1. ....                     | 69 |
| Figura 3.7 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P2. ....                     | 70 |
| Figura 3.8 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P3. ....                     | 71 |
| Figura 3.9 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P4. ....                     | 72 |
| Figura 3.10 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P5. ....                    | 73 |
| Figura 3.11 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P6. ....                    | 74 |
| Figura 3.12 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P7. ....                    | 75 |
| Figura 3.13 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P8. ....                    | 76 |
| Figura 3.14 – Relação tensão de corte, $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$ e $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P9. ....                    | 77 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 4.1 – Arquitectura do modelo de alvenaria não armada. ....  | 88  |
| Figura 4.2 – Alçados do edifício de alvenaria não armada. ....   | 89  |
| Figura 4.3 – Disposição da armadura nas paredes do edifício de alvenaria não armada.....   | 89  |
| Figura 4.4 – Arquitectura do modelo de alvenaria armada.....   | 90  |
| Figura 4.5 – Alçados do edifício de alvenaria armada. ....   | 90  |
| Figura 4.6 – Disposição da armadura nas paredes do edifício de alvenaria armada. ....  | 91  |
| Figura 4.7 – Pormenor da planta a) 1ª fiada de blocos b) 2ª fiada de blocos. ....  | 92  |
| Figura 4.8 – Base do Modelo: (a) vista em planta; (b) ancoragem da armadura vertical à base. 93                                      |     |
| Figura 4.9 – Detalhe de ligação laje/parede do 1º piso .....   | 93  |
| Figura 4.10 – Colocação da cofragem e armadura: (a) colocação da armadura e tubos de PVC;<br>(b) colocação da armadura vertical..... | 96  |
| Figura 4.11 – Processo de betonagem: (a) vibração; (b) alinhamento da armadura vertical.....   | 97  |
| Figura 4.12 – Alinhamento das paredes: (a) fiada de blocos sem argamassa; (b) escantilhão. .   | 98  |
| Figura 4.13 – Produção de argamassa (a) mistura de materiais; (b) ensaio de espalhamento..   | 99  |
| Figura 4.14 – 1ª fiada de blocos: (a) pormenor de canto; (b) assentamento. ....  | 100 |
| Figura 4.15 – Demonstração da aplicação da argamassa: (a) aplicação da argamassa; (b)<br>resultado da aplicação. ....                | 101 |
| Figura 4.16 – Provetes para os ensaios de laboratório: (a) provetes de argamassa; (b) prismas<br>de três fiadas. ....                | 101 |
| Figura 4.17 – Aplicação da armadura longitudinal: (a) amarração; (b) elevação da 3ª fiada. ..  | 102 |
| Figura 4.18 – Aplicação da armadura vertical: (a) Amarração; (b) Elevação da 4ª fiada.....   | 103 |
| Figura 4.19 – Laje 1º Piso: (a) colocação da armadura; (b) betonagem. ....   | 104 |
| Figura 4.20 – Elevação do 2º Piso: (a) 1ª fiada; (b) 14ª fiada. ....   | 105 |
| Figura 4.21 – Preparação final: (a) pintura da 1ª camada; (b) aspecto final. ....  | 105 |
| Figura 4.22 - Acelerómetros piezoeléctricos (PCB, 2009). ....  | 106 |
| Figura 4.23 – Transdutores LVDT, (RDP Electronics Ltd, 2009). ....   | 107 |
| Figura 4.24 – Sensor Opto-eléctrico de Posicionamento, (Hamamatsu, 2009). ....   | 108 |
| Figura 4.25 – Esquema da Mesa Sísmica Triaxial: (a) vista em planta; (b) vista em perspectiva.<br>.....                              | 108 |
| Figura 4.26 – Plano de instrumentação. ....  | 110 |
| Figura 4.27 – Espectro de resposta elástico (EC8, 2004). ....  | 111 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 4.28 – Espectro de resposta Tipo1 (a) Escala real (b) Escala reduzida 1:2 .....                                       | 113 |
| Figura 4.29 – Direcção Norte/Sul: (a) acelerograma; (b) deslocamentos. ....  | 114 |
| Figura 4.30 – Direcção Este/Oeste: (b) acelerograma; (d) deslocamentos. ....   | 115 |
| Figura 4.31 – Espectros de resposta segundo as direcções N/S e E/W.....  | 116 |
| Figura 5.1 – Relação da resposta em aceleração com o PGA do edifício de alvenaria não armada.....                            | 122 |
| Figura 5.2 – Relação da resposta em aceleração com o PGA do edifício de alvenaria armada. ....                               | 123 |
| Figura 5.3 – Deslocamentos relativos do edifício de alvenaria não armada. ....   | 125 |
| Figura 5.4 – Deslocamentos relativos do edifício de alvenaria armada. ....   | 126 |
| Figura 5.5 – Padrão de fendilhação após a segunda fase com intensidade de 250% para o edifício de alvenaria não armada. .... | 127 |
| Figura 5.6 – Aspecto após a segunda fase com intensidade de 250% para o edifício de alvenaria não armada. ....               | 130 |
| Figura 5.7 – Padrão de fendilhação após a segunda fase com intensidade de 400% para o edifício de alvenaria armada.....      | 131 |
| Figura 5.8 – Aspecto após a segunda fase com intensidade de 400% para o edifício de alvenaria armada.....                    | 132 |
| Figura 5.9 – Drifts máximos para o edifício de alvenaria não armada.....   | 134 |
| Figura 5.10 – Drifts máximos para o edifício de alvenaria armada. ....   | 135 |
| Figura 5.11 – RMSA para o edifício de alvenaria não armada. ....   | 137 |
| Figura 5.12 – RMSA para o edifício de alvenaria armada.....  | 138 |
| Figura 5.13 – RMSD para o edifício de alvenaria não armada. ....   | 139 |
| Figura 5.14 – RMSD para o edifício de alvenaria armada. ....   | 140 |



## LISTA DE QUADROS

|  |     |
|--|-----|
| Quadro 1.1 – Vantagens económicas de estruturas de alvenaria estrutural em relação a estruturas em betão armado (Wendler, 2007). ..... | 12  |
| Quadro 2.1 - Análise dimensional dos blocos de betão (Haach, 2009). .....  | 37  |
| Quadro 2.2 – Resultados dos ensaios à compressão dos blocos de betão. ....   | 38  |
| Quadro 2.3 – Composições de argamassa, (CIB, 1987). .....  | 39  |
| Quadro 2.4 – Aderência característica para o reforço em argamassa, (EC6, 2005). .....  | 40  |
| Quadro 2.5 – Resistência à flexão da argamassa. ....   | 41  |
| Quadro 2.6 - Determinação da resistência à compressão uniaxial dos prismas com base nos resultados experimentais.....                  | 48  |
| Quadro 2.7 - Parâmetro $K$ para a determinação da resistência à compressão da alvenaria. ....  | 49  |
| Quadro 2.8 - Resistência à compressão de alvenaria. ....   | 49  |
| Quadro 2.9 – Módulo de elasticidade com base nos resultados experimentais.....   | 50  |
| Quadro 2.10 – Módulo de elasticidade de alvenaria, com base no tipo de junta horizontal. ....  | 51  |
| Quadro 2.11 – Dimensões da Armadura Murfor RND - Bekaert S.A. (2008). .....  | 55  |
| Quadro 3.1 – Quantidade de armadura adoptada nos provetes de ensaio de compressão diagonal.....  | 61  |
| Quadro 3.2 – Valores das tensões para determinação da resistência à tracção e ao corte no ensaio de compressão diagonal. ....          | 65  |
| Quadro 3.3 – Valores do módulo de corte obtidos no ensaio de compressão diagonal. ....   | 66  |
| Quadro 3.4 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura horizontal. ....   | 79  |
| Quadro 3.5 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura vertical. ....   | 80  |
| Quadro 3.6 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P7. ....  | 81  |
| Quadro 3.7 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P8. ....  | 82  |
| Quadro 3.8 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P8. ....  | 82  |
| Quadro 4.1 – Factores de escala da lei de semelhança de Cauchy (Candeias <i>et al.</i> , 2004) .....                                   | 94  |
| Quadro 4.2 – Características da Mesa Sísmica Triaxial, (NESDE-LNEC,2009) .....   | 109 |

|  |     |
|--|-----|
| Quadro 4.3 – Parâmetros de caracterização dos sinais. .... | 116 |
| Quadro 4.4 – Características dos sinais. ....              | 117 |

# ***1. Introdução***

---



## 1.1 Introdução

A alvenaria, como se pode verificar através de construções históricas existentes, surge nas primeiras civilizações da história espalhadas por todo o globo. As características estéticas e mecânicas, a sua versatilidade e simplicidade construtiva permitiam uma diversidade de aplicação. Com a abundância de pedra como recurso natural a alvenaria de pedra assumiu um papel importante na construção. Os primeiros edifícios em alvenaria de que há registo, apareceram há milhares de anos, em que as pedras utilizadas eram irregulares normalmente próximas ao local de construção, ver Figura 1.1 (a). Com a evolução das civilizações e consequentemente das técnicas, a arquitectura toma um papel relevante na construção considerando a estética uma necessidade da sociedade, como se pode verificar na Figura 1.1 (b) os edifícios da Grécia antiga.



Figura 1.1 – Alvenaria antiga: (a) Interior de uma Casa do leme ou “*wheelhouse*”<sup>1</sup>; Scotland (b) “*Erechtheum*”<sup>2</sup>; Grécia.

<sup>1</sup><http://www.undiscoveredscotland.co.uk/shetland/jarlshof/index.html> (Maio, 2010)

<sup>2</sup><http://en.wikipedia.org/wiki/Erechtheum> (Maio, 2010)

O alargamento do Império Romano promove a uma grande evolução na construção com o aparecimento da “*pozzolana*”, que alguns escritores romanos descreveram como uma mistura “*pozzolan*” com a função de aglutinante, cal hidratada e areia, levando ao chamado “*opus caementum*” (H. Dodge e P. Connolly, 1998). Com a aplicação deste material nasce outro conceito, que antes era desconhecido, a aderência. Este tipo de material era usado como material de enchimento de paredes espessas, composto por duas folhas externas, típicas da

arquitectura romana. As folhas externas podem ser construídas através de unidades de pedra com variadas formas e disposição diversa como se pode verificar na Figura 1.2.

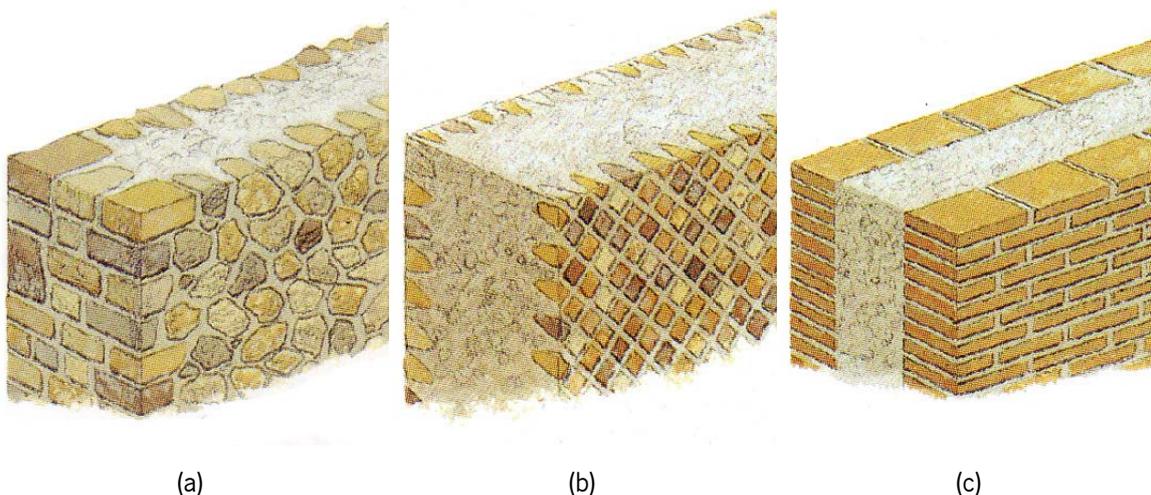


Figura 1.2 – Alvenaria Romana: (a) “*opus incertum*”; (b) “*opus reticulatum*”; (c) “*opus testaceum*”, (H. Dodge and P. Connolly, 1998).

As estruturas de alvenaria deixaram uma marca na história, sendo a maior percentagem dos edifícios históricos por todo o mundo construídos em alvenaria. As análises de estabilidade de estruturas de alvenaria deram os primeiros passos no século XVII, na aplicação dos princípios da estática em arcos e cúpulas (Hendry, 2002). A avaliação da capacidade resistente da alvenaria até ao século XIX era avaliada através de métodos empíricos. Em muitos casos o conhecimento das técnicas era adquirido de geração em geração de construtores (Mohamad, 2007). No final do século XIX e início do século XX foram desenvolvidas técnicas experimentais para a melhor compreensão do comportamento estrutural da alvenaria, contudo, a análise estrutural da alvenaria estrutural continuava baseada em regras empíricas muito limitadas. No fim do século XIX, a construção do Edifício Monadnock em Chicago, ver Figura 1.3, assinala um marco histórico na construção em alvenaria estrutural, sendo um edifício com dezasseis pisos composto por paredes em blocos cerâmicos maciços, na base com espessura a rondar os dois metros. Este tipo de edifício apresenta elevada robustez. Com o surgimento do aço e do betão armado fez com que as construções se tornassem mais versáteis, económicas e mais audazes, dando assim mais liberdade arquitectónica. Com isto a alvenaria estrutural fica relegada a um segundo plano, deixando de ser utilizada com tanta frequência, principalmente em países desenvolvidos. Na década de 1950 surge um novo impulso na construção em alvenaria

estrutural. Devido às influências da 2ª Guerra Mundial, com desenvolvimento por parte do Instituto Federal de Tecnologia da Suíça em Zurich, é construído edifícios de Apartamentos com 18 pisos com paredes estruturais com apenas 150mm de espessura (Hendry, 2002). Derivado à necessidade do mercado procurar novas técnicas alternativas de construção, ressurgem as obras de alvenaria, agora com base em pesquisas realizadas em vários países. Isto permitiu a criação de normas e adopção de critérios de cálculo baseados em métodos racionais, surgindo o que se nomeia agora o conceito de alvenaria estrutural.

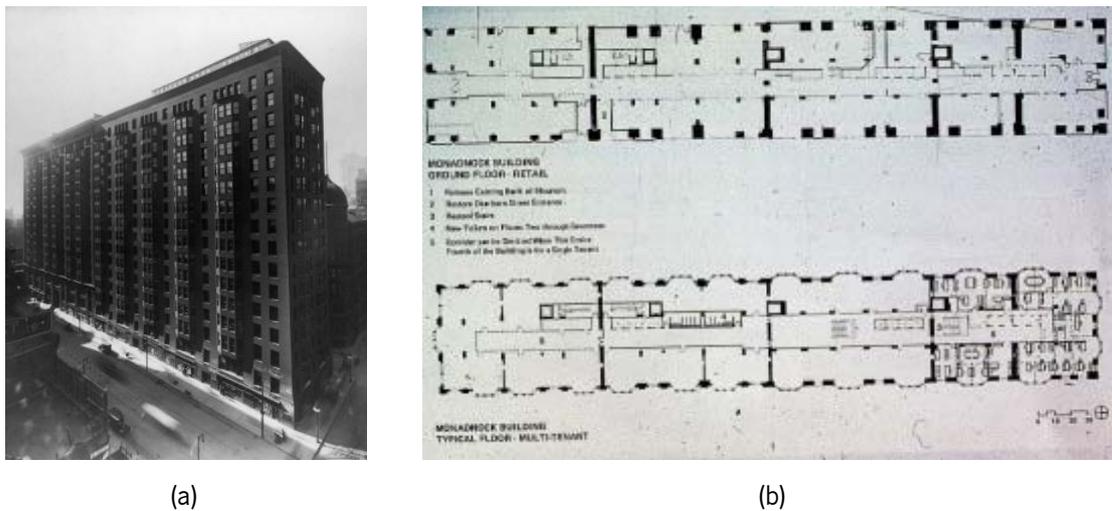


Figura 1.3 – Edifício Monadnock: (a) Vista periférica<sup>1</sup>; (b) Vista em planta<sup>2</sup>.

<sup>1</sup><http://www.monadnockbuilding.com/historic%20photos.htm> (Maio, 2010)

<sup>2</sup>[http://www.corusconstruction.com/en/reference/teaching\\_resources/architectural\\_studio\\_reference/history/the\\_development\\_of\\_the\\_steel\\_frame/frames/](http://www.corusconstruction.com/en/reference/teaching_resources/architectural_studio_reference/history/the_development_of_the_steel_frame/frames/) (Maio, 2010)

Apesar de a alvenaria ser uma das mais antigas técnicas de construção utilizada pelo homem, é provavelmente a menos conhecida no que diz respeito à idealização do seu comportamento estrutural. Relacionam-se muitos conceitos erróneos a este tipo de técnica, alguns dos quais evidenciam-se através de uma utilização incorrecta, como resultado de uma análise imprópria ou uma inadequada prática de construção. Até à data de hoje estão em curso pesquisas para um melhor conhecimento estrutural, para que os regulamentos existentes promovam um melhor desempenho no dimensionamento deste tipo de estrutura, aumentando a sua competitividade.

## 1.2 Soluções de alvenaria estrutural

Portugal é um país com diferentes índices de risco sísmico, desde baixo a alto risco sísmico. De acordo com a nova versão do anexo nacional do EC8 (2004), Portugal fica dividido em 3 ou 5 zonas de sismicidade distinta em função do tipo de acção sísmica, ver Figura 1.4.

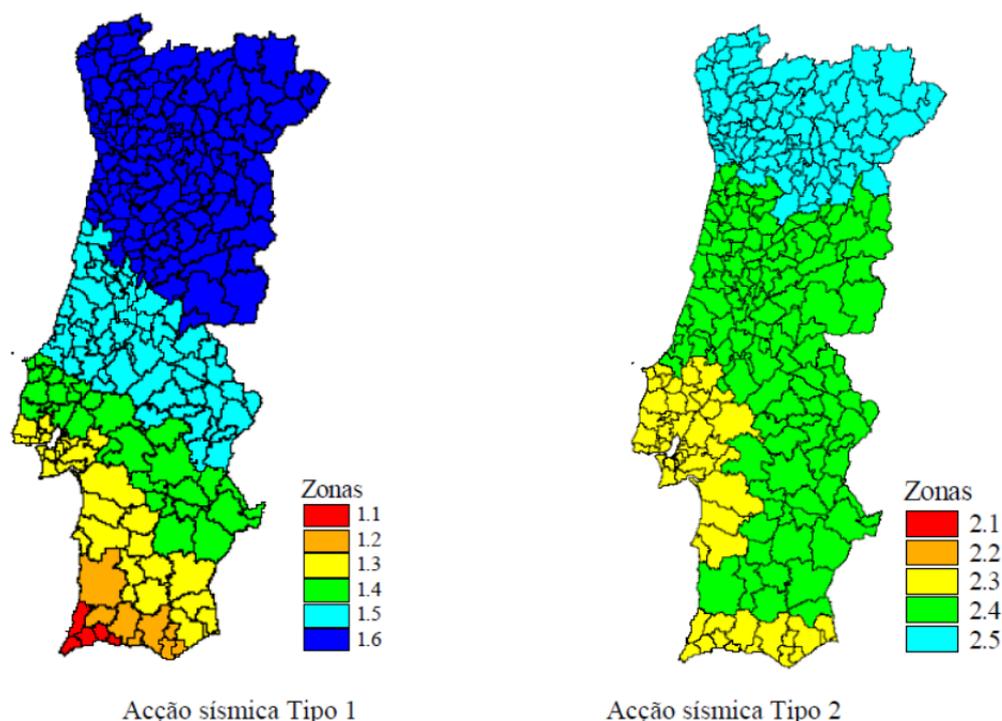


Figura 1.4 - Distribuição espacial das zonas de sismicidade do território português (EN1998-1, 2010)

No âmbito de um projecto europeu e com o objectivo de desenvolver soluções de alvenaria estrutural para regiões sísmicas, foi proposta na Universidade do Minho uma solução em alvenaria armada com diferentes tipologias relativamente ao tipo de unidades de alvenaria e colocação das armaduras verticais, (Vasconcelos *et al.* 2007).

A solução construtiva é baseada na utilização de blocos de betão normal, cuja geometria e forma foram desenvolvidas no âmbito do projecto de modo a poderem ser utilizados para fins estruturais. Foram desenvolvidos blocos de betão normal com furação vertical de duas e três células de modo que as armaduras verticais pudessem ser facilmente colocadas, ver Figura 1.5. Os blocos de duas células apresentam geometria semelhante a blocos de betão actualmente comercializados que são usados em paredes de alvenaria não estrutural.

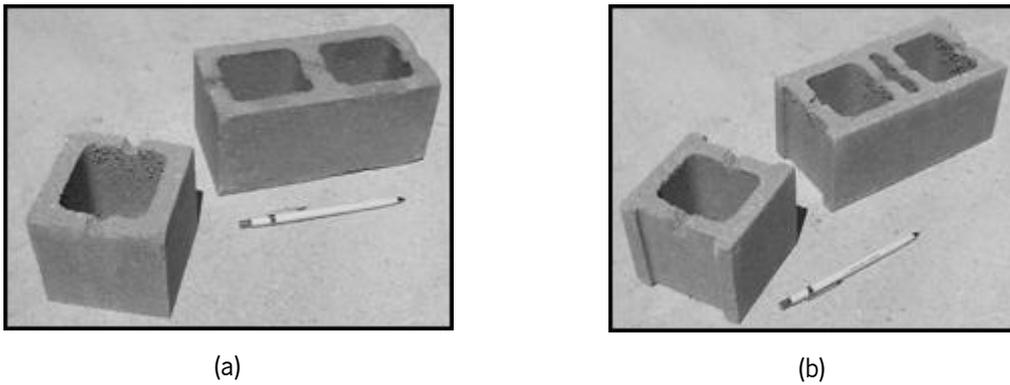


Figura 1.5 – Blocos de betão: (a) duas células; (b) três células, (Haach, 2009)

No caso de blocos de duas células, as armaduras podem ser colocadas numa das células verticais enquanto, que, no caso de blocos de três células as armaduras podem ser colocadas na célula vertical central. Foram adoptados dois tipos de aparelho distintos, de acordo com o tipo de unidades de alvenaria utilizado. Assim, as paredes de alvenaria armada podem apresentar o aparelho tradicional, em que no caso da utilização de blocos de duas células, as armaduras são colocadas nas células verticais e no caso de blocos de três células são colocados na célula central ou na célula formadas pelas abas exteriores, ver Figura 1.6.

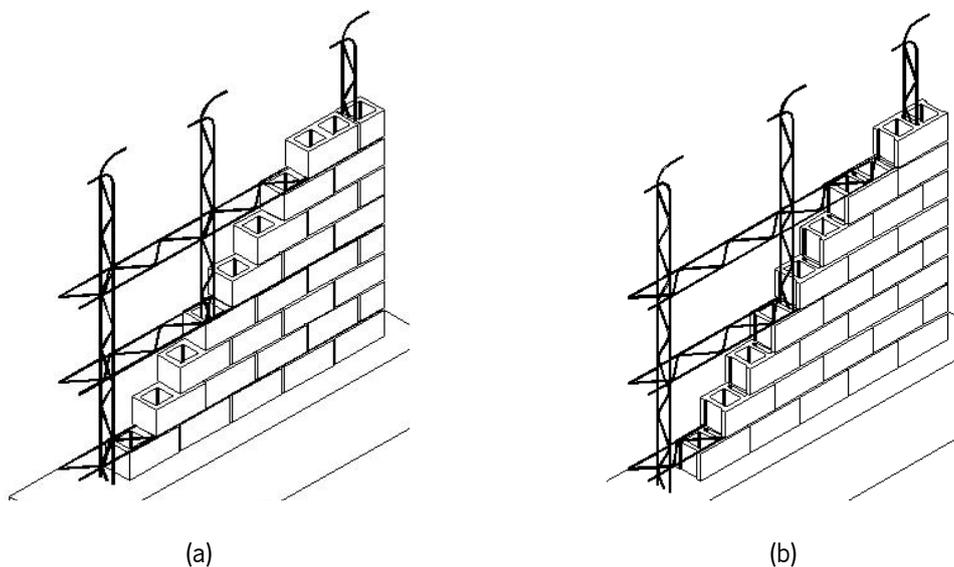


Figura 1.6 - Paredes com aparelho tradicional: (a) blocos de duas células; (b) blocos de três células, (Mosele *et al.*, 2006).

Um aparelho alternativo consiste na consideração de paredes de alvenaria armada com junta contínua, ver Figura 1.7. Em paredes de blocos de duas células, as armaduras são colocadas numa junta vertical contínua, a qual necessita da utilização alternada de meios blocos adjacentes à junta vertical.

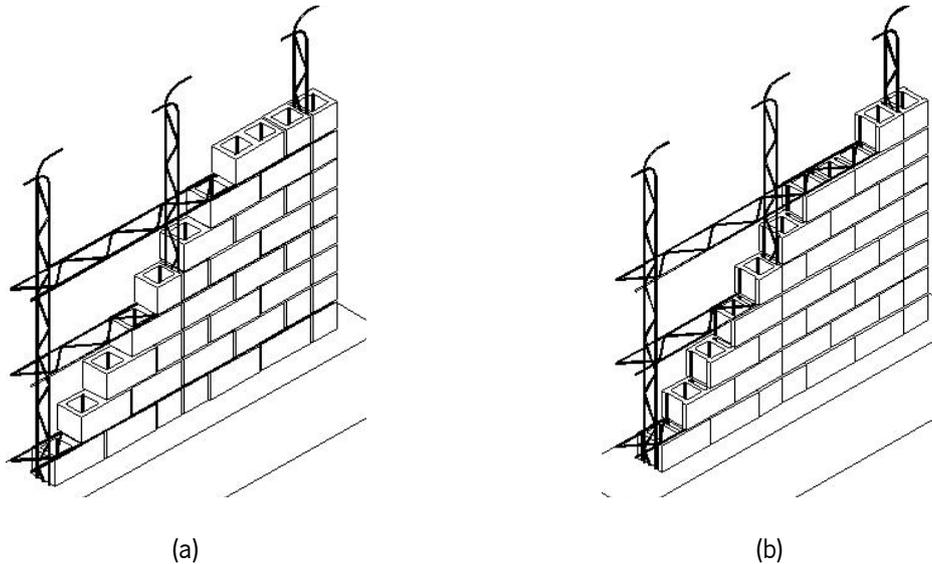


Figura 1.7 - Paredes com junta vertical contínua: (a) blocos de duas células; (b) blocos de três células, (Mosele *et al.*, 2006).

A consideração deste aparelho visa a simplificação da tecnologia de construção dado que as armaduras verticais podem ser contínuas e o assentamento dos blocos pode fazer-se exactamente como é feito em alvenaria não estrutural. No caso do aparelho tradicional, as armaduras têm necessariamente de ser colocadas por troços e sobrepostas, havendo a necessidade de cumprir os comprimentos de amarração regulamentares.

Na solução de alvenaria armada proposta, adoptaram-se armaduras treliçadas pré-fabricadas quer para a armadura vertical (Murfor RND Z), quer para a armadura horizontal. Uma outra característica da solução construtiva é a utilização de uma argamassa de assentamento para o preenchimento das juntas ou células verticais. Esta simplificação do sistema construtivo evita a utilização do “*grout*” (betão ou argamassa fluída). O “*grout*” é tradicionalmente utilizado nos Estados Unidos, Canadá e Austrália.

Uma vantagem da solução de paredes com blocos de três células consiste na ausência do preenchimento das juntas não armadas, o que simplifica ainda mais o processo construtivo. No entanto, é necessário referir que de acordo com as recomendações do EC6 (2005) e EC8 (2004) as juntas verticais devem de ser preenchidas em edifícios localizados em zonas de elevado risco sísmico.

Nos dias de hoje a adopção de uma solução de alvenaria depende apenas de aspectos de natureza estrutural, embora os aspectos não estruturais possam condicionar a sua escolha. Em concordância com a norma europeia EC6, podemos definir as soluções mais usuais de alvenaria:

- Simples – Conjunto de unidades de alvenaria dispostas de forma definida e ligadas por uma argamassa. Este tipo de alvenaria não recorre a qualquer tipo de reforço, estando assim limitada a zonas de baixa sismicidade, ver Figura 1.8.

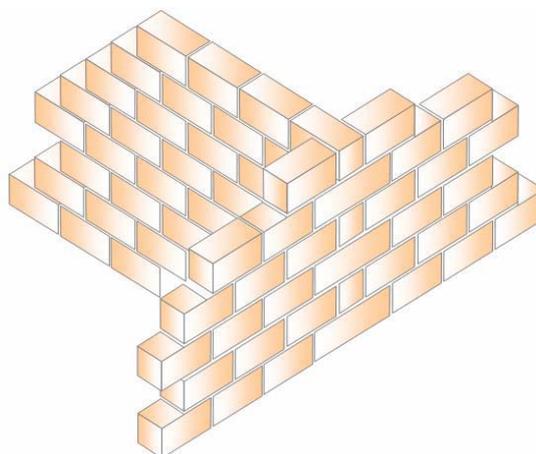


Figura 1.8 – Exemplo de Alvenaria Simples (Gouveia, 2007).

- Armada – Alvenaria marcada pela existência de reforço através de varões ou redes (normalmente em aço) de forma elaborar uma estrutura solidária, ver Figura 1.9. Este sistema em comparação com todos os outros, permite uma maior capacidade de distribuição de tensões e conseqüente dissipação de energia. A armadura horizontal pode estar embebida na argamassa ou em elementos internos do pano preenchidos por graute, enquanto para a armadura vertical é aconselhável a aplicação de unidades com furação vertical contínua ou de sistemas que permitam a execução de montantes.

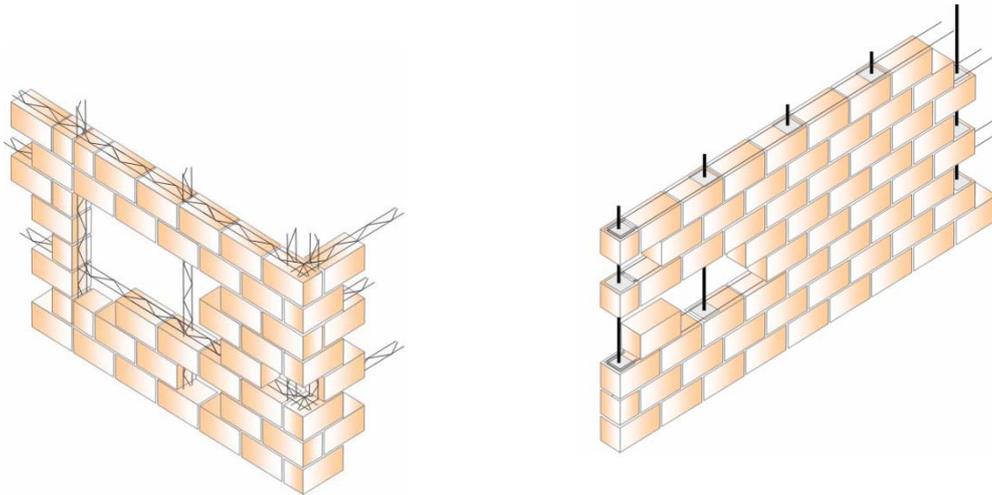


Figura 1.9 - Exemplo de Alvenaria Armada (Gouveia, 2007).

- Confinada – Alvenaria solidarizada nos quatro lados por elementos (pilares, vigas ou cintas) de betão armado ou por alvenaria armada, não exercendo funções de pórtico, ver Figura 1.10. Estes elementos de confinamento são construídos após a elevação das paredes, sendo embutidos no interior, à vista com o recurso à cofragem.

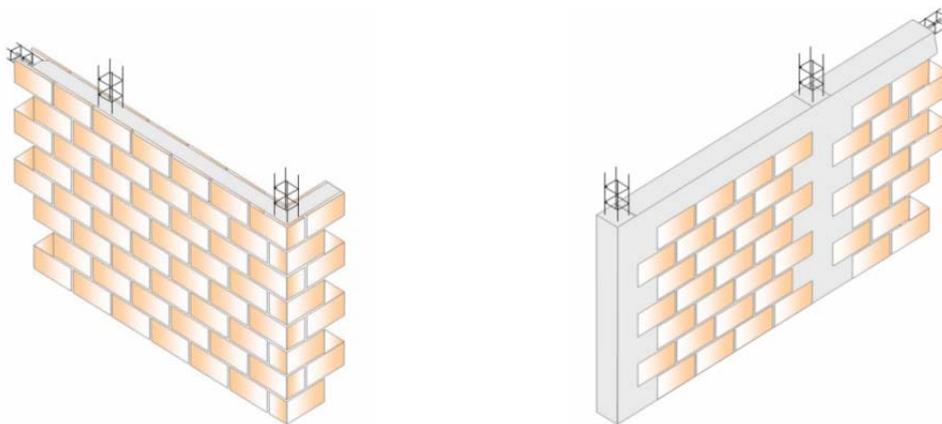


Figura 1.10 - Exemplo de Alvenaria Confinada (Gouveia, 2007).

Nas regiões de sismicidade considerável a alvenaria armada toma uma posição de superioridade estrutural, sendo a solução a adotar na maior parte das vezes. A alvenaria estrutural armada é um sistema construtivo que com a introdução do reforço induz numa melhoria significativa da resistência às acções sísmicas, como também da capacidade de dissipação de energia. O tipo de reforço pode ser diverso, dependendo da tipologia de alvenaria a adotar, este deve estar inserido nos elementos estruturais e desempenhar estruturalmente funções conjuntas com os

restos dos elementos estruturais. O posicionamento (espaçamento máximo) e quantidade de reforço (% de armadura) a aplicar na alvenaria hoje em dia deve respeitar o EC6 e EC8, embora possam ser aplicados de diversas formas. Na Figura 1.11 mostra vários tipos de aplicação de reforço na alvenaria.

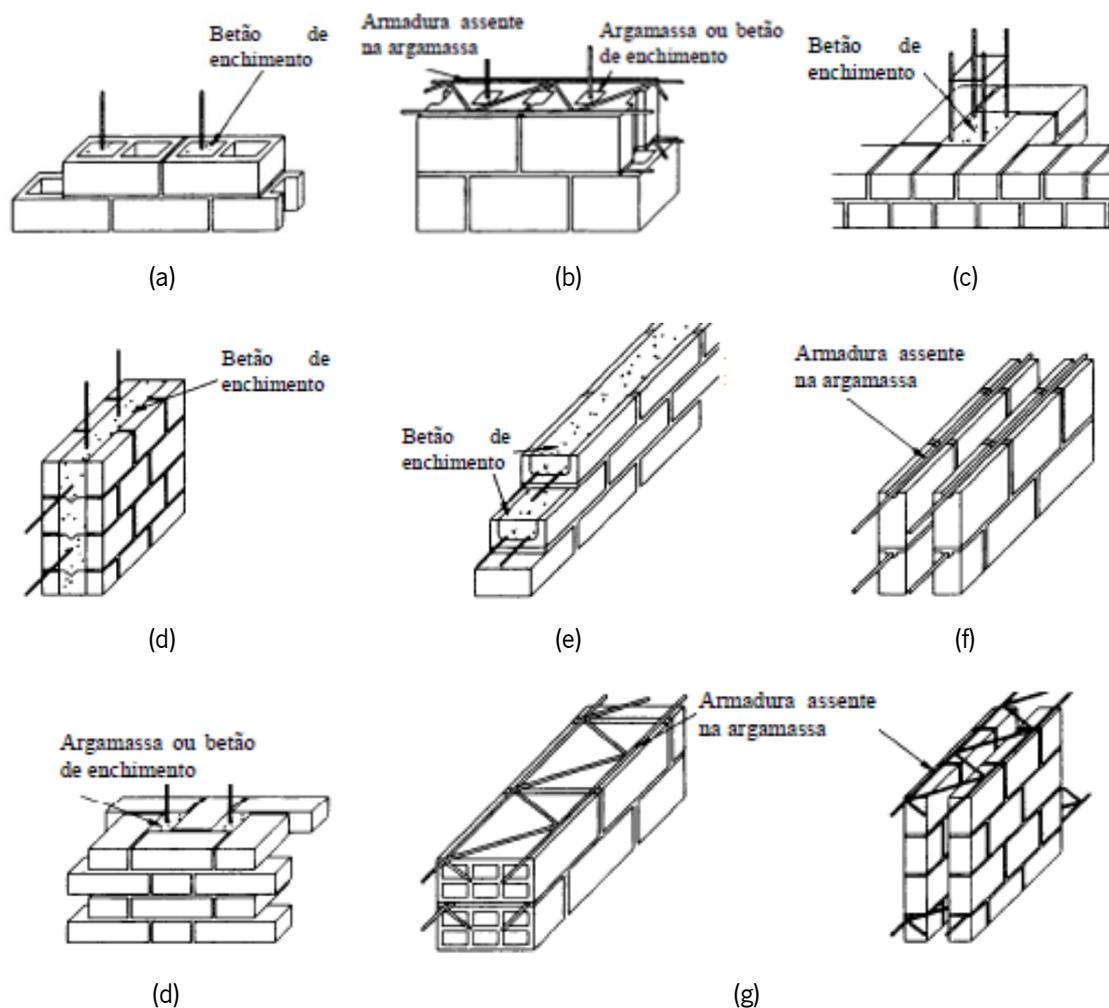


Figura 1.11 – Exemplos de aplicação da armadura na alvenaria: (a) parede armada com blocos furados; (b) parede com armaduras nas juntas verticais e de assentamento; (c) parede com pilares embebidos; (d) parede dupla preenchida com betão; (e) unidade de alvenaria tipo viga; (f) armadura colocada nas juntas de assentamento de unidades de alvenaria com entalhe; (g) unidades de alvenaria com armadura mas juntas de assentamento, (Lourenço, 1999).

A evolução da construção promove o desenvolvimento das técnicas construtivas, como o melhor aproveitamento dos materiais face às suas características e sua racionalização, rapidez no processo construtivo, entre outras. Com a competitividade gerada pelas entidades empreendedoras surge a necessidade de desenvolver estratégias para obter melhores

rendimentos. O tipo de alvenaria apresentada neste estudo, alvenaria estrutural de blocos de betão, em comparação com a estrutura convencional de betão armado conduz a uma simplificação significativa do processo construtivo, tornando assim a alvenaria numa solução competitiva. Com a utilização de unidades com geometria regular e padronizada é possível a aplicação da técnica de coordenação modular, implicando estabelecer dimensões como múltiplos da unidade básica, e permitindo assim uma redução expressiva em desperdícios e improvisações. O planeamento das etapas construtivas pode ser mais flexível graças à simplicidade do processo construtivo, possibilitando a obtenção de um sistema racionalizado, conseqüente melhoria da qualidade e significativa economia do produto final. No Brasil este tipo de alvenaria apresenta uma ascensão significativa, podendo assim obter-se uma relação económica entre as estruturas convencionais em betão armado e estruturas em alvenaria estrutural em blocos de betão. No Quadro 1.1 apresenta-se uma relação a tipologia do edifício e a correspondente economia.

Quadro 1.1 – Vantagens económicas de estruturas de alvenaria estrutural em relação a estruturas em betão armado (Wendler, 2007).

| Características da obra                        | Economia (%) |
|--|--------------|
| 4 Pisos  | 25 - 30      |
| 7 Pisos sem Pilotis*; com alvenaria não armada | 20 - 25      |
| 7 Pisos sem Pilotis*; com alvenaria armada     | 15 - 20      |
| 7 Pisos com Pilotis*                           | 12 - 20      |
| 12 Pisos sem Pilotis*                          | 10 - 15      |
| 12 Pisos com Pilotis*, Piso Térreo, e Sub-Piso | 8 - 12       |
| 18 Pisos com Pilotis*, Piso Térreo, e Sub-Piso | 4 - 6        |

\*Pilotis – sistema construtivo baseado na sustentação de um edifício através de uma grelha de pilares no piso térreo

A utilização deste sistema permite ter vantagens significativas relativamente a economia de cofragem e betão, redução de mão-de-obra, supervisão facilitada, técnica de execução simplificada e sua racionalização, maior rapidez de execução, e por último a redução de desperdícios. Com os aspectos referidos em valência, pode então a alvenaria ser uma solução

economicamente viável e competitiva. Contudo não é um sistema construtivo perfeito, apresentando como principal desvantagem alteração dos elementos estruturais durante ou após a finalização do processo construtivo, como por exemplo aberturas nas paredes estruturais.

Assim nos projectos de alvenaria estrutural devem estar bem definidas todas as condições implícitas na execução do mesmo, como também os profissionais envolvidos na elaboração deste tipo de projecto devem ter um conhecimento na área de alvenaria estrutural. Isto porque os profissionais devem ter conhecimento do sistema construtivo e suas restrições, tendo mesmo que fazer o acompanhamento até ao final da execução da obra de modo a poder acompanhar o processo como também solucionar interferências relativas ao projecto. O resultado final deste tipo de estrutura deve satisfazer as condições necessárias para que este tipo de estrutura se apresente como solução na construção.

### **1.3 Comportamento de edifícios de alvenaria à acção sísmica**

A acção sísmica consiste em geral numa acção gravosa para as estruturas conduzindo a danos consideráveis em estruturas de alvenaria estrutural. Os danos nas estruturas são variáveis pois não dependem apenas da acção a que estão sujeitos, como a intensidade e características dinâmicas do sismo, mas também da localização e condições geológicas do local, tipo de estrutura, qualidade da construção, ligações entre os elementos estruturais e não estruturais, características dos materiais, (Lourenço, 1999). Ao longo da história inúmeras estruturas não tiveram a sorte de resistir a estes desastres naturais, contudo as que resistiram apresentam características particulares muito semelhantes em relação à arquitectura, apresentando uma forma regular da estrutura. Os efeitos causados por este tipo de acção têm vindo a ser estudados para os vários tipos de estruturas, por parte da engenharia sísmica, de modo a estabelecer regulamentação necessária para garantir viabilidade das construções. No que respeita às estruturas de alvenaria, os edifícios de alvenaria não armada são os que apresentam maior vulnerabilidade à acção sísmica dado que apresenta uma grande incapacidade de dissipação de energia e as roturas são frágeis. O desempenho sísmico da alvenaria pode ser melhorado através da adição de reforço. Para além da alvenaria armada, podem-se adoptar outras soluções como a alvenaria confinada (Gouveia *et al.*, 2008). Recentemente têm surgido tentativas de revitalizar a construção com novas soluções em alvenaria estrutural armada e não

armada com o intuito de obter soluções competitivas e com comportamento dinâmico satisfatório. Surgem sistemas diversos variando desde os materiais, como as unidades, à disposição dos elementos da alvenaria, ver Figura 1.12. O sistema em alvenaria estrutural é analisado segundo dois tipos de comportamento quando sujeito a acção dinâmica, para acções no plano e para fora do plano.

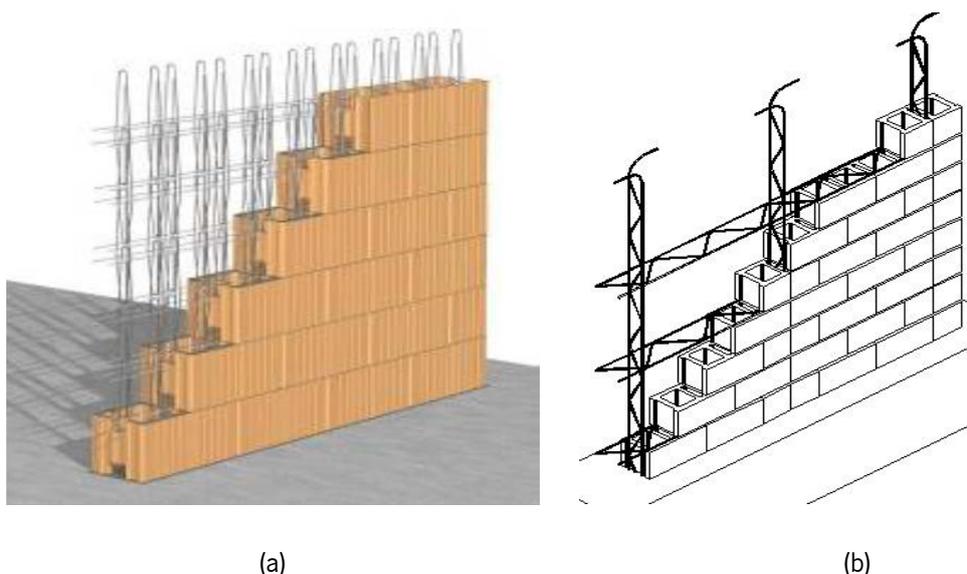


Figura 1.12 – Sistemas de Alvenaria Estrutural Armada: (a) em blocos cerâmicos; (b) em blocos de betão, (Mosele *et al*, 2006).

Nos centros históricos de muitas cidades europeias contêm edifícios antigos de alvenaria construídos maioritariamente por blocos de pedra natural ou com blocos cerâmicos. Em muitas regiões da Ásia e da América Latina de perigosidade sísmica elevada, ainda se continua a utilizar construções em adobe e pedra. Os edifícios de alvenaria não armada são tipicamente compostos por elementos verticais dispostos ortogonalmente (paredes), que garantem a estabilidade a acções verticais e os pavimentos e coberturas constituídos por uma estrutura de madeira (Calvi *et al*, 1996), que por isso são considerados elementos flexíveis. As paredes devem também ser capazes de resistir a acções horizontais do vento e particularmente dos sismos. No entanto, se os pavimentos são flexíveis o papel desempenhado pelas paredes na resistência aos sismos pode vir reduzido dado que estas poderão ser solicitadas predominantemente na direcção perpendicular ao plano, que constitui a direcção de maior vulnerabilidade das paredes. Estas têm muito maior resistência a acções no plano do que na direcção perpendicular ao plano. A

predominância das acções perpendiculares ao plano pode estar também associado à fraca ligação entre as paredes, o que em estruturas antigas é bastante frequente, ver Figura 1.13. Assim, é frequente em edifícios antigos em alvenaria a rotura para fora do plano de painéis de parede seja devida à fraca ligação entre as paredes ortogonais.

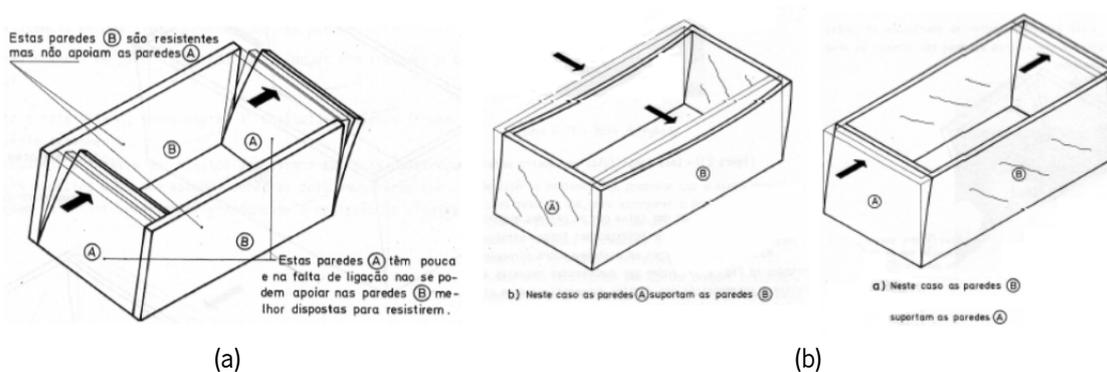


Figura 1.13 – Efeito da ligação entre paredes: (a) comportamento isolado das paredes; (b) comportamento conjunto das paredes, (Carvalho e Oliveira, 1999).

Os pavimentos têm um papel fundamental na distribuição das acções horizontais pelos elementos verticais resistentes. Se os pavimentos forem flexíveis (pavimentos de madeira), a distribuição das forças faz-se com base na área de influência das paredes. Quando sujeitos a acções sísmicas, os pavimentos flexíveis podem ser localmente excitados podendo ser prejudiciais e promover roturas das paredes para fora do plano. Se os pavimentos forem rígidos, podendo ser consideradas como diafragmas rígidos (lajes de betão), a distribuição das forças horizontais é feita em função da rigidez dos elementos verticais. Os pavimentos rígidos e sua ligação eficiente aos elementos verticais melhoram efectivamente o comportamento global dos edifícios, evitando as roturas das paredes para fora do plano e promovendo o desenvolvimento do mecanismo de resistência das paredes no seu plano (corte ou flexão), ver Figura 1.14. Se as ligações entre os elementos estruturais forem bem conseguidas, o edifício tem maior capacidade para resistir às acções sísmicas, porque aumenta a capacidade de dissipação de energia com base em mecanismos de resistência no plano das paredes.

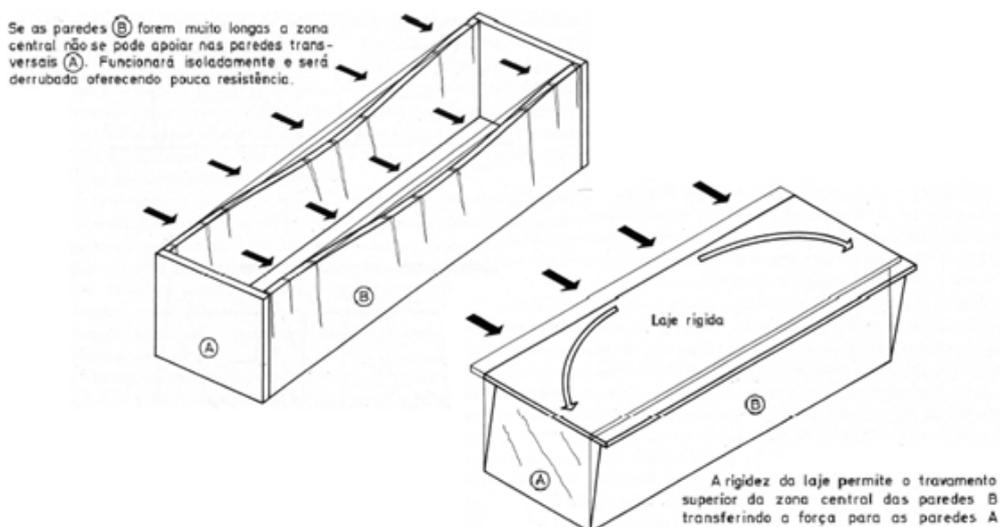


Figura 1.14 – Efeito da rigidez dos pavimentos na deformação global dos edifícios (Carvalho e Oliveira, 1999).

Na Figura 1.15 apresentam-se alguns padrões de fendilhação típicos de edifícios de alvenaria submetidos a acções sísmicas (Tomažević, 1999), tipificando os seguintes danos: (a) fendas na ligação parede/pavimento; (b) fendas nos cunhais e na intersecção parede/parede; (c) colapso para fora do plano das paredes exteriores; (d) fendas nos lintéis e parapeitos; (e) fendas diagonais no plano das paredes; desintegração ou colapso parcial das paredes; colapso parcial ou completo do edifício.

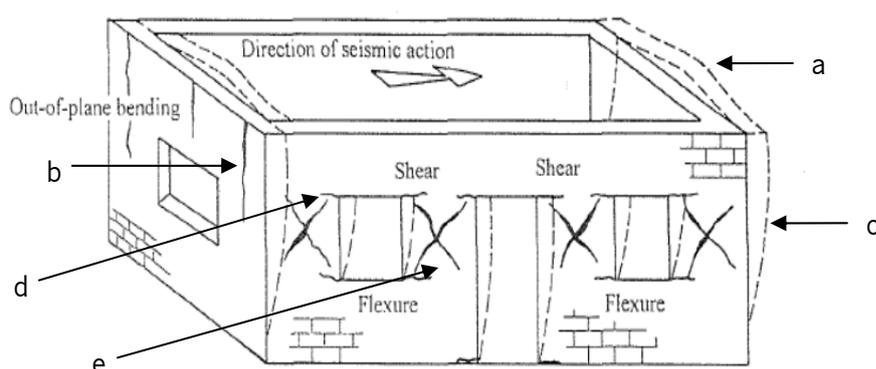


Figura 1.15 – Deformação e dano num Edifício de alvenaria (Tomažević, 1999).

A presença de aberturas em fachadas promove a diminuição de rigidez, e consequente diminuição da capacidade de dissipação de energia. Shariq (*et al*, 2008) efectuou um estudo

paramétrico para um edifício de alvenaria de um piso, quanto à sua forma, presença de aberturas com diferentes disposições. A direcção crítica face a acções sísmicas surge na direcção que apresenta maior percentagem de aberturas, e o aumento da percentagem de aberturas provoca um aumento de tensões na periferia destas.

Um dos factores a ter em conta na concepção de edifícios de alvenaria estrutural consiste na complexidade geométrica e a distribuição de rigidez em planta e altura (EC8, 2004). O bom funcionamento estrutural de edifícios de alvenaria está dependente da distribuição uniforme de elementos verticais resistentes em planta e altura, de modo a evitar excentricidades em planta (associadas à distribuição assimétrica das paredes em planta) e em altura (associadas à variação, interrupção de paredes ou acrescento de paredes ao longo da altura do edifício).

A variação de rigidez está associada também à ligação dos painéis constituintes às aberturas, no caso dos painéis que contêm o lintel normalmente são mais rígidos que os painéis que ligam abertura/abertura estes chamados de nembos. Além de algumas características apresentadas, podemos ainda referir uma de alguma importância que remete-nos a altura do edifício de alvenaria. Sendo estes compostos por vários pisos, submete-nos a um sistema estrutural complexo no que respeita à transmissão de esforços quando sujeitos a um sismo. Na Figura 1.16 representa possíveis mecanismos de deformação para os aspectos discutidos.

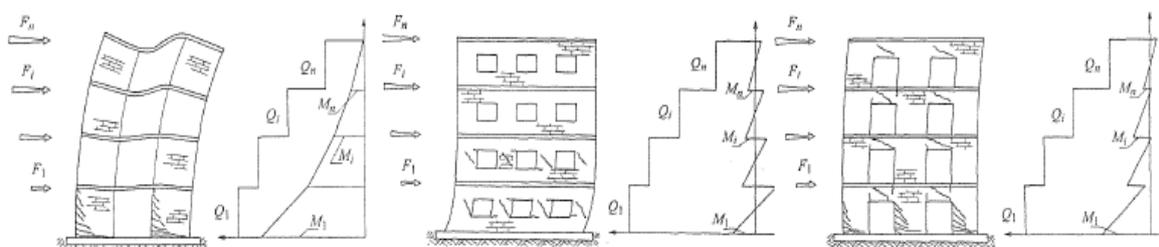


Figura 1.16 – Deformação e padrão de fendilhação, com os respectivos diagramas de esforços de corte e de momento de edifícios de alvenaria: (a) parede em “cantilever” ligada através de pavimentos flexíveis; (b) paredes com nembos baixa resistência; (c) paredes com lintéis de baixa resistência, (Tomažević, 1999).

## 1.4 Avaliação experimental do comportamento da alvenaria a acções horizontais

### 1.4.1 Caracterização do comportamento de paredes sujeitas a acções cíclicas

O comportamento no plano das paredes de alvenaria vem sendo caracterizado ao longo dos tempos, quer através de ensaios estáticos (monotónicos e cíclicos) quer através de ensaios dinâmicos. Os ensaios cíclicos, cuja lei de evolução do deslocamento imposto com o tempo está indicada na Figura 1.17, são os mais usados na caracterização do comportamento no plano das paredes de alvenaria. Esta situação prende-se essencialmente pela dificuldade em executar ensaios dinâmicos devido à necessidade de uma mesa sísmica. Tomažević (1996) investigou a influência do tempo de deslocamento distintos histórias sobre o comportamento no plano das paredes de alvenaria, comparando os resultados obtidos para cada procedimento no mesmo tipo de alvenaria.

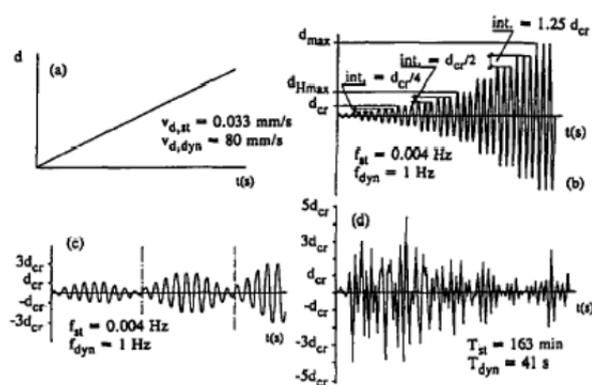


Figura 1.17 – História dos deslocamentos usada na simulação da acção sísmica (Tomažević, 1996).

Os resultados mostraram que o comportamento do plano depende da lei de deslocamento no tempo, verificando-se que o carregamento monotónico levou à maior resistência e capacidade de deslocamento lateral, apresentado a alvenaria um comportamento mais frágil no caso do deslocamento imposto ser simulado através de um carregamento sinusoidal. De acordo com Tomažević (1999), numa situação real as mudanças de carga de compressão axial durante sismos, devido às restrições que impedem a rotação da parede, e devido à dificuldade de simulação das condições reais, as paredes são basicamente testadas com uma carga constante vertical. Na Figura 1.18, apresenta-se o esquema de ensaio utilizado nos ensaios estáticos

cíclicos ou monotónicos de paredes de alvenaria em *cantiliver*, isto é sem ligação no topo da parede que restrinja as rotações.

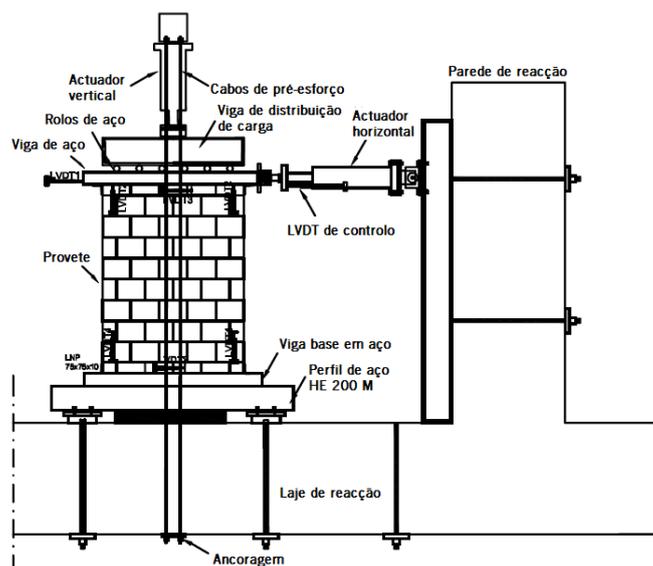


Figura 1.18 – Configuração típica do ensaio das paredes de alvenaria sob acção horizontal (Vasconcelos, 2005).

Magenes (2010) faz referência ao comportamento da alvenaria quando sujeita a cargas cíclicas que induzem esforços de corte, atendendo que a resposta da parede é influenciável pela força de compressão aplicada verticalmente, e como consequência obtendo mecanismos de rotura diferentes, ver Figura 1.19:

- Flexão/rotação de corpo rígido (*rocking*) (normalmente em casos em que existe uma carga axial pouco elevada) - O dano está localizado no topo de na base da secção transversal, embora seja mais significativo junto à base onde os esforços de compressão são excedidos.
- Mecanismos de corte – Associadas a fendas diagonais que se desenvolvem ao longo das juntas de argamassa (verticais ou horizontais) ou simultaneamente através das juntas e blocos de alvenaria. A resistência ao corte das juntas, a resistência à tracção da alvenaria e a resistência à tracção das unidades de alvenaria são parâmetros mecânicos que controlam este tipo de mecanismo de resistência.
- Deslizamento - o deslizamento ocorre ao longo de uma junta horizontal contínua. O deslizamento pode ocorrer também após a abertura de fendas diagonais ao longo das

interfaces. A resistência ao corte das juntas consiste no parâmetro mais importante e controla o desenvolvimento deste tipo de rotura.

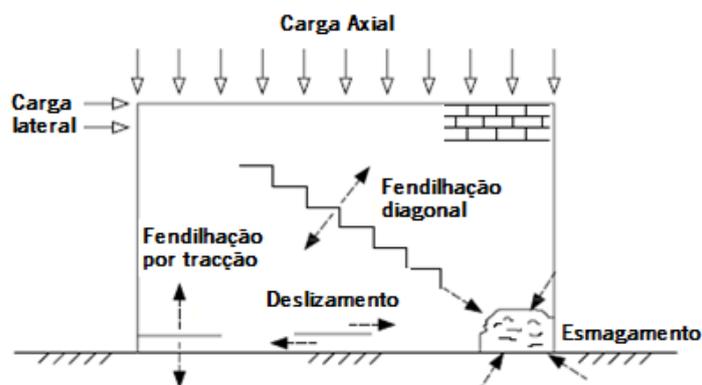


Figura 1.19 – Padrão de fendilhação típico das paredes de alvenaria quando sujeita a forças horizontais, (Haach, 2009)

#### 1.4.2 Caracterização experimental do comportamento dinâmico da alvenaria

Os ensaios na mesa sísmica de modelos de escala reduzida são uma importante fonte de informação para compreender o comportamento dinâmico de edifícios de alvenaria sendo este tipo de ensaio o mais próximo da realidade em termos de representação da de sísmica (Calvi *et al.*, 1996). A alvenaria é um material anisotrópico com comportamento heterogéneo, composto pelas unidades de alvenaria, argamassa ou *grout*, e a armadura. Quando sujeita a acções horizontais cíclicas a alvenaria não armada apresenta comportamento não linear mesmo nas pequenas deformações (Tomažević, 2000). O avanço da tecnologia permitiu a existência de mesas sísmica de múltiplos graus de liberdade com capacidade de carga elevada, reproduzindo uma acção sísmica artificial em modelos à escala reduzida ou real, dependendo dos limites físicos da mesa em questão. Este equipamento existe em quantidade reduzida e os custos que acarretam todo o processo são elevados, o que faz com o número de ensaios em mesa sísmica seja muito reduzido e muitas vezes substituídos por simples simuladores de sismos. A grande vantagem e objectivo deste tipo de ensaio, compreende na possibilidade de poder avaliar a resposta global de um modelo e não de elementos estruturais individualmente. As limitações físicas dos equipamentos não permitem muitas vezes a utilização de modelos à escala real, o que representa a grande desvantagem deste tipo de teste. Face a esta limitação é necessário estabelecer relações de semelhança da massa e das forças gravíticas com recurso às leis de

semelhança (Cauchy e de Froude). O número de Cauchy corresponde à relação entre as forças de inércia e as forças de restituição elástica por sua vez, o número de Froude relaciona as forças de inércia e as forças gravíticas (Carvalho, 1998). A caracterização dinâmica de um modelo faz-se através de valores absolutos e de valores relativos na base de três grandezas dependentes do tempo, respectivamente aceleração, velocidade e deslocamento, sendo estes componentes da equação de movimento (Chopra, 2001). Com acesso a essas três componentes da acção e da resposta pode-se obter diversos parâmetros de caracterização do comportamento sísmico do modelo, e ainda se possa obter a identificação modal através de uma relação *input/output* (Ramos, 2007). Os ensaios dinâmicos em alvenaria têm vindo a efectuar-se em distintas tipologias, nomeadamente alvenaria não armada antiga ou existente, alvenaria nova e alvenaria confinada. Por ordem pode-se fazer referência a alguns trabalhos realizados em cada uma destas tipologias. Ensaio de modelos em alvenaria antiga são os mais frequentes e têm sido motivo de estudo por parte de vários investigadores. O estudo do desempenho sísmico visa a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de elevado relevo histórico e o estudo de soluções de reforço. Na Figura 1.20 são apresentados vários tipos de modelos relativos a construções antigas.

A metodologia seguida no estudo de diferentes soluções de reforço consiste numa primeira fase em ensaiar os edifícios para certo nível de intensidade sísmica e avaliação dos danos desenvolvidos. Num segunda fase procede-se à aplicação de diferentes técnicas de reforço (Figura 1.20) e volta-se a ensaiar as estruturas na mesa sísmica.

Os ensaios dinâmicos realizados na mesa sísmica podem também funcionar como validação global de soluções em alvenaria estrutural para ser comercializadas e aplicadas na construção. As características dinâmicas de novos sistemas construtivos devem ser bem claras e precisas de modo a poder-se estabelecer regras e parâmetros que possibilitem avaliação do seu comportamento, ver Figura 1.22 e Figura 1.23. A implementação destes sistemas em zonas de elevado risco sísmico necessita do conhecimento do seu comportamento para acções sísmicas e avaliação da sua viabilidade estrutural. Nas figuras apresentam-se exemplos de alguns modelos de edifícios de alvenaria de adobe e tijolo, respectivamente, com diferentes soluções

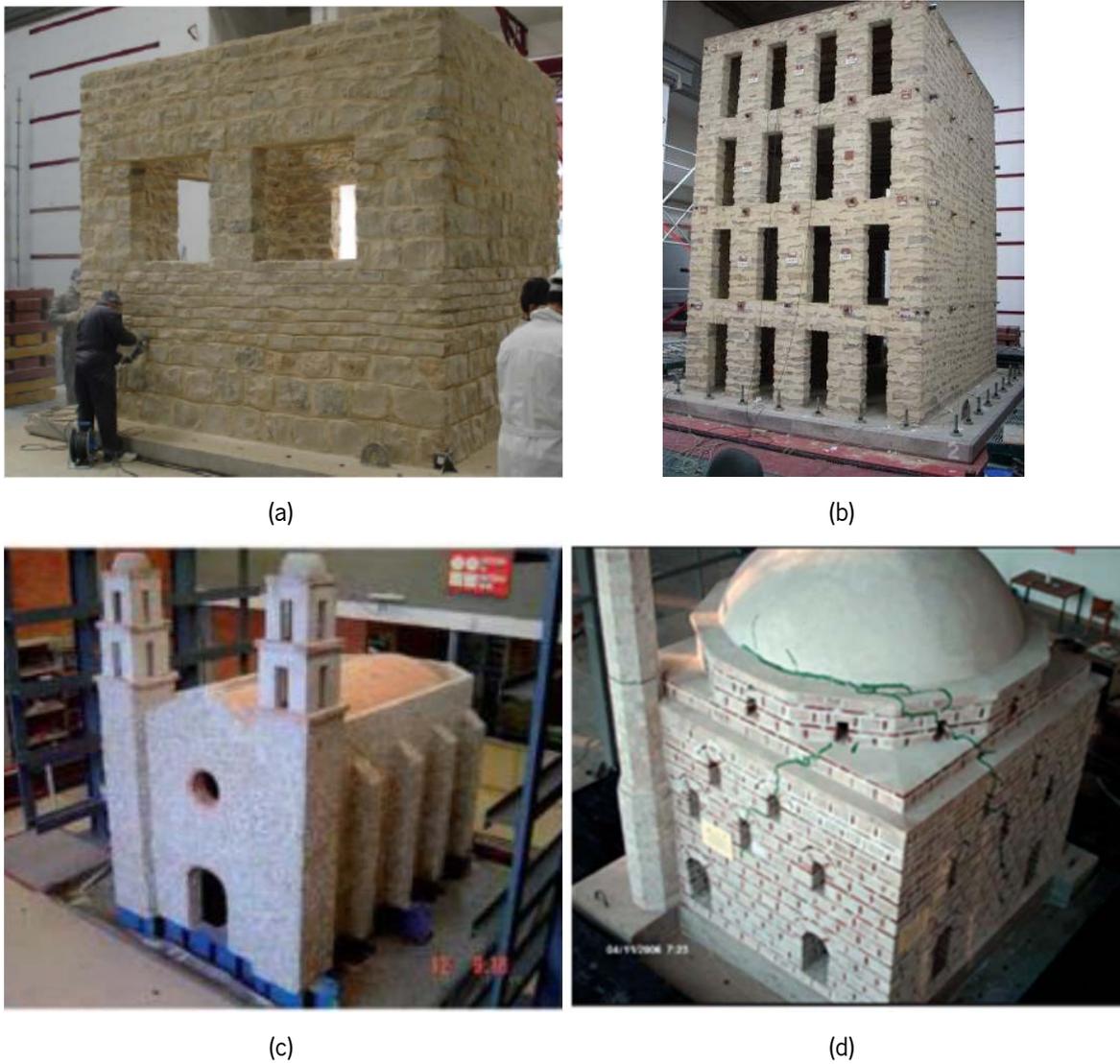


Figura 1.20 – Modelos de alvenaria antiga à escala reduzida: (a) Bairrão (2009); (b) Mendes<sup>a</sup> (2010); (c) Chávez (2008); (d) Krstevska (2008).

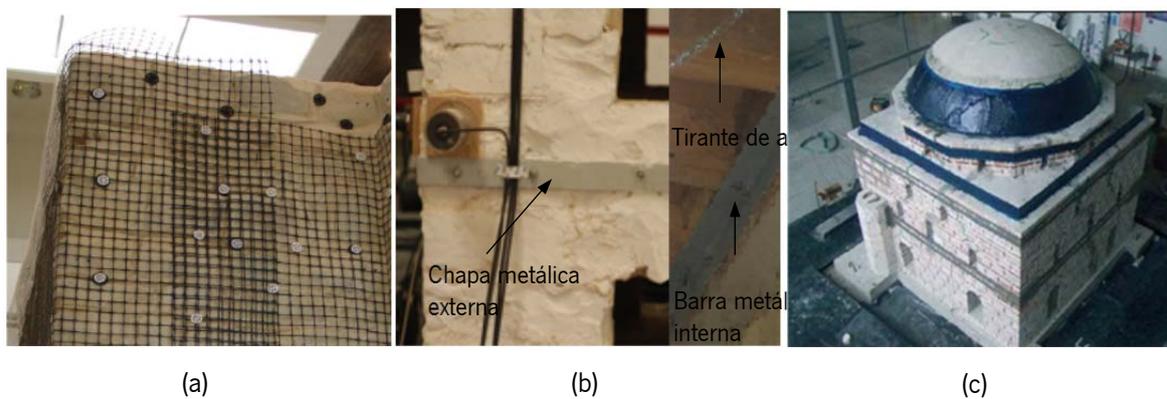


Figura 1.21 – Técnicas de reforço: (a) malha polimérica, (Bairrão, 2009); (b) aplicações metálicas para aumentar a rigidez do pavimento, (Mendes<sup>b</sup>, 2010); (c) CFRP no reforço da cobertura, (Krstevska, 2008).



Figura 1.22 – Modelos com soluções inovadoras de alvenaria armada à escala reduzida em adobe (Adell, 2010).



Figura 1.23 – Modelos com soluções inovadoras de alvenaria armada à escala reduzida em tijolo (Adell, 2010).

- Parâmetros de avaliação da acção dinâmica

Nos ensaios de mesa sísmica podem obter-se diversos parâmetros para caracterizar a acção imposta, bem como a resposta da estrutura. Cada autor segue um critério de parâmetros para o processo de caracterização, embora haja desde já parâmetros mais usuais na caracterização de estruturas quando sujeitas a acções sísmicas. A acção sísmica pode ser caracterizada através de valores de pico ou parâmetros integrais. Os valores de pico do solo são resultantes dos valores máximos em termos das componentes da equação de movimento, aceleração (PGA (1), *peak ground acceleration*), velocidade (PGV (2), *peak ground velocity*), e deslocamento (PGD (3), *peak ground displacement*).

$$\text{PGA} = \text{máximo } |a(t)| \quad (1)$$

$$\text{PGV} = \text{máximo } |v(t)| \quad (2)$$

$$\text{PGD} = \text{máximo } |d(t)| \quad (3)$$

O PGA tem sido o parâmetro mais utilizado para caracterizar a intensidade de um sismo, embora não seja totalmente adequado caracterizar o potencial de um sismo com base neste parâmetro. Através de registos de eventos sísmicos pode-se comprovar que um valor elevado em termos de PGA não produz um dano significativo, enquanto eventos com um PGA de baixo valor podem produzir um elevado dano estrutural (Cosenza e Manfredi, 2000). Isto significa que a energia representa o conteúdo das frequências baixas. Housner e Jennings (1982), citando Cosenza e Manfredi (2000), referem que o PGV é parâmetro mais representativo da intensidade de um sismo estando directamente ligado à exigência dada pela energia.

Augenti e Parisi (2009) refere que o PGA está bem correlacionado com o dano para estruturas com frequência fundamental elevada, enquanto que o PGD é um bom indicador de dano para estruturas com frequência fundamental baixa. Este autor refere ainda que o PGV e a relação PGV/PGA oferece uma boa previsão para a destrutibilidade provocada pelo sismo. Em ensaios da mesa sísmica é comum utilizar-se os parâmetros referidos, PGA e PGD, em face da resposta da estrutura em termos absolutos, como também em termos relativos (Bairrão, 2009; Chávez, 2008; Bergamo, 2006; Candeias, 2009).

Os parâmetros integrais oferecem maior eficácia na medição do conteúdo em energia de um sismo, que depende da duração acção sísmica (Augenti e Parisi, 2009). Os parâmetros integrais são definidos pela raiz quadrada em termos de aceleração, velocidade e deslocamento no tempo,  $t_e$ , apresentadas nas equações seguintes:

$$\text{RMSA} = \left[ \frac{1}{t_e} \int_0^{t_e} a^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (4)$$

$$\text{RMSV} = \left[ \frac{1}{t_e} \int_0^{t_e} v^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (5)$$

$$\text{RMSD} = \left[ \frac{1}{t_e} \int_0^{t_e} d^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (6)$$

A Intensidade de Arias (Arias, 1970) indicada na equação 7,  $I_A$ , baseada nos parâmetros integrais, apresenta normalmente para alvenaria a melhor correlação do dano dos modelos estruturais (Bommer, 2004).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \cdot \int_0^{t_e} a(t)^2 dt \quad (7)$$

Outros parâmetros sugeridos por outros autores podem ser considerados na medição da destrutibilidade de um sismo. O factor de Saragoni, equação 8 (Saragoni, 1990),  $P_D$ , como o indicador de dano proposto por Cosenza e Manfredi (2000), equação 9,  $I_D$ , continuando sendo factores integrais dependendo do factor tempo.

$$P_D = \frac{I_A}{v_0^2} \quad (8)$$

onde  $v_0$  é o numero de vezes em que cruza o eixo em unidade de tempo de ordenada zero.

$$I_D = \frac{2g}{\pi} \cdot \frac{I_A}{\text{PGA} \cdot \text{PGV}} \quad (9)$$

Tomažević (2009) aborda um parâmetro inicialmente sugerido por Bertero e Uang (1992), que caracteriza a acção induzida pelo actuador num ensaio dinâmico em termos de energia de *input*,  $E_i$ , por unidade de massa ( $m$ ) dada pela equação:

$$E_{i,um} = \int_0^{t_e} a_m(t) \cdot v_m(t) dt \quad (10)$$

onde a velocidade da mesa sísmica no tempo,  $v_m(t)$ , é dada por,

$$v(t) = \int_0^t a_m(\tau) d\tau \quad (11)$$

Esta formulação tem vindo a ser utilizada para quantificar o trabalho induzido pelo actuador ao conjunto plataforma sísmica/modelo durante o período de acção. Pode-se assim dizer que o

trabalho realizado pelo actuador é dado pela energia acumulada no período de acção induzida (Tomažević, 2009), apresentada pela equação 12:

$$E_I = m_e \int_0^{t_e} |a_m(\tau) \cdot v_r(\tau)| d\tau \quad (12)$$

em que:

- $a_m(\tau)$  – aceleração da mesa sísmica no tempo
- $v_r(\tau)$  - velocidade relativa da resposta do modelo, idealizada como sistema de um grau de liberdade
- $m_e$  – massa equivalente do modelo, idealizada como sistema de um grau de liberdade

Os parâmetros referidos são bastante complexos quanto à sua análise, pois dependem muito da tipologia da estrutura, bem como as características da acção sísmica.

## 1.5 Objectivos

A alvenaria não armada está frequentemente associada ao mau desempenho face a acções sísmicas. Os sistemas de alvenaria não armada apresentam fraca capacidade de dissipação de energia, podendo apresentar danos consideráveis quando sujeitas a acções dinâmicas. A alvenaria armada pode por exemplo consistir numa alternativa construtiva em regiões de elevada sismicidade. A alvenaria armada apresenta maior resistência a acções horizontais, maior capacidade para dissipar energia e maior ductilidade (Haach, 2009). O desempenho sísmico de edifícios de alvenaria antigos, constituídos por paredes de alvenaria não armada, frequentemente de aparelho irregular e com materiais de fraca qualidade, tem demonstrado ao longo dos tempos um comportamento sísmico insuficiente. As roturas para fora do plano das paredes são muito comuns devido à fraca ligação entre as paredes que se intersectam. Por outro lado, é frequente a inexistência de ligação dos pavimentos às paredes. O mau desempenho sísmico de edifícios de alvenaria antiga tem sido mais ou menos generalizado e não poderá servir de exemplo à nova construção em alvenaria estrutural. Assim, torna-se fundamental desenvolver trabalho no sentido de estudar sistemas de alvenaria estrutural que possam ser construídos também em zonas de perigosidade sísmica moderada a elevada.

Assim, os objectivos principais deste trabalho consistem:

1. Avaliação da tecnologia de construção em alvenaria estrutural através da construção de modelos à escala reduzida;
2. Estudo da influência de diferentes configurações de reforço (armadura vertical e horizontal) no comportamento da alvenaria de blocos de betão ao corte;
3. Caracterização do desempenho sísmico de um edifício de alvenaria de blocos de betão armada e não armada com base nos resultados obtidos nos ensaios na mesa sísmica;
4. Fornecimento de recomendações para a construção em alvenaria estrutural.

### **1.6 Organização da tese**

Para uma melhor compreensão do conteúdo desta tese, esta divide-se em cinco capítulos: (1) Introdução; (2) Caracterização mecânica dos materiais; (3) Caracterização da alvenaria ao corte; (4) Ensaio na mesa sísmica: modelos e procedimento de ensaio; (5) Ensaio na mesa sísmica: análise de resultados.

Capítulo 1: apresenta uma pequena revisão sobre a evolução da alvenaria no tempo. São apresentadas soluções de alvenaria estrutural e discutido o comportamento à acção sísmica. Para um melhor enquadramento com a avaliação experimental do comportamento da alvenaria a acções horizontais faz-se algumas considerações para a caracterização do comportamento de paredes sujeitas a acções cíclicas e do comportamento dinâmico da alvenaria.

Capítulo 2: detalha a caracterização dos materiais que são utilizados nas paredes de alvenaria para o ensaio de compressão diagonal e para os edifícios que serão submetidos a acções sísmicas. Para a argamassa são realizados ensaios espalhamento para avaliar a sua trabalhabilidade, e de flexão e compressão para caracterizar a sua resistência. No caso da alvenaria e suas unidades da alvenaria são realizados ensaios de compressão para obter a sua resistência à compressão e o seu módulo de elasticidade.

Capítulo 3: descreve o programa experimental dos ensaios de compressão diagonal para a avaliação da alvenaria de blocos ao corte. Neste capítulo aborda-se a influência da armadura vertical e horizontal, quando quantidade e disposição nos painéis de alvenaria. São quantificados os valores para a caracterização mecânica através de recomendações de vários autores.

Capítulo 4: apresenta a definição dos modelos adoptados para a realização dos ensaios na mesa sísmica para a alvenaria não armada e armada. Descreve as leis de semelhança utilizadas devido às limitações do equipamento. É descrito todo o processo construtivo dos modelos, como a sua instrumentação, a caracterização da acção sísmica ser aplicada, bem como as suas fases de aplicação.

Capítulo 5: apresenta-se os resultados dos ensaios na mesa sísmica para os modelos de alvenaria não armada e armada. Faz-se uma primeira análise para os parâmetros directos sendo estes aceleração absoluta, deslocamentos relativos e padrão de fendilhação. Uma segunda análise é feita para poder determinar alguns parâmetros indirectos, neste acaso o parâmetro *Drift* e parâmetros integrais para avaliação da aceleração e deslocamento, RMSA e RMSD.

## ***2. Caracterização mecânica dos materiais***

---



## 2.1 Introdução

As mudanças proporcionadas ao longo do tempo permitiram ajustar a forma, a dimensão e os materiais conforme as necessidades ou da evolução das técnicas construtivas. Ao longo dos tempos verificaram-se várias mudanças na forma de construção, nomeadamente desde os egípcios, onde os blocos em argila eram secos ao sol, até aos blocos em betão curados em estufas nos dias de hoje. No passado, as construções seguiam o mesmo padrão estético, ou seja, as formas eram simples e não existia nenhum arrojo por parte dos projectistas, devido à limitação face ao conhecimento. As construções possuíam paredes de elevada espessura e eram utilizadas unidades maciças ligadas através de um ligante, que se poderá comparar à argamassa de hoje em dia, isto devido ao desconhecimento das tensões actuantes na alvenaria e a resistência dos materiais utilizados. Não existiam normas que fixassem os parâmetros a ser seguidos pelos responsáveis da obra. Com a falta de formação técnica resultavam obras onde não se explorava a totalidade das potencialidades dos materiais.

Com o início da era industrial e com mudanças nos padrões das construções, começava-se a exigir obras mais rápidas e de menor custo. Neste período a construção civil envergava num novo rumo, com o intuito de melhorar o emprego dos materiais a usar em relação às suas propriedades físicas e mecânicas. Viu-se a necessidade de normalizar e padronizar os materiais para que estes materiais garantissem as propriedades mínimas exigidas. Neste período começa a usar-se maiores unidades com maiores dimensões, com cavidades internas que se denominavam por “blocos”, com a vantagem de ter um peso próprio inferior levando ao aumento da produtividade, sendo também mais eficiente a nível estrutural.

Devido às características dos elementos que constituem a alvenaria pode-se prever o comportamento mecânico da alvenaria, baseado apenas nas características desses elementos. Deve então fazer-se sempre para cada tipo de alvenaria, onde podem variar desde as características das unidades e da argamassa, ensaios que permitam caracterizar a alvenaria. Os requisitos básicos de cada material constituinte da alvenaria devem estar em conformidade com a normalização europeia (EC6, 2005) que define a certificação dos produtos para alvenaria estrutural.

Os materiais testados são referentes aos ensaios na mesa sísmica triaxial, para alvenaria armada e alvenaria não armada, bem com os ensaios de compressão diagonal.

## 2.2 Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais de alvenaria

Os materiais da alvenaria, como a própria alvenaria, muitas vezes apresentam uma dispersão de resultados considerável, sendo necessário testar um número de amostras para que apresente valores representativos. Esta dispersão de valores está muitas vezes associada ao processo produtivo, que resulta em imperfeições nas unidades de alvenaria, mas existem outros factores que contribuem para a dispersão como as condições em laboratório e procedimentos de ensaio (Binda *et al.*, 1994). Os elementos constituintes da alvenaria devem ser caracterizados individualmente de acordo com as normas de ensaio. Os elementos da alvenaria, nomeadamente as unidades e o ligante, devem ser submetidos a ensaios normalizados de modo a obter as características mecânicas fundamentais dos elementos constituintes e da alvenaria como material compósito.

Antes de se proceder aos ensaios para obtenção da resistência à compressão e das unidades como da alvenaria, deve-se fazer uns ensaios preliminares, com o objectivo de obter o módulo de Young e o coeficiente de Poisson. Com estes parâmetros determinados pode-se prosseguir e determinar a capacidade resistente das unidades e da alvenaria, podendo obter-se a relação entre tensão–extensão experimental e contribuir para o alargamento da base de dados experimental que permitam a caracterização da alvenaria à compressão (Figura 2.1).

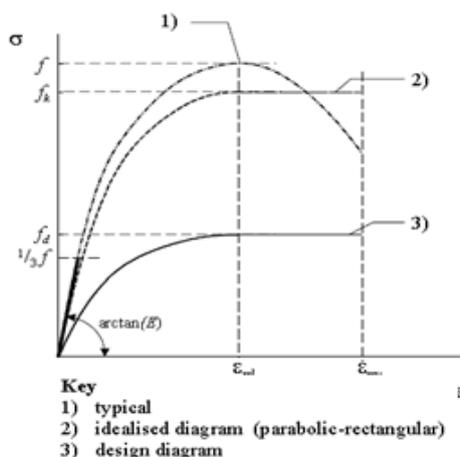


Figura 2.1 – Relação típica tensão-extensão da alvenaria (EC6, 2005).

O ensaio de compressão uniaxial permite determinar a resistência à compressão característica, que está normalmente associada à qualidade do material (Calvi, 1996). O ensaio de compressão diagonal pode ser utilizado para determinar as propriedades da alvenaria ao corte. Para este tipo de ensaio existem dois tipos de normas, a ASTM E519-02 (2002) e RILEM TC-76 (1994).

A argamassa tem como principal função unir as unidades de alvenaria e fazer a distribuição de tensões uniformemente entre elas, o que influencia significativamente o comportamento da alvenaria. Solórzano e Sabbatini (1994) referenciam que os materiais como a cal, incorporados na argamassa, diminuem a sua rigidez e permitem a acomodação intrínseca da alvenaria, tendo a vantagem também de produzirem argamassas mais económicas e a optimização do produto final. Como a argamassa representa uma pequena percentagem da alvenaria, ou seja, as juntas apresentam um volume bastante inferior que as unidades de alvenaria, pode-se admitir que não influêncie de forma significativa a resistência à compressão. Relativamente à tracção não poderá dizer-se o mesmo já que, a argamassa pode ter influência decisiva para o início da fissuração. De acordo com Sahlin (1971), a relação entre a sucção das unidades de alvenaria e retenção de água das unidades pode ser tal, que uma camada pouco espessa de argamassa esteja próxima de secar totalmente num curto espaço de tempo. Neste caso, a aderência entre a unidade e a argamassa será prejudicada e aparecerão fissuras entre as unidades e a argamassa endurecida. Drysdale et al (1994), Hendry (2001), explicam que a argamassa tem que ser suficientemente eficiente, no sentido de apresentar resistência à compressão e à aderência satisfatória, não ter retracção excessiva (que reduz a resistência da alvenaria à penetração de chuvas e causa fissuração nas unidades), além de ser durável. A argamassa deverá também ser capaz de acomodar movimentações resultantes da fluência ou efeitos térmicos, sem fissurar. A argamassa devesse garantir uma trabalhabilidade suficiente para não comprometer o assentamento e a retenção de água.

### **2.3 Requisitos geométricos e mecânicos de unidades de alvenaria**

As unidades de alvenaria estão disponíveis na forma de tijolos e blocos, produzidas com argila, betão ou silicato de cálcio, em diversas formas (sólidos, perfurados e vazados) e dimensões. Os blocos de betão são constituídos por uma mistura homogénea e proporcionada, de cimento de Portland, agregado miúdo e graúdo. Os blocos de betão são produzidos através de vibração e

compactação levando aproximadamente um mês para ter o ganho total de resistência. Foi nos EUA onde surgiram os primeiros blocos de betão vazados e onde a alvenaria estrutural com blocos de betão atingiu o seu maior desenvolvimento, tendo também alguma expressão na Europa, particularmente na França, Inglaterra e Alemanha. Esse desenvolvimento realizou-se nas primeiras pesquisas e processos construtivos racionalizados. Os blocos permitem o emprego da técnica de coordenação modular como factor essencial de sistematização e programação do projecto em alvenaria estrutural. Os blocos tornam a construção mais racional, resultando em economia, tanto para os empreendedores como para o consumidor final. A produção dos blocos é feita com um betão seco e não com um betão plástico, que normalmente é utilizado nas estruturas de betão armado. Com base na Associação Brasileira de Cimento Portland podemos referir que a resistência dos blocos além de depender da boa dosagem é directamente proporcional à energia de compactação utilizada na sua fabricação em que o responsável directo pela qualidade final é a vibro-prensa.

Normalmente as unidades são vazadas com diferente furação, ver Figura 2.2, apresentando uma resistência que varia entre 5 MPa a 30 MPa (dependo de cada fabricante), sendo o aumento dado pela percentagem de cimento, carga de compactação e pelo baixo factor da relação Água/Cimento. O desempenho térmico em relação ao bloco cerâmico é relativamente inferior, tem bom acabamento superficial, e alta permeabilidade, tendo assim que ser revestidas com um material impermeável. A forma e o tamanho dos blocos devem ser limitadas, a fim de evitar fissuras e deformações, ou outro tipo de patologia que altere as características predefinidas, quer durante o fabrico e manipulação, quer na sua utilização (Tomazěvic, 1999). Dependendo da sua forma e tamanho o EC6 (2005) classifica-os em quatro grupos. Esta classificação é utilizada para seleccionar o valor indicado do factor de correcção, K, nos casos em que a resistência à compressão e ao corte são obtidos com base na tipologia do bloco e mais precisamente na percentagem de furação vertical. No caso de as unidades de alvenaria serem utilizadas em em estruturas sujeitas a acções sísmicas onde surgem combinações de cargas verticais e horizontais, as unidades também devem cumprir os seguintes requisitos: (1) a unidade não de ter mais de 50% de furação vertical em volume bruto; (2) a espessura mínima das paredes laterais deve ser 15mm; (3) as paredes verticais da unidade devem estar compreendidas em toda a extensão de toda a unidade; (4) devem respeitar os valores mínimos

de resistência de compressão impostos. De acordo com EC8 (2004), no caso de unidades em betão, a resistência de compressão mínima da unidade, normal à junta de assentamento, não deve ser inferior a 7.5 MPa, especialmente para a construção de alvenaria armada.



Figura 2.2 – Exemplo de formas de unidades de betão.

[http://www.ec21.com/offer\\_detail/Sell\\_Concrete\\_Bricks-8229990.html](http://www.ec21.com/offer_detail/Sell_Concrete_Bricks-8229990.html)

- Patologias

Além de garantir a resistência à compressão exigida, também é necessário verificar as patologias que as unidades possam apresentar. As unidades podem apresentar diversos tipos de patologias, que surgem devido à produção, ao transporte, entre outros. Essas patologias podem ser fendas, trincas, deformações ou não cumprimento das dimensões previstas, cor, que podem ser avaliadas através do contacto visual. A empresa produtora dos blocos deve garantir a

qualidade do mesmo, tendo mesmo que fazer uma remoção dos blocos com patologias. A construtora, no processo de fiscalização interna de obra, deve inspeccionar de modo a que não sejam utilizados blocos que eventualmente apareçam com qualquer tipo de patologia.

#### 2.4 Caracterização do comportamento de blocos de betão à compressão

Para além da validação tecnológica, a solução construtiva deve ser validada em termos do seu comportamento mecânico das unidades de alvenaria que fazem parte do sistema construtivo. A caracterização mecânica da alvenaria estrutural passa, para além da caracterização dos blocos e argamassa, pela obtenção das propriedades mecânicas da alvenaria como material compósito tais como a resistência à compressão, tracção e corte bem como do comportamento ao corte e tracção da interface bloco argamassa. Além disso, dado que se pretende usar a solução construtiva em regiões sísmicas, é necessário avaliar o desempenho mecânico das paredes sob acções horizontais. Haach (2009) realizou um programa experimental alargado, onde se inclui a caracterização mecânica de paredes com diferentes tipologias a acções cíclicas horizontais aplicada no plano da parede. A realização de ensaios cíclicos nas paredes determinou a produção dos blocos de betão à escala reduzida (1:2) de modo a obter provetes de alvenaria representativos. Na Figura 2.3 indica a geometria dos blocos de três células utilizados na campanha de caracterização experimental.

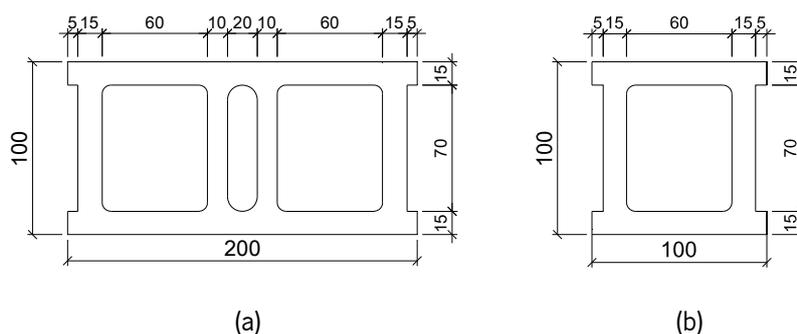


Figura 2.3 – Geometria dos blocos de betão de três células, com dimensão dos blocos (unidades em milímetros): (a) planta do bloco inteiro; (b) planta do meio bloco.

As dimensões dos blocos resultam da redução das dimensões de um bloco real para metade. Dado que as dimensões modulares de blocos de betão à escala real são de 400mm (largura) x 200mm (espessura) x 190mm (altura) optou-se por dimensões à escala reduzida de 200mm

(comprimento) × 100mm (espessura) × 95mm (altura). A geometria dos blocos, nomeadamente a espessura das paredes exteriores e septos interiores foi definida de acordo com os requisitos definidos no EC6 (2005). No Quadro 2.1 indica-se a análise dimensional dos blocos apresentada por Haach (2009).

Quadro 2.1 - Análise dimensional dos blocos de betão (Haach, 2009).

| Dados              | Bloco          | Meio bloco    |
|--------------------|----------------|---------------|
| Comprimento        | 201.5 (0.19%)  | 101.8 (0.45%) |
| Espessura          | 100.5 (0.27%)  | 100.5 (0.32%) |
| Altura             | 95.9 (0.87%)   | 95.9 (0.99%)  |
| Paredes Exteriores | 15.9 (2.69%)   | 16.1 (2.39%)  |
| Paredes interiores | 14.0 (7.81)    | -             |
| Área               | 110.14 (0.02%) | 57.2% (1.29%) |

#### 2.4.1 Procedimento de ensaio

Para obter um carregamento distribuído por a área total do bloco, ou seja evitar excentricidades na aplicação da carga, foi necessário proceder à regularização das faces superior e inferior dos blocos, com recurso a um rectificador mecânico. O ensaio de compressão uniaxial segue as recomendações exigidas pela norma EN 772-1. A velocidade de carregamento que a norma indica para resistências expectáveis inferiores a 10 N/mm<sup>2</sup> é de 0.05 N/mm<sup>2</sup>/s. A carga é aplicada com a velocidade constante até à rotura do bloco.

#### 2.4.2 Resultados

Os resultados obtidos permitem caracterizar a resistência à compressão das unidades. No Quadro 2.2 apresenta-se o resultado dos ensaios de compressão uniaxial para a representação da alvenaria utilizada nos diversos tipos de ensaio, nomeadamente nos ensaios na mesa sísmica de alvenaria armada, não armada, bem com ensaios de compressão diagonal (utilizaram-se os mesmos blocos do modelo de alvenaria não armada e nos ensaios de compressão diagonal de

paredes). É de salvar que para que os blocos foram produzidos em duas séries, a primeira para o ensaio sísmico de alvenaria armada e a segunda para os restantes ensaios.

Quadro 2.2 – Resultados dos ensaios à compressão dos blocos de betão.

| Ensaio  | Tipo de Bloco | n  | F (KN) | $f_{med}$ (MPa) | $\Delta$ | CV (%) |
|---|---------------|----|--------|-----------------|----------|--------|
| Sísmico de alvenaria armada                                 | Meio bloco    | 12 | 90.15  | 9.02            | 1.21     | 13.45  |
|   | Bloco         | 12 | 203.18 | 10.16           | 1.46     | 14.40  |
| Sísmico de alvenaria não armada<br>e<br>Compressão diagonal | Meio bloco    | 12 | 111.12 | 10.51           | 1.00     | 9.50   |
|   | Bloco         | 12 | 228.20 | 11.41           | 1.77     | 15.54  |

## 2.5 Caracterização mecânica da argamassa

A argamassa de assentamento é geralmente constituída por cimento Portland, cal (plastificante), areia e água. A cal ou outro plastificante tem como função permitir maiores deformações sem haver fissuração e aumenta a capacidade de absorção de água, o que resulta numa melhor aderência.

As normas não caracterizam as propriedades mecânicas da argamassa, tal como o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade, contendo apenas especificações para o traço em volume e a resistência à compressão. A Norma Britânica BS-5628 (1992) define os traços de argamassa e a resistência à compressão, para o uso em alvenaria estrutural. Os traços são designados consoante as proporções dos materiais referentes à sua composição (cimento:cal:areia). O coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade são estabelecidos a partir de simplificações feitas por alguns autores. Conceitos e especificações sobre argamassas segundo o EC6 (2005) servem para caracterizar e classificar argamassas. A argamassa usada em alvenaria é definida pelos seus constituintes. A argamassa pode ser produzida em fábrica ou pré-misturada em fábrica (EN 998-2) ou também “*in situ*” (EN 1996-2). As produzidas em fábrica, podem ser pré-doseadas e têm de estar de acordo com a EN 998-2. As argamassas são classificadas segundo a sua resistência à compressão axial e designadas por “M” seguido do número correspondente à resistência à compressão, em N/mm<sup>2</sup>.

As suas propriedades remetem-nos a dois tipos de avaliação, a resistência à compressão e a aderência entre as unidades e a argamassa:

- A resistência à compressão,  $f_m$ , deve estar de acordo com o EN 1015-11, mas as argamassas usadas no reforço da alvenaria não devem ter uma resistência de compressão inferior a 4 N/mm<sup>2</sup> e as usadas em juntas horizontais armadas não menos de 2 N/mm<sup>2</sup>;
- A aderência depende do tipo de argamassa que irá ser aplicada e adequada ao tipo de unidades e argamassa a utilizar. A EN 1052-3 lida com a determinação da resistência ao corte inicial da alvenaria, e a EN 1052-5 lida com a determinação da resistência à flexão.

A argamassa tem que ser suficientemente resistente às condições de exposição durante o período de vida do edifício. A argamassa deve ser composta por constituintes que consigam ter um efeito determinante nas propriedades mecânicas ou na durabilidade.

Tomazčevic (1999) refere que para atingir a resistência à compressão específica, a argamassa tem combinações relativas, à proporção dos materiais utilizados na sua mistura, com base em resultados experimentais. No Quadro 2.3 é apresentado para diferentes composições mais usuais, misturadas, e os respectivos valores da resistência à compressão,  $f_m$ , esperado.

Quadro 2.3 – Composições de argamassa, (CIB, 1987).

| Tipo de argamassa | Resistência característica à compressão | Composição aproximada em partes por volume |             |                                 |
|-------------------|---|--|-------------|---------------------------------|
|                   |   | Cimento                                    | Cal         | Areia                           |
| M2                | 2.5 MPa                                 | 1  | 1.25 -2.50  |                                 |
| M5                | 5 MPa                                   | 1  | 0.50 – 1.25 | 2.25 – 3                        |
| M10               | 10 MPa                                  | 1  | 0.25 – 0.50 | Duas a três vezes cimento e cal |
| M20               | 20 MPa                                  | 1  | 0 – 0.25    |                                 |

Para alvenaria não armada, o EC8 (2004) refere que a argamassa deve ser do tipo M5 no mínimo no caso de estruturas sujeitas a acções sísmicas. No caso de alvenaria armada, o tipo de argamassa mínimo requerido é o M10, para garantir a transferência das forças internas do

aço para a alvenaria. No caso de a armadura estar embebida na argamassa, os valores característicos da aderência,  $f_{adh}$ , para as classes de argamassa são indicadas no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Aderência característica para o reforço em argamassa, (EC6, 2005).

| Argamassa   | M5 – M9 | M10 – M14 | M15 – M19 | M20 |
|---|---------|-----------|-----------|-----|
| $f_{adh}$ para armaduras de baixa aderência (MPa)   | 0.7     | 1.2       | 1.4       | 1.5 |
| $f_{adh}$ para armaduras de elevada aderência (MPa) | 1.0     | 1.5       | 2.0       | 2.5 |

As propriedades mecânicas da argamassa são testadas segundo a norma EN 1015-11. São executados primeiramente os ensaios de flexão e em seguida os ensaios à compressão. O ensaio realizado visa a caracterização da argamassa utilizada na construção do modelo, isto para que se garanta as condições estabelecidas em projecto. A argamassa tem traço 1:3 e é uma argamassa produzida “*in situ*”.

- Preparação dos provetes

Com o molde metálico devidamente calibrado, procede-se à colocação da argamassa. A argamassa é colocada em duas camadas com aproximadamente a mesma espessura, em cada uma delas efectuar vinte e cinco pancadas para que sejam preenchidos todos os vazios. O excesso de argamassa foi retirado com uma lâmina de modo a não alterar a restante. De seguida colocou-se o molde com a amostra numa câmara húmida durante cinco dias, após esses cinco dias retirou-se as amostras do molde e manteve-se na câmara húmida durante mais dois dias. Depois deste processo retirou-se as amostras da câmara húmida para o ambiente normal com a humidade a rondar os  $65\% \pm 5\%$  durante vinte e um dias.

### 2.5.1 Ensaio de Flexão

Na máquina de teste é necessário ajustar os suportes de acordo com a norma. A carga aplicada a  $l/2$  da amostra pode compreender entre 10 N/s e 50 N/s, optou-se por 50 N/s em que se garantiu que a duração do ensaio estivesse compreendida entre 30s e 90s. Nas amostras foi necessário fazer marcações para que na colocação das mesmas na máquina fosse correcta.

Aplica-se a carga até à rotura, a amostra divide-se em duas partes, onde estas são as utilizadas no ensaio à compressão.

- Resultados

Para o cálculo da resistência à flexão,  $f_{l,m}$ , utiliza-se a equação seguinte, dada pela norma 1015-11:

$$f_{l,m} = \frac{Fl}{bd^2} \quad (13)$$

onde,

$f_{l,m}$  – resistência à flexão;

$F$  – força máxima aplicada;

$l$  – distância entre apoios, 100mm;

$b$  – lado da secção quadrada, 40mm;

$d$  – altura, 40mm.

Apresentam-se Quadro 2.5 os valores respectivos da resistência à flexão das amostras usadas nos respectivos ensaios de alvenaria.

Quadro 2.5 – Resistência à flexão da argamassa.

| Ensaio                          | n  | F (KN) | $f_{l,m,med}$ (MPa) | $\Delta$ | CV (%) |
|---------------------------------|----|--------|---------------------|----------|--------|
| Sísmico de alvenaria não armada | 12 | 2.33   | 5.57                | 0.66     | 12.08  |
| Sísmico de alvenaria armada     | 12 | 3.28   | 7.69                | 0.64     | 8.73   |
| Compressão diagonal             | 6  | 2.51   | 5.88                | 0.33     | 5.64   |

### 2.5.2 Ensaio à compressão

Do ensaio à flexão de cada amostra resultam duas para o ensaio à compressão. O ensaio consiste em colocar a amostra na máquina, de modo a que as faces laterais estejam em contacto com a placa inferior e o prato superior do dispositivo, este último com dimensões de 40mm de aresta. A carga vertical é aplicada com velocidade constante de 500N/s de modo a que o ensaio compreenda entre 30s a 90s, até à rotura do provete. Obtém-se assim os valores que permitem calcular a resistência à compressão da argamassa.

- Resultados

Os resultados permitem caracterizar a argamassa que se utilizou na construção do modelo, determina-se a resistência à compressão através da fórmula seguinte dada pela norma 1015-11:

$$f_{cm} = \frac{F}{b^2} \quad (14)$$

onde,

$f_{cm}$  – resistência à flexão da amostra;

$F$  – força máxima aplicada;

$b$  – lado da secção quadrada, 40mm.

Após efectuar os cálculos apresenta-se os resultados no Quadro 2.7.

Quadro XI – Resistência à compressão da argamassa.

| Ensaio                          | N  | F (KN) | $f_{m,med}$ (MPa) | $\Delta$ | CV (%) |
|---------------------------------|----|--------|-------------------|----------|--------|
| Sísmico de alvenaria não armada | 24 | 29.99  | 18.74             | 1.69     | 9.03   |
| Sísmico de alvenaria armada     | 24 | 32.45  | 20.28             | 1.64     | 8.08   |
| Compressão diagonal             | 12 | 30.03  | 18.77             | 2.32     | 12.37  |

### 2.5.3 Ensaio de espalhamento

O ensaio de espalhamento foi realizado no local de construção do modelo para ensaio na mesa sísmica com um processo artesanal, que posteriormente em laboratório se concluiu acerca da viabilidade da execução desse procedimento. Na produção de argamassa durante a construção do modelo tentou-se obter resultados na ordem de 170mm de espalhamento, para que fosse mantido as características da argamassa desejadas durante toda a construção.

## 2.6 Caracterização da alvenaria de blocos de betão à compressão

### 2.6.1 Tipologia dos provetes

De acordo com a norma EN 1052-1, os provetes denominados de “*prismas*” são utilizados para controlo de qualidade da construção de alvenaria, sendo os prismas construídos com materiais e mão-de-obra da própria obra, ver Figura 2.4. Os materiais dos prismas seguiram os materiais dos dois edifícios de alvenaria a ensaiar na mesa sísmica, tendo-se assim dois tipos de prismas. Os prismas de alvenaria podem ser construídos com três ou mais unidades, ligados por argamassa, com disposição (emparelhamento) a definir.



Figura 2.4 – Provetes para a caracterização da resistência à compressão da alvenaria.

A disposição pode ser com os blocos alinhados (junta a prumo ou junta vertical continua), como também sem ser alinhados (junta amarrada), usando nesta disposição unidades chamadas de “*meio bloco*”. Como a construção e a análise dos prismas têm como finalidade, apenas garantir a qualidade da construção do modelo, adoptou-se por construir um aparelho de três fiadas ( $3.h_a$ ) e de base uma unidade ( $1.l$ ) com junta amarrada, com as dimensões médias de 200mm de comprimento e 312mm. O preenchimento das juntas igual ao executado em obra, ou seja, as

juntas horizontais totalmente preenchidas e as verticais sem qualquer preenchimento (junta “seca”). O transporte da obra até ao laboratório deve ser feito com extremo cuidado, de modo a que não exista alterações da sua resistência, para que então, seja viável a sua caracterização. Construiu-se um molde de madeira para cada um dos prismas, para que este garantisse a não alteração das características iniciais dos prismas.

### 2.6.2 Construção, cura e transporte dos provetes

Os prismas foram construídos com os mesmos materiais e com a mesma mão-de-obra utilizada na construção dos modelos. Deve verificar-se máxima precisão relativa ao nivelamento das superfícies, tal como a uniformidade das medidas dos prismas, mas mesmo assim aparecem imperfeições que serão corrigidas em laboratório. Antes do início dos ensaios, as faces inferior e superior dos provetes, devido às irregularidades naturais das unidades, foram regularizadas de forma a minimizar as excentricidades na aplicação de carga, ver Figura 2.5.



a) Unidades com vazios preenchidos e com fita em todo o contorno



b) Colocação de argamassa auto-nivelante no topo dos provetes



c) Colocação de lâmina de betume acrílico e o nível para verificação do nivelamento da chapa metálica



d) Nivelamento suplementar sobre o equipamento de ensaio

Figura 2.5 – Preparação de provetes de alvenaria para ensaio de compressão.

As duas opções possíveis de regularização consistem na rectificação das duas faces com recurso a rectificador mecânica ou o capeamento dos provetes. O processo de rectificação introduziria vibrações que poderiam prejudicar a integridade dos provetes, além de que necessitaria que os provetes fossem molhados, pelo que este processo foi abandonado em detrimento do capeamento da base e topo dos provetes. Este segundo processo, apesar do inconveniente de intensificar os efeitos de fronteira na base e topo do provete, foi considerado menos desfavorável que as duas outras alternativas.

O processo de rectificação por capeamento foi feito de acordo com as seguintes actividades:

- Preenchimento dos vazios nas unidades de base e topo com espuma de poliuretano;
- Colocação de fita adesiva em todo o perímetro do provete;
- Selagem de junta entre fita e bloco e entre a espuma e os blocos;
- Colocação do provete em superfície plana e horizontal;
- Colocação de argamassa auto-nivelante sobre o provete e deixar curar em ambiente protegido de efeitos que intensifiquem a retracção da argamassa; Apesar das características auto-nivelantes da argamassa utilizada verificou-se que a superfície final, pela sua reduzida espessura não era ainda plana o suficiente para evitar a excentricidade na aplicação de carga. Considerou-se lixar a superfície da argamassa curada mas, devido à sua dureza o desgaste não era suficiente, pelo que se optou por colocar de uma camada fina suplementar de betume acrílico (massa de ferro), suficientemente rígido quando curado, mas capaz de ser desgastado por lixa para qualquer necessidade de nivelamento suplementar sobre o equipamento de ensaio;
- Repetição dos passos anteriores para a base do provete;
- Já sobre o equipamento de ensaio o provete foi colocado sobre chapas metálicas com superfície rectificadas. Para minimizar o efeito de confinamento destes elementos sobre os topos do provete optou-se por colocar uma camada de óleo para minimizar o efeito de confinamento do equipamento ao provete.

No início do ensaio o nivelamento das faces do provete, relativamente ao equipamento de ensaio, foi verificado e nos casos em que se verificou necessidade, procedeu-se à rectificação.

### 2.6.3 Equipamento de ensaio

O equipamento de ensaio utilizado tem capacidade de aplicação de carga de 2000kN. Os provetes estão em contacto directo com duas placas metálicas rígidas, na base e topo, que asseguram a transferência de cargas de modo uniforme impostos pelo actuador. As placas metálicas não têm capacidade de rotação, pelo que a rectificação dos topos dos provetes deve ser precisa. A Figura 2.6 representa o equipamento de ensaio e esquema de aplicação de carga seguido.



Figura 2.6 - Equipamento para ensaio de provetes de alvenaria à compressão.

### 2.6.4 Procedimento e Instrumentação

O ensaio de compressão uniaxial da alvenaria foi realizado de modo que a duração do ensaio estivesse no intervalo de 15 a 30 minutos, segundo as recomendações da norma EN 1052-1 (1999). Para ao efeito adoptou-se um valor de velocidade de 0,002mm/s.

A força máxima,  $F_{i,máx}$ , foi determinada através da aplicação de uma carga com velocidade constante em dois prismas, com o objectivo de definir o patamar de carga no tempo para a obtenção do modo de elasticidade. Com a força máxima obtida, calcula-se metade do valor da força máxima,  $1/2 F_{i,máx}$ , que define o valor do patamar de deslocamento que é usado para a determinação do módulo de elasticidade. Após a aplicação do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade, aplica-se um carregamento com velocidade constante de 0,002mm/s até à ruptura, para poder determinar a tensão máxima. O posicionamento de transdutores definido pela norma como se pode ver na Figura 2.7.

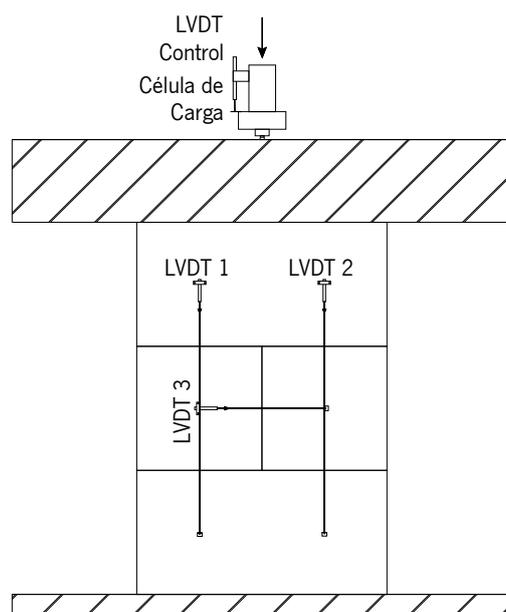


Figura 2.7 – Posicionamento dos transdutores de deslocamento.

Além destes transdutores, são colocados transdutores no equipamento de carregamento. O esquema de colocação de dispositivos de medição visa, além da determinação dos valores necessários aos cálculos de resistência e do módulo de elasticidade previstos na norma, a verificação de excentricidades (no caso de existir rotação) do carregamento e do grau de fixação na base e no topo da parede e, portanto, a verificação da qualidade dos dados recolhidos.

### **2.6.5 Análise de Resultados**

A análise de resultados dos ensaios de compressão uniaxial da alvenaria é efectuada com base na resistência à compressão experimental e comparação com o valor obtido de acordo com o EC6 (2005). Adicionalmente, são discutidos os modos de rotura e apresentados os diagramas tensão/extensão.

### **2.6.6 Cálculo de resistência máxima**

A resistência à compressão resultante dos ensaios experimentais é determinada com base na metodologia apresentada pela norma EN 1052-1 (1999):

$$f_i = \frac{F_{i,max}}{A_i} \quad (15)$$

$$f_k = \min(f_{med}/1.2 ; f_{i,min}) \quad (16)$$

em que:

$f_i$  - é a tensão resistente do provete  $i$ ;

$F_{i,max}$  - a força máxima aplicada ao provete  $i$ ;

$A_i$  - a área bruta da secção do provete;

$f_k$  - a resistência à compressão característica do provete;

$f_{i,min}$  - a resistência mínima à compressão dos provetes ensaiados, numa determinada série com as mesmas características;

$f_{med}$  - a tensão resistente média dos provetes.

Os valores médios da resistência à compressão são indicados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Determinação da resistência à compressão uniaxial dos prismas com base nos resultados experimentais.

| Ensaio                          | n  | $f_{med}$ (MPa) | CV (%) | $f_{i,min}$ (MPa) | $f_{med}/1,2$ (MPa) | $f_k$ (MPa) |
|---------------------------------|----|-----------------|--------|-------------------|---------------------|-------------|
| Sísmico de alvenaria não armada | 12 | 11.75           | 16.29  | 8.56              | 9.80                | 8.56        |
| Sísmico de alvenaria armada     | 12 | 5.56            | 17.57  | 4.15              | 4.63                | 4.15        |
| Compressão diagonal             | 6  | 11.81           | 15.67  | 8.63              | 9.84                | 8.63        |

O valor de referência para a resistência à compressão dos provetes é também determinado com base no modelo analítico apresentado no EC6 (2005) partindo da expressão seguinte:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (17)$$

em que:

$f_k$  - valor de cálculo da resistência característica à compressão da alvenaria, em MPa;

$K$  - constante que depende do tipo e material da unidade de alvenaria, do seu respectivo grupo e do tipo de argamassa junta utilizada;

$f_b$  - valor da resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, em MPa, na direcção do efeito da acção aplicada, com o valor máximo de 75 MPa para unidades assentes com argamassa convencional;

$f_m$  - valor da resistência à compressão da argamassa convencional, em MPa, com o limite máximo definido pelo menor de valor entre 20 MPa e  $2 \cdot f_b$ ;

$\alpha$  e  $\beta$  - constantes.

O valor de  $K$  entra dependentemente do material e da classificação das unidades de alvenaria em termos de furação vertical e da resistência da argamassa. O valor de  $K$  é indicado no Quadro 2.7, para as duas situações de junta horizontal.

Quadro 2.7 - Parâmetro  $K$  para a determinação da resistência à compressão da alvenaria.

| Unidades de Betão | Grupo | Tipo de junta horizontal  | K    |
|-------------------|-------|---|------|
| Betão             | 2     | Junta de espessura normal e com argamassa de densidade normal, total ou parcialmente preenchida | 0.45 |

No caso de existirem resultados de ensaios de compressão e conhecidos os valores de  $f_b$ ,  $f_m$  e  $K$ , os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  são calibrados de forma a atingir os valores de resistência de resultados experimentais. Nos casos em que não existem resultados experimentais fiáveis, as constantes,  $\alpha$  e  $\beta$ , são fornecidas pelo regulamento para as situações de alvenaria mais comuns. Para o exemplo de cálculo considerado as constantes assumem os valores de 0,7 e 0,3 respectivamente. A influência do tipo de junta horizontal na resistência à compressão traduz-se em valores distintos do parâmetro  $K$ , ver Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Resistência à compressão de alvenaria.

| Ensaio                          | $f_b$ (MPa) | $f_m$ (MPa) | $\alpha$ | $\beta$ | K    | $f_k$ (MPa) |
|---------------------------------|-------------|-------------|----------|---------|------|-------------|
| Sísmico de alvenaria não armada | 11.41       | 18.74       |          |         |      | 5.96        |
| Sísmico de alvenaria armada     | 10.16       | 20.28       | 0.7      | 0.3     | 0.45 | 5.63        |
| Compressão diagonal             | 11.41       | 18.77       |          |         |      | 5.96        |

### 2.6.7 Cálculo de módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade resultante dos ensaios experimentais é determinado com base na metodologia apresentada pela norma EN 1052-1 (1999):

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i} \quad (18)$$

em que:

$E_i$  – módulo de elasticidade da amostra  $i$

$\varepsilon_i$  – deformações registados em todos os transdutores verticais fixos ao provete, para um terço da tensão máxima;

Quadro 2.9 – Módulo de elasticidade com base nos resultados experimentais.

| Ensaio                          | $f_{med}$ (MPa) | $\varepsilon_{med}$ (%) | $E_{med}$ (GPa) | CV (%) |
|---------------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|--------|
| Sísmico de alvenaria não armada | 11.75           | 1.60                    | 13.84           | 7.33   |
| Sísmico de alvenaria armada     | 5.56            | 0.18                    | 10.35           | 30.76  |
| Compressão diagonal             | 11.81           | 1.31                    | 14.01           | 9.03   |

A determinação do módulo de elasticidade de acordo com o EC6 (2005) obtém-se através da seguinte expressão:

$$E_i = K_\varepsilon \cdot f_k \quad (19)$$

em que:

$f_k$  – é a resistência, com base no Quadro 2.8, à compressão característica da alvenaria;

$K_E$  – constante que assume o valor de 1000;

O módulo de elasticidade para a condição de junta, previsto teoricamente é o apresentado no Quadro 2.10.

Quadro 2.10 – Módulo de elasticidade de alvenaria, com base no tipo de junta horizontal.

| Ensaio                          | Tipo de junta            | $f_k$ (MPa) | E (GPa) |
|---------------------------------|--------------------------|-------------|---------|
| Sísmico de alvenaria não armada |                          | 5.96        | 5.96    |
| Sísmico de alvenaria armada     | Completamente preenchida | 5.63        | 5.63    |
| Compressão diagonal             |                          | 5.96        | 5.96    |

Os resultados experimentais apresentam valores diferentes para o valor da resistência à compressão como para o módulo de elasticidade em comparação com os valores teóricos, estes valores deveriam estar aproximados, sendo possível uma má aproximação pela normativa. Deverá ser ter em conta o tipo de alvenaria a abordar, utilizando factores de correcção para aproximar os valores analíticos aos valores experimentais.

### 2.6.8 Avaliação do modo de rotura

Os resultados dos ensaios de compressão na alvenaria são descritos em termos de modos de rotura e diagramas tensão-extensão que descrevem o comportamento global da alvenaria. Adicionalmente é efectuada a comparação de resultados da resistência à compressão obtida experimentalmente e o valor calculado de acordo com o EC6 (2005).

- Modo de Rotura

Através do modo de rotura determina-se o padrão de fendilhação dos provetes. O aparecimento deste tipo de fendilhação é coerente com o estado de tensão triaxial proposto por Khoo e Hendry (1973), cujo esquema com envolvente de tensões em unidades e argamassa se apresentam na Figura 2.8. De acordo com este modelo, com o aumento de tensões de compressão no provete,

a argamassa, mais deformável, tem tendência a expandir, enquanto a unidade, menos deformável exerce um efeito de confinamento, o que resulta na introdução de tensões de tracção na unidade, e tensões de compressão na argamassa, na direcção perpendicular à aplicação de carga.

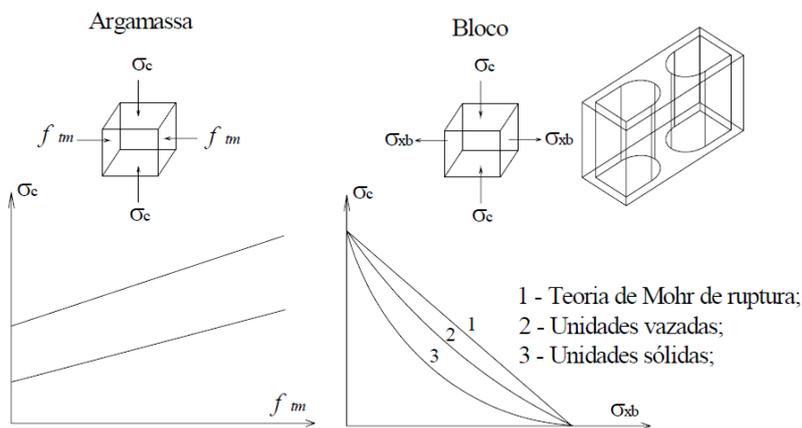


Figura 2.8 – Envoltória de tensão na argamassa e unidades de alvenaria num prisma em compressão uniaxial de acordo com Afshari e Kaldjan (1989) reportado por Mohamad (2007).

A Figura 2.9 demonstra a relação tensão–extensão de um prisma ensaiado, onde se observa a relação entre a deformação horizontal e vertical e a carga.

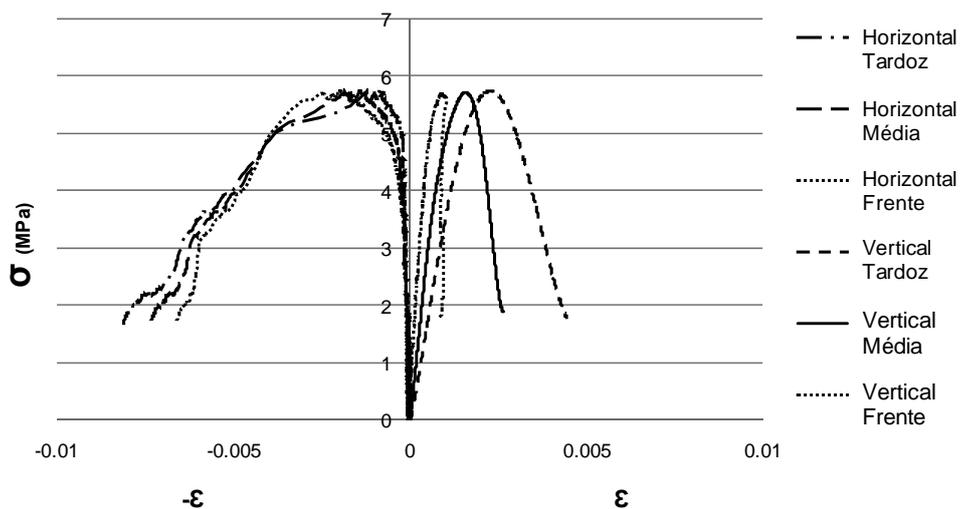


Figura 2.9 – Gráficos tensão-extensão de provete à compressão do prisma de alvenaria (modelo de alvenaria armada) nº7.

Neste caso todos os transdutores conseguem fazer a medição requerida, o que pode não acontecer se por exemplo surgir fendas nos locais onde estão colocados os transdutores, o que faz com que muitas das vezes não se consiga extrair resultados desejados de todos os transdutores.

A Figura 2.10 apresenta os deslocamentos e forças esperadas para as unidades tendo em conta as condições de fronteira do provete.

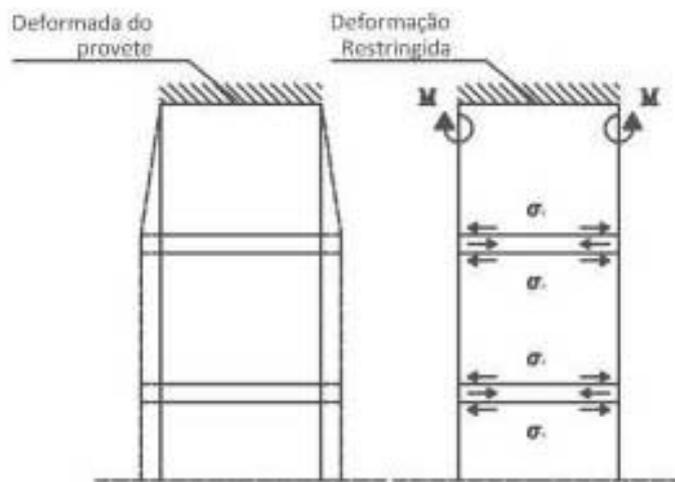


Figura 2.10 – Deformada e esforços actuantes em provetes de alvenaria, em função das condições de apoio do equipamento de ensaio, (Haach, 2009).

Os esforços adicionais introduzidos nas unidades em contacto com as chapas de topo e base (mas principalmente de topo) fazem com que estas unidades se degradem mais para níveis de tensões inferiores às restantes e, portanto, se verifique a localização de deformações já referida. A rotura dos provetes dá-se com a perda de secção transversal resultante da projecção das faces laterais das unidades, das quais fazem parte as unidades em contacto com a placa superior do equipamento de ensaio. Esta degradação vem no seguimento do estado de forças a que as unidades estão sujeitas, apresentado na Figura 2.11.

- Padrão de Fendilhação e modo de rotura

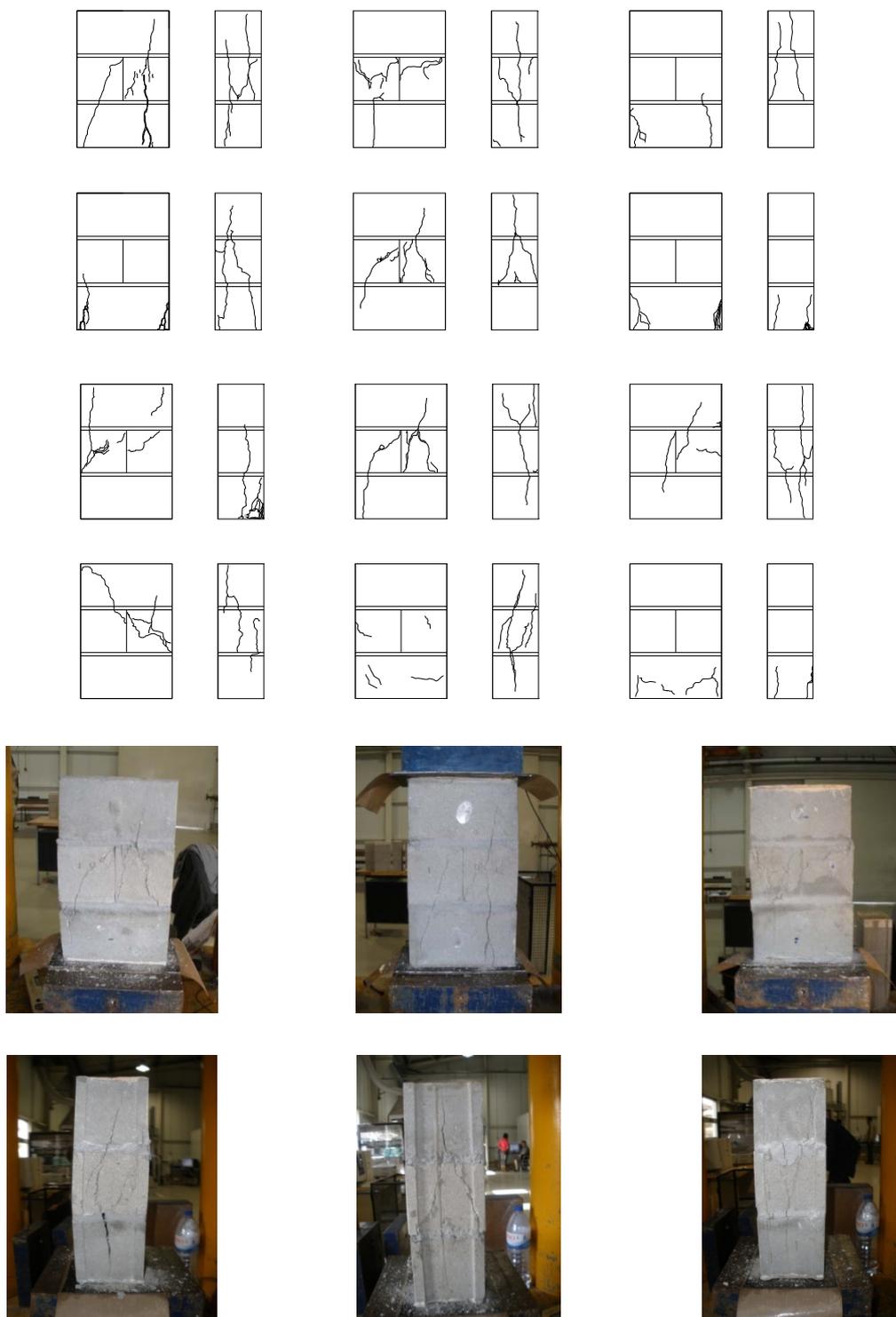


Figura 2.11 – Padrão de fendilhação e modo de rotura dos Prismas.

De acordo com as imagens visuais obtidas, verifica-se que o modo de rotura obtido só acontece após a degradação da parte superior do bloco superior. A rotura dos prismas seja causada pela indução de forças de tracção nos blocos ou como também o esmagamento da junta de argamassa, sendo o mais provável a interacção dos dois modos de rotura.

## 2.7 Características da armadura

A armadura utilizada tem características especiais de modo a obter melhores resultados no comportamento da alvenaria quando está sujeita a acções sísmicas. O uso da armadura do tipo Murfor tem particularidades a nível construtivo, a armadura horizontal é aplicada nas juntas horizontais especificadas, e a armadura vertical é aplicada nas juntas verticais contínuas. A armadura Murfor RND é composta por varões redondos, sendo dois deles afastados entre si ligados através de um varão em zig-zag contínuo, dando a forma de uma treliça, ver Figura 2.12. Os varões têm uma tensão característica de 500MPa, varão interior (em zig-zag) é soldado aos varões longitudinais através de uma solda, essa com uma resistência de corte de pelo menos 2.5KN, Bekaert S.A. (2005). No âmbito da tese de doutoramento de Haach (2009) as armaduras foram sujeitas à caracterização através de ensaio de tracção. Para o modelo de alvenaria optou-se por escolher dois tipos de armadura consoante a sua utilização, ver Quadro 2.11.

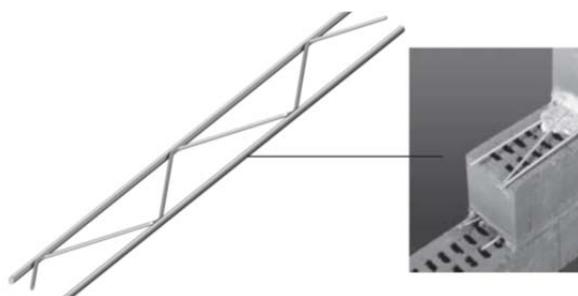


Figura 2.12 – Armadura Murfor RND.

Quadro 2.11 – Dimensões da Armadura Murfor RND - Bekaert S.A. (2008).

| Tipo armadura       | Largura (mm) | Diâmetro do varão exterior (mm) | Diâmetro do varão interior (mm) |
|---------------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|
| Armadura vertical   | 50           | 4                               | 3.75                            |
| Armadura horizontal | 80           | 3                               | 3                               |



### ***3. Caracterização da alvenaria ao corte***

---



### 3.1 Introdução

A determinação da capacidade resistente no plano da alvenaria face ao corte constitui um parâmetro de elevada relevância na verificação da segurança a acções sísmicas. A determinação experimental dos parâmetros mecânicos que caracterizam a resistência da alvenaria ao corte apresenta alguns problemas relacionados com interpretações dos resultados dos ensaios de compressão diagonal, frequentemente usados para obtenção da resistência ao corte e módulo de elasticidade transversal da alvenaria (Calderini *et al.*, 2010).

Estudos experimentais e numéricos têm sido realizados ao longo do tempo no intuito de melhorar o desempenho da alvenaria a acções horizontais (acções sísmicas e vento). A melhoria da resistência de paredes de alvenaria à acção sísmica pode ser conseguida através da colocação de armaduras na junta horizontal (Sheppard *et al.*, 1977; Tercely *et al.*, 1984; Tomažević *et al.*, 1985; Kubica e Kaluza, 2011). Diferentes estudos têm sido conduzidos para a avaliação do efeito das armaduras treliçadas pré-fabricadas no acréscimo de resistência da alvenaria estrutural a acções sísmicas Tomažević e Lutman (1988) e Haach (2009).

Tendo em vista o melhoramento do desempenho mecânico da alvenaria moderna a acções horizontais, decidiu-se desenvolver um programa experimental para avaliação do desempenho de armaduras treliçadas pré-fabricadas na resistência ao corte. Para o efeito, considerou-se a aplicação de armadura (Murfor-RND) nas juntas horizontais e juntas verticais com diferentes configurações em blocos de alvenaria de betão. Os provetes de alvenaria com diferentes configurações de armaduras foram sujeitos a ensaios de compressão diagonal. Com base nos resultados destes ensaios são deduzidas as propriedades mecânicas, tais como resistência ao corte e módulo de elasticidade transversal. Adicionalmente são avaliados os diagramas força-deslocamento e os modos de rotura.

### 3.2 Campanha experimental

#### 3.2.1 Descrição dos provetes

Foram construídos três provetes para nove configurações de armadura diferentes, com base num provete tipo. Fez-se variar a armadura horizontal e vertical em termos de espaçamento e

percentagem. Os provetes de alvenaria de blocos de betão têm um comprimento de 600mm (equivalente a três vezes a dimensão de um bloco) e 605mm de altura (equivalente a seis fiadas com uma junta horizontal de 7mm).

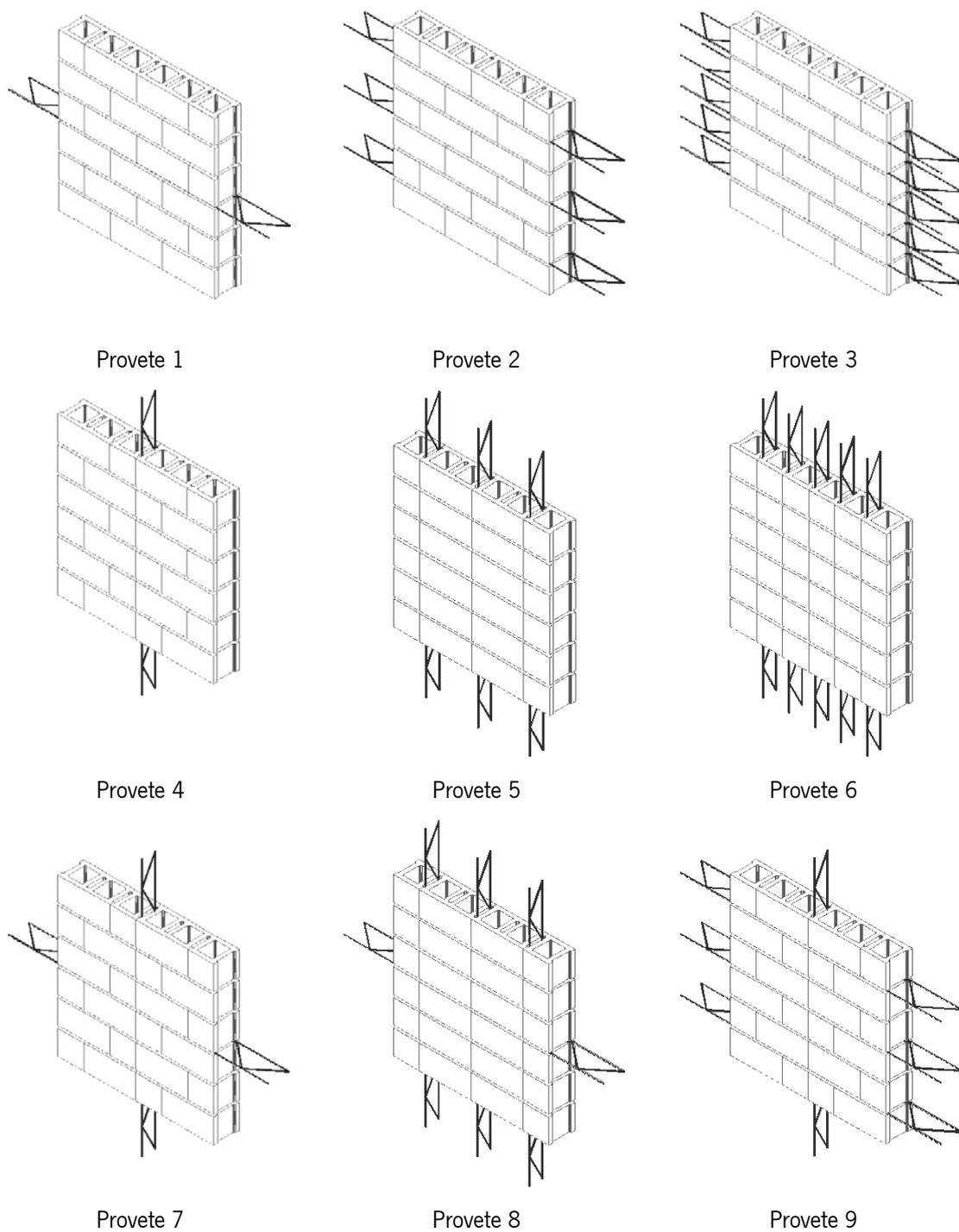


Figura 3.1 – Provetes de alvenaria armada utilizados no ensaio de compressão diagonal.

As dimensões adoptadas para os provetes relacionam-se com a dimensão reduzida dos blocos fabricados à escala 1:2 de modo a se obter provetes representativos em laboratório e com a dimensão recomendada pela norma ASTM E519-02 (2002) relativa a ensaios de compressão diagonal. Na figura Figura 3.1 está representado a tipologia de provetes adoptada. Esta dimensão é de aproximadamente metade das armaduras comerciais de modo a ter em conta a escala reduzida dos blocos. O reforço da alvenaria para regiões com risco sismo, segundo a norma EC8 (2004) [9.5.4], deve respeitar áreas de mínimas. A área de aço,  $A_s$ , para o reforço horizontal não deverá ser inferior a 0.05% da área bruta da secção,  $A$ , enquanto que o reforço vertical não deverá ser inferior a 0.08% da da área bruta da secção. No Quadro 2.1 apresentam-se as percentagens de armadura, horizontal e vertical, relativas a cada um dos provetes testados.

Quadro 3.1 – Quantidade de armadura adoptada nos provetes de ensaio de compressão diagonal.

| Provete | Armadura horizontal |                          |             | Armadura Vertical |                          |             |
|---------|---------------------|--------------------------|-------------|-------------------|--------------------------|-------------|
|         | Nº de varões        | $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | $A_s/A$ (%) | Nº de varões      | $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | $A_s/A$ (%) |
| 1       | 1                   | 14.14                    | 0.024       | -                 | -                        | -           |
| 2       | 3                   | 42.41                    | 0.071       | -                 | -                        | -           |
| 3       | 5                   | 70.69                    | 0.118       | -                 | -                        | -           |
| 4       | -                   | -                        | -           | 1                 | 25.13                    | 0.042       |
| 5       | -                   | -                        | -           | 3                 | 75.40                    | 0.126       |
| 6       | -                   | -                        | -           | 5                 | 125.66                   | 0.209       |
| 7       | 1                   | 14.14                    | 0.024       | 1                 | 25.13                    | 0.042       |
| 8       | 3                   | 42.41                    | 0.071       | 1                 | 25.13                    | 0.042       |
| 9       | 1                   | 14.14                    | 0.024       | 3                 | 75.40                    | 0.126       |

A unidade de armadura é composta por dois varões ligados por uma treliça como foi indicado no capítulo anterior, com uma área bruta aproximada de 600x100mm<sup>2</sup>. Além dos provetes acima referidos consideraram-se três provetes de alvenaria não armada, ver Figura 3.2, com aparelho tradicional, para se poder comparar os resultados obtidos com a alvenaria armada. O regulamento europeu EC6 (2005) exige o preenchimento das juntas verticais com argamassa

para a alvenaria não armada no caso de esta ser utilizada em regiões sísmicas. No entanto, como o objectivo consiste em avaliar a técnica de reforço e o sistema construtivo adoptado não se optou pelo preenchimento das juntas verticais. De acordo com os resultados obtidos por Haach (2009), o valor da resistência ao corte da alvenaria com junta vertical preenchida é superior ao valor obtido na alvenaria sem o preenchimento das juntas verticais, registando-se um aumento de 210%.

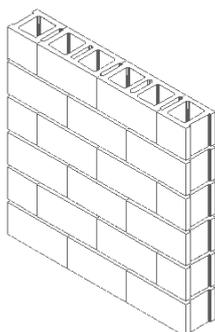


Figura 3.2 – Provete de alvenaria não armada utilizado no ensaio de compressão diagonal.

### 3.2.2 Procedimento de ensaio

Os ensaios de compressão diagonal foram realizados segundo as recomendações da norma ASTM E519-02 (2002). Para medir as deformações foram usados em cada face do provete três transdutores de deslocamento (LVDTs) para medição das deformações horizontais e um LVDT para a deformação vertical, ver Figura 3.3.

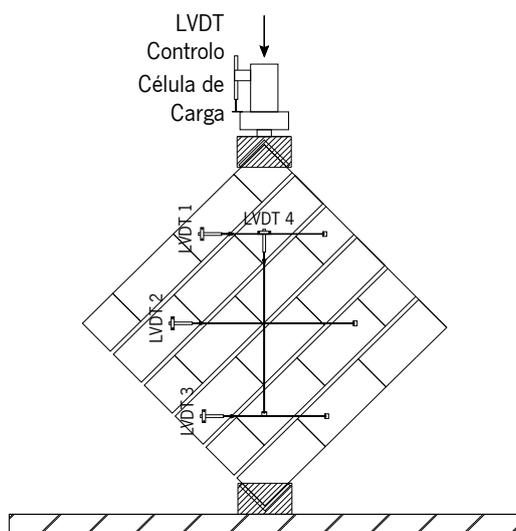


Figura 3.3 – Instrumentação do ensaio de compressão diagonal.

Devido a irregularidades da superfície dos provetes foi necessário utilizar um capeamento com betume de poliéster reforçado com fibras de vidro, antes de colocar as peças metálicas de apoio e de aplicação da carga para obter uma aplicação uniforme da carga.

### 3.3 Resultados experimentais

Para a realização do ensaio de compressão diagonal existem duas normas de ensaios mais frequentemente utilizadas, nomeadamente a norma ASTM E519-02 (2002) e norma europeia RILEM TC-76 LUM (1994). A interpretação teórica dos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal apresentada por cada norma difere na avaliação experimental das propriedades mecânicas. A norma da RILEM fornece informações sobre a resistência à tracção resultante da compressão diagonal,  $f_t$ , enquanto que a ASTM também nos permite obter o módulo de corte, (Brignola *et al.* 2009). A grande diferença dos dois métodos de interpretação está na definição do estado de tensão interna quando sujeito à compressão diagonal. A norma ASTM E519-02 admite um estado de tensão uniforme, pelo que a determinação da resistência ao corte é feita através da seguinte expressão,

$$S = \sigma_{xy} = 0.707 \cdot \frac{P}{A} \quad (20)$$

em que:

$P$  – carga aplicada;

$A$  – área bruta do provete.

Como esta norma assume um estado de tensão em corte puro, a resistência a tracção indirecta consiste numa tensão principal máxima, sendo numericamente igual à resistência ao corte:

$$f_{t,ASTM} = 0.707 \cdot \frac{P}{A} \quad (21)$$

A Frocht assume que um painel de alvenaria submetido à compressão diagonal não apresenta uma distribuição uniforme de tensões. De acordo com Calderini *et al.* (2010) foi demonstrado teoricamente por Frocht e Arbor (1931) e posteriormente por Brignola *et al.* (2009) através de

uma análise numérica em elementos finitos, que a distribuição de tensões no centro do painel conduz aos seguintes valores de tensão:

$$\sigma_x = \sigma_y = -0.56 \cdot \frac{P}{A} \quad (22)$$

$$\sigma_{xy} = 1.05 \cdot \frac{P}{A} \quad (23)$$

Este estado de tensão resulta nas seguintes tensões principais no centro do painel (Brignola *et al.*, (2009):

$$\sigma_I = f_{t,RILEM} = 0.5 \cdot \frac{P}{A} \quad (24)$$

$$\sigma_{II} = -1.62 \cdot \frac{P}{A} \quad (25)$$

Para uma melhor interpretação apresenta-se na Figura 3.4 a representação dos círculos de Mohr que definem as diferentes interpretações da ASTM e da Frocht. No primeiro caso (ASTM) o centro do círculo de Mohr está na origem do eixo cartesiano, sendo a tensão principal máxima (tração),  $\sigma_I$ , igual à outra tensão principal (compressão),  $\sigma_{II}$ , e à tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ . No segundo caso, de acordo com solução teórica de Frocht o círculo de Mohr não se situa no centro do eixo cartesiano.

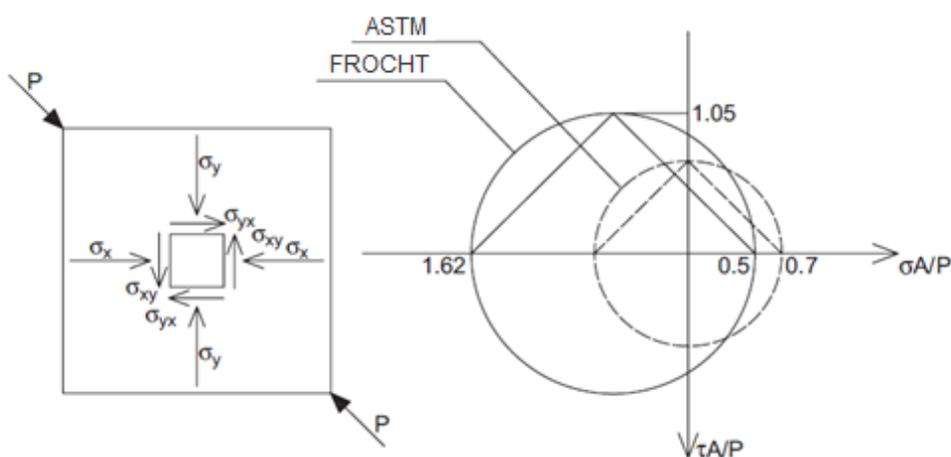


Figura 3.4 – Interpretação do ensaio de compressão diagonal de acordo com ASTM e com a solução teórica de Frocht com base no círculo de Mohr.

No Quadro 3.2 estão determinados os valores de resistência ao corte de acordo com a norma ASTM e os valores obtidos a partir das equações propostas por Brignola *et al.* (2009) para todos os provetes ensaiados à compressão diagonal.

Quadro 3.2 – Valores das tensões, para determinação da resistência à tracção e ao corte no ensaio de compressão diagonal.

| Provete                | $S_s$ [ $f_{s,ASTM}$ ] (MPa) | $\sigma_i$ [ $f_{i,FROCHT}$ ] (MPa) | $\sigma_{ii}$ (MPa) | $\sigma_{xy}$ (MPa) | CV (%) |
|------------------------|------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------------|--------|
| <b>Não armado (NA)</b> | 0.42                         | 0.29                                | -0.95               | 0.62                | 9.26   |
| 1                      | 0.51                         | 0.36                                | -1.17               | 0.76                | 13.24  |
| 2                      | 0.74                         | 0.52                                | -1.69               | 1.10                | 13.91  |
| 3                      | 0.88                         | 0.62                                | -2.01               | 1.30                | 4.08   |
| 4                      | 0.92                         | 0.65                                | -2.11               | 1.37                | 17.82  |
| 5                      | 1.20                         | 0.85                                | -2.75               | 1.78                | 5.04   |
| 6                      | 1.15                         | 0.81                                | -2.63               | 1.70                | 31.71  |
| 7                      | 0.91                         | 0.65                                | -2.09               | 1.36                | 0.72   |
| 8                      | 1.20                         | 0.85                                | -2.74               | 1.78                | 8.45   |
| 9                      | 0.87                         | 0.62                                | -1.99               | 1.29                | 10.42  |

Na ASTM o módulo de corte,  $G$ , é obtido através da relação entre os valores de tensão de corte e a deformação de corte (distorção) do provete. A deformação de corte é obtida pela relação entre a soma do deslocamento vertical e horizontal medida pelos LVDTs verticais e horizontais colocados no centro do provete e o comprimento medido,  $g$ , (eq. 26):

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (26)$$

Deste modo e assumindo o comportamento elástico do material, o módulo de corte é obtido pela equação 27:

$$G_{ASTM} = \frac{S}{\gamma} = 0.707 \cdot \frac{P}{\gamma \cdot A} \quad (27)$$

em que:

$P$  – carga aplicada;

$A$  – área bruta do provete;

$\Delta V$  – deformação vertical;

$\Delta H$  – deformação horizontal;

$g$  – comprimento do campo de medição.

A formulação de Brignola *et al.* (2009) conduz a um valor distinto para o módulo de corte, uma vez que apresenta um valor diferente para a tensão de corte. Deste modo, o módulo de corte,  $G^*$ , que relaciona a tensão de corte e a distorção vem dada pela equação seguinte:

$$G^* = 1.05 \cdot \frac{P}{\gamma \cdot A} \quad (28)$$

Quadro 3.3 – Valores do módulo de corte obtidos no ensaio de compressão diagonal.

| Provete                | $G_{ASTM}$ (GPa) | $G^*$ (GPa) | CV (%) |
|------------------------|------------------|-------------|--------|
| <b>Não armado (NA)</b> | 4.05             | 6.01        | 7.91   |
| 1                      | 3.82             | 5.67        | 3.57   |
| 2                      | 4.48             | 6.66        | 7.91   |
| 3                      | 4.63             | 6.87        | 10.98  |
| 4                      | 4.74             | 7.03        | 9.49   |
| 5                      | 7.50             | 11.14       | 11.71  |
| 6                      | 7.37             | 10.95       | 11.25  |
| 7                      | 4.83             | 7.17        | 13.37  |
| 8                      | 7.24             | 10.75       | 8.36   |
| 9                      | 4.64             | 6.89        | 10.64  |

No Quadro 3.3 apresentam-se os valores para o módulo de corte calculados de acordo com a norma ASTM e com a formulação de Brignola *et al.* (2009). Verifica-se que os valores do módulo de corte fornecidos pela norma ASTM são inferiores aos valores propostos por Brignola, o que

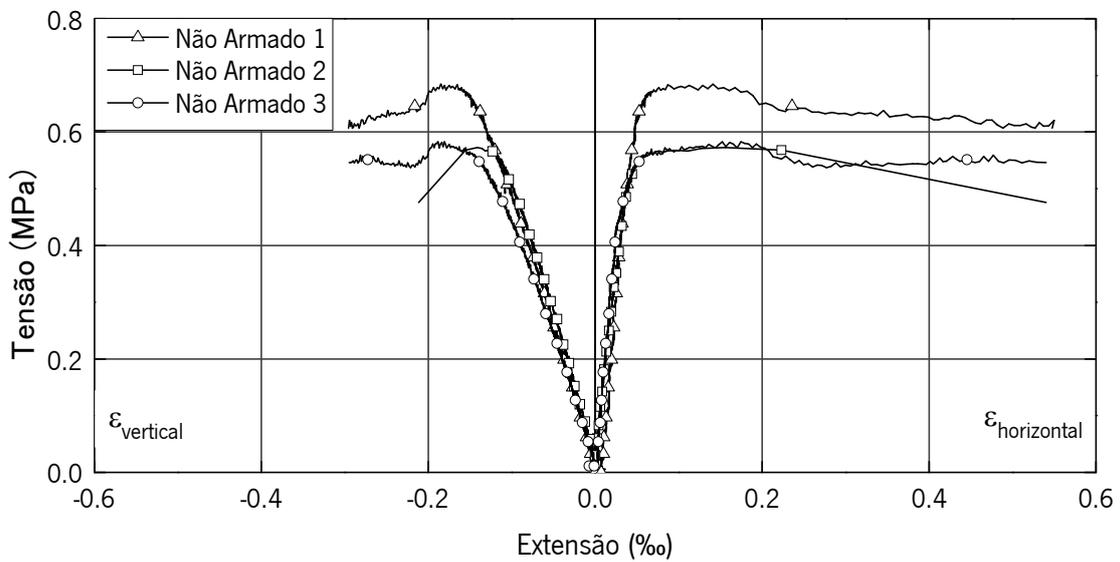
está associado ao estado de tensão diferente assumido por cada um dos casos. Assumindo um estado de tensão em corte puro, verifica-se que a tensão é quase 50% inferior, o que se reflecte também nos valores do módulo de corte.

### **3.4 Avaliação da influência da armadura em paredes de alvenaria de blocos**

De acordo com estudos anteriores, um modo de rotura comum em alvenaria regular não armada consiste no desenvolvimento de uma fenda com uma forma de zig-zag na interface bloco-argamassa na direcção da aplicação da carga. A fenda tende a ter a direcção perpendicular à direcção principal de tracção, o que significa que deverá aparecer quando a resistência à tracção da alvenaria é superada. Como referido por Haach (2009) e Kubica e Kaluza (2011), o não preenchimento nas juntas verticais não influencia significativamente o modo de rotura. Por outro lado, a presença de armadura traduz-se na alteração do modo de rotura, para além de esta afectar as propriedades mecânicas da alvenaria. A este respeito, não tem sido muito consensual a influência da alvenaria para o aumento da resistência ao corte, não sendo também muito clara a interacção entre a armadura vertical e horizontal.

Nesta secção apresentam-se os resultados dos ensaios diagonais relativamente aos diferentes tipos de provete associados a diferentes configurações de armadura vertical e horizontal. Em termos de resultados indicam-se as relações entre tensão de corte e as respectivas, assim como o modo de rotura dos provetes. Os valores das extensões calculam-se extensões através da razão entre os deslocamentos (encurtamento vertical e alongamento horizontal) e o comprimento de medição.

- Alvenaria não armada



Provete NA 1

Provete NA 2

Provete NA 3

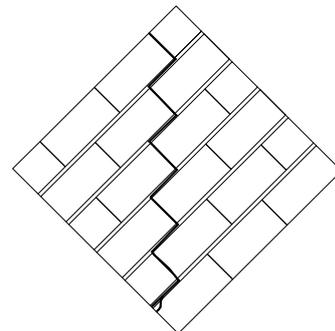
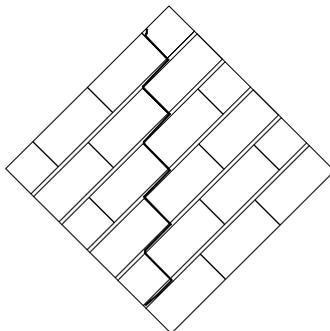
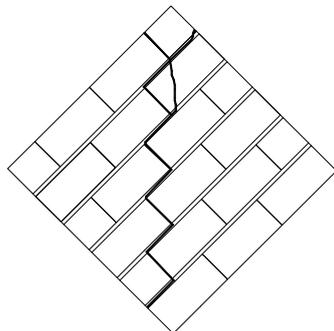
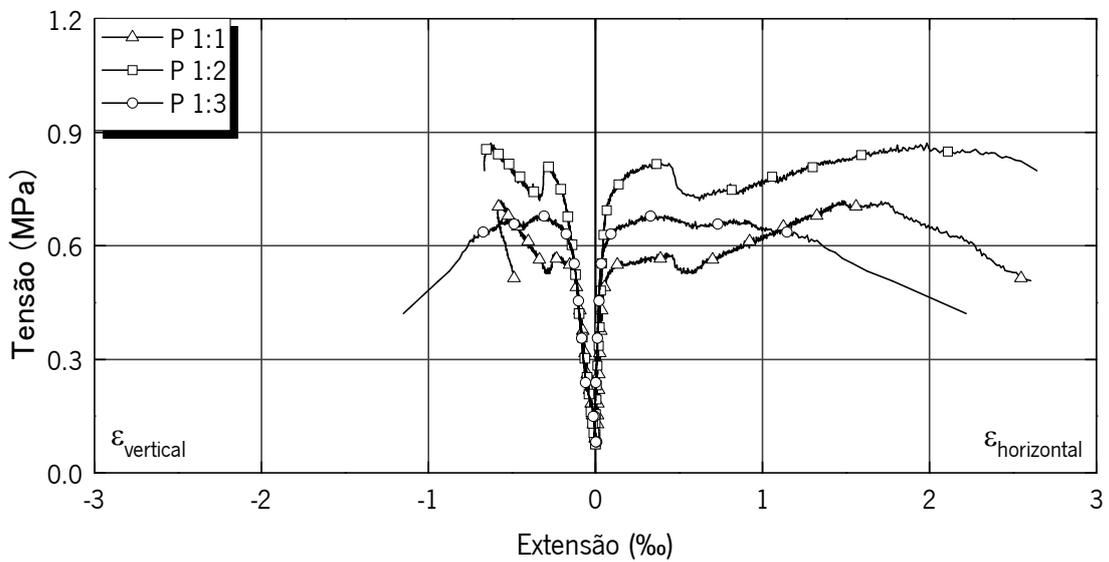


Figura 3.5 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes de alvenaria não armada.

- Provete 1



Provete 1:1

Provete 1:2

Provete 1:3

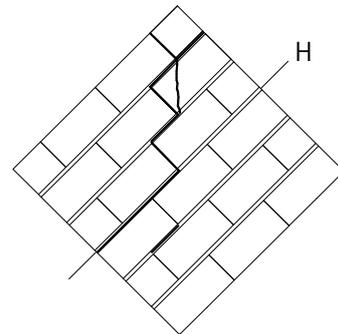
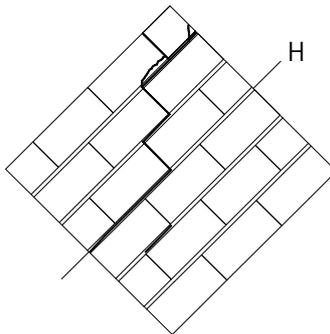
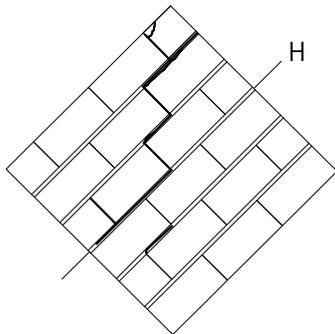
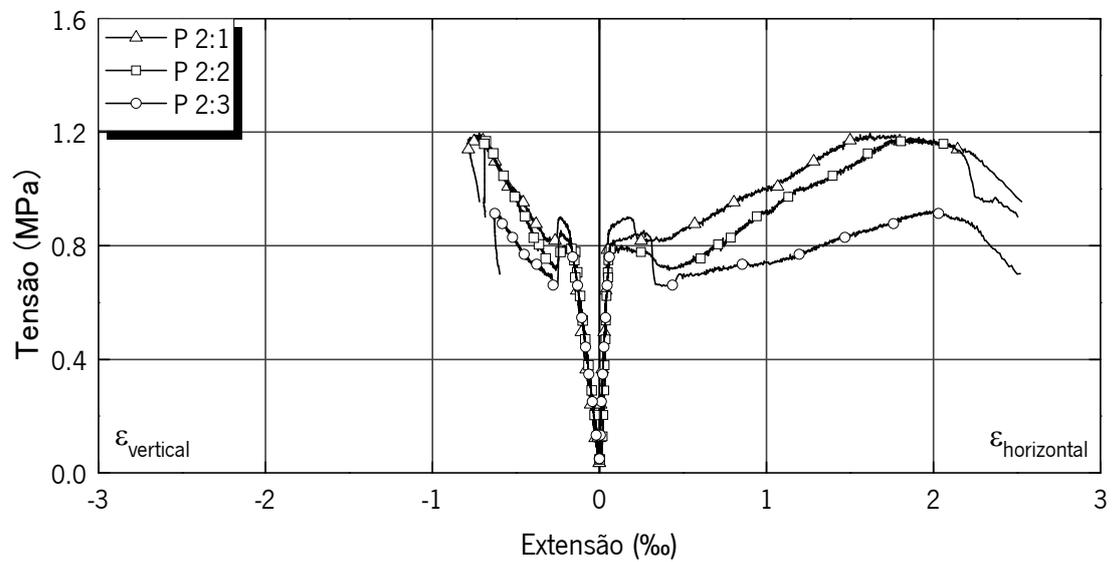


Figura 3.6 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P1.

- Provete 2



Provete 2:1

Provete 2:2

Provete 2:3

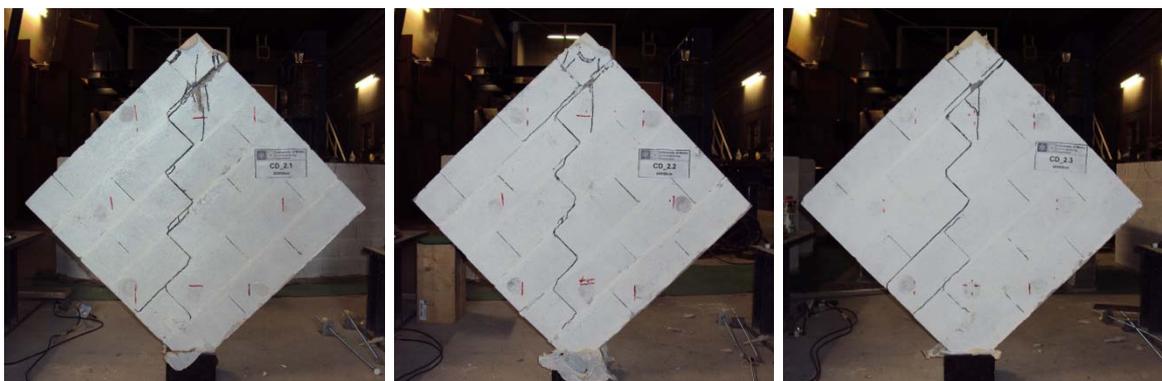
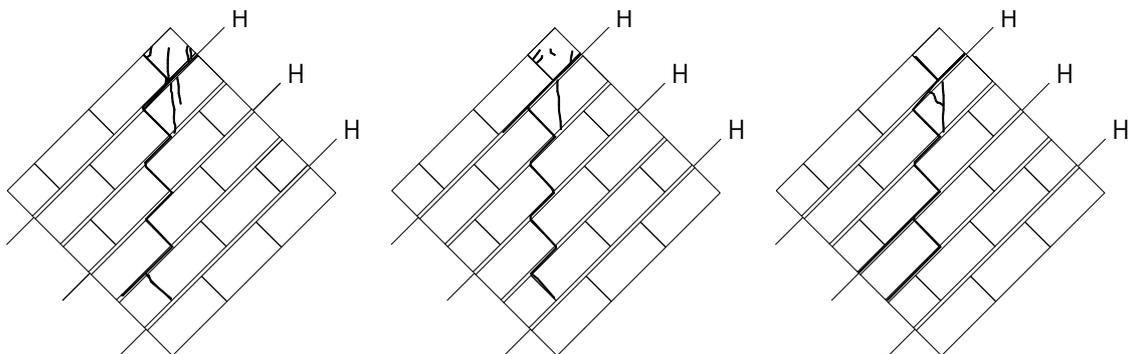
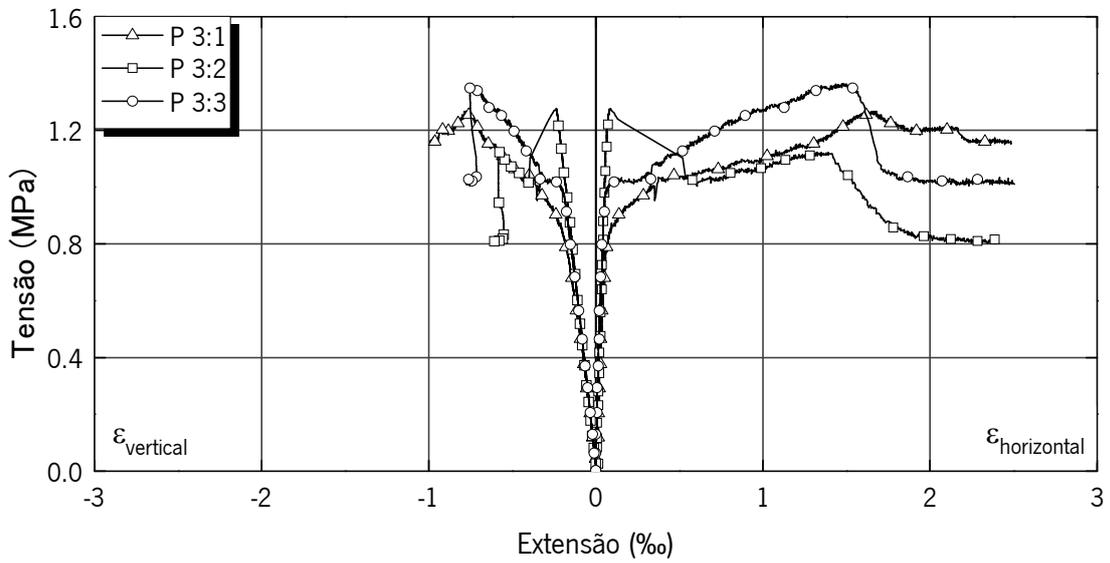


Figura 3.7 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P2.

- Provete 3



Provete 3:1

Provete 3:2

Provete 3:3

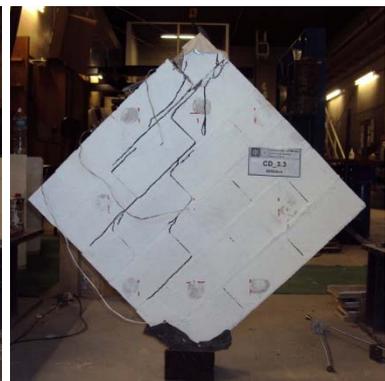
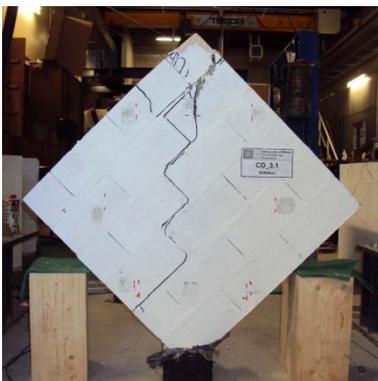
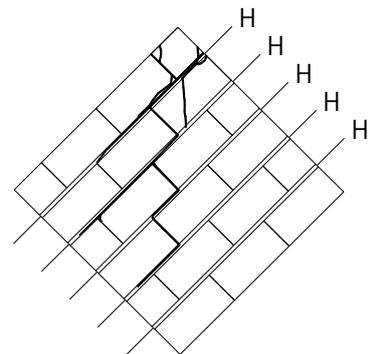
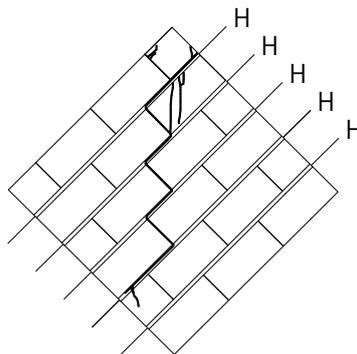
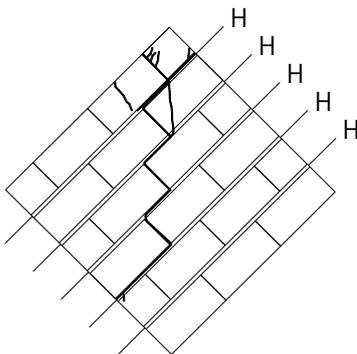
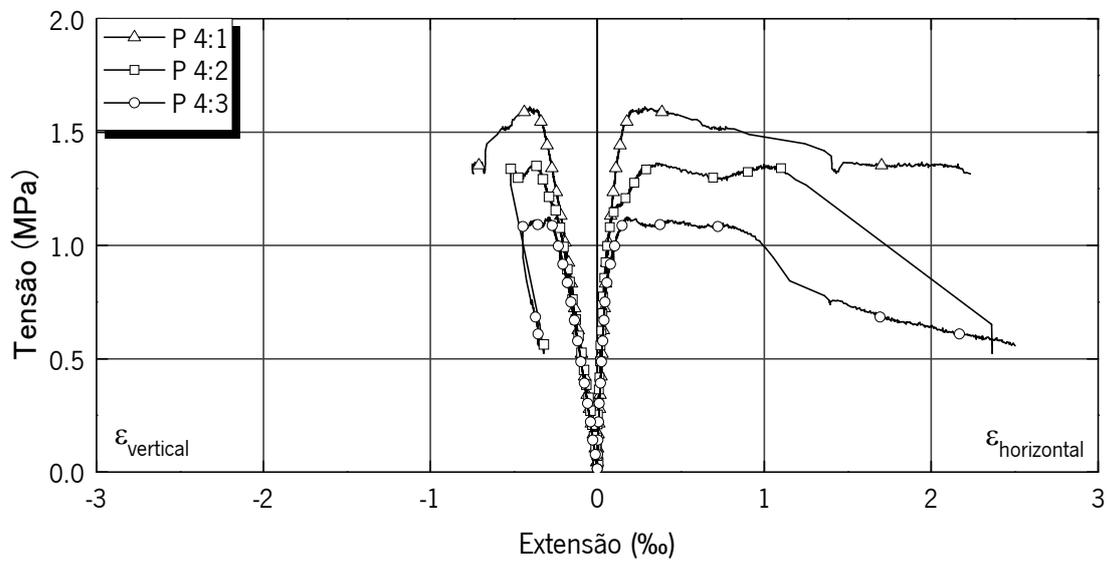


Figura 3.8 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P3.

- Provete 4



Provete 4:1

Provete 4:2

Provete 4:3

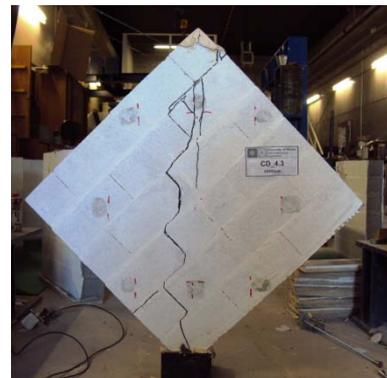
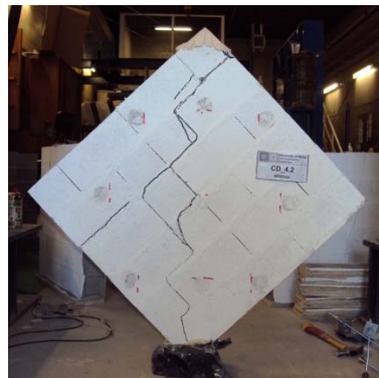
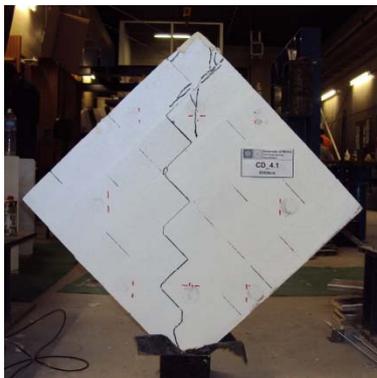
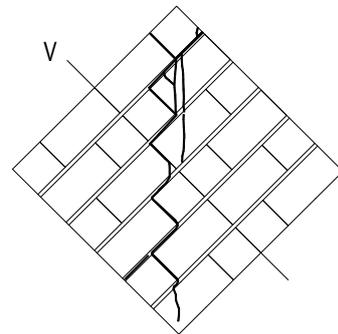
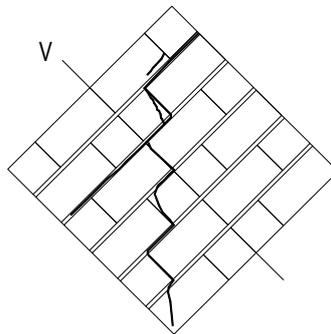
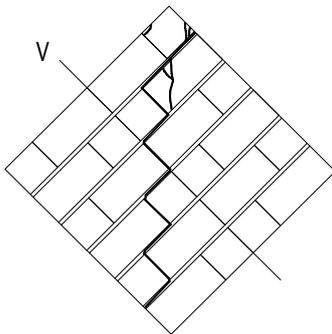
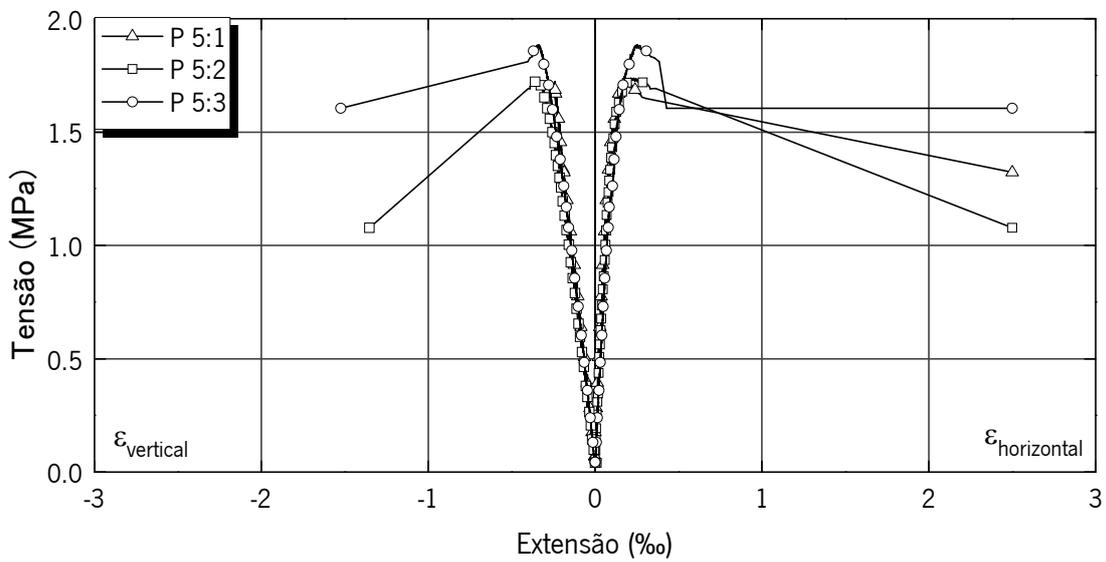


Figura 3.9 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P4.

- Provede 5



Provede 5:1

Provede 5:2

Provede 5:3

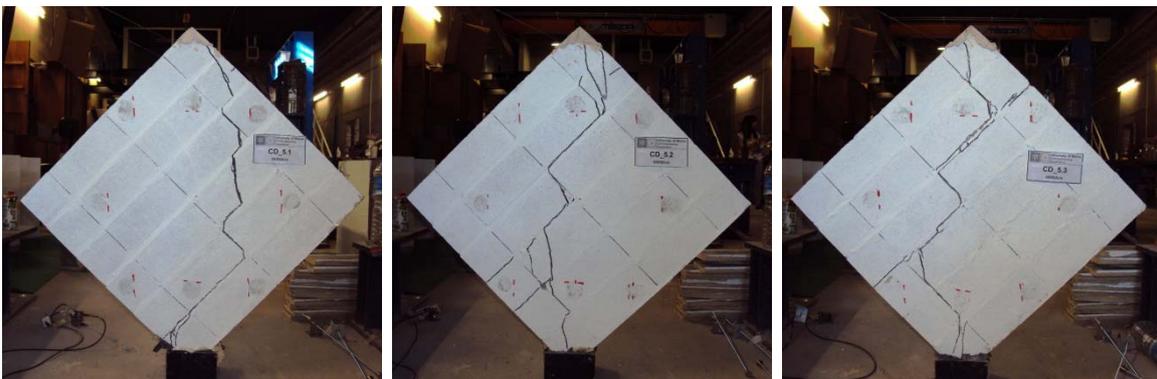
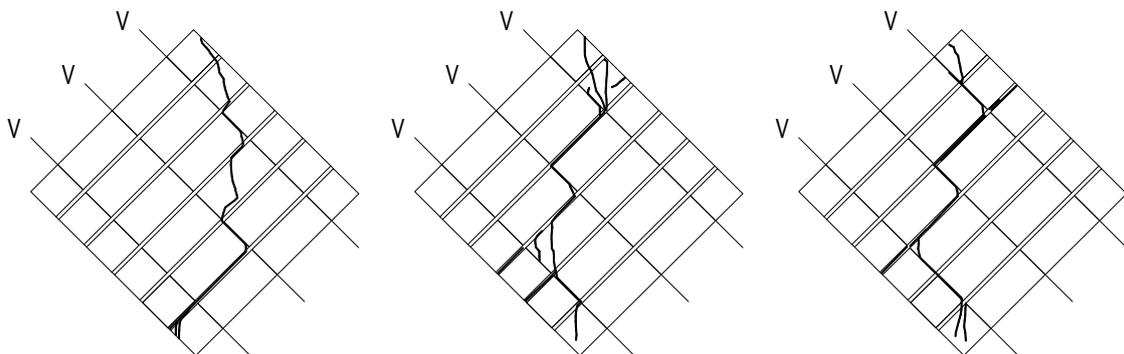
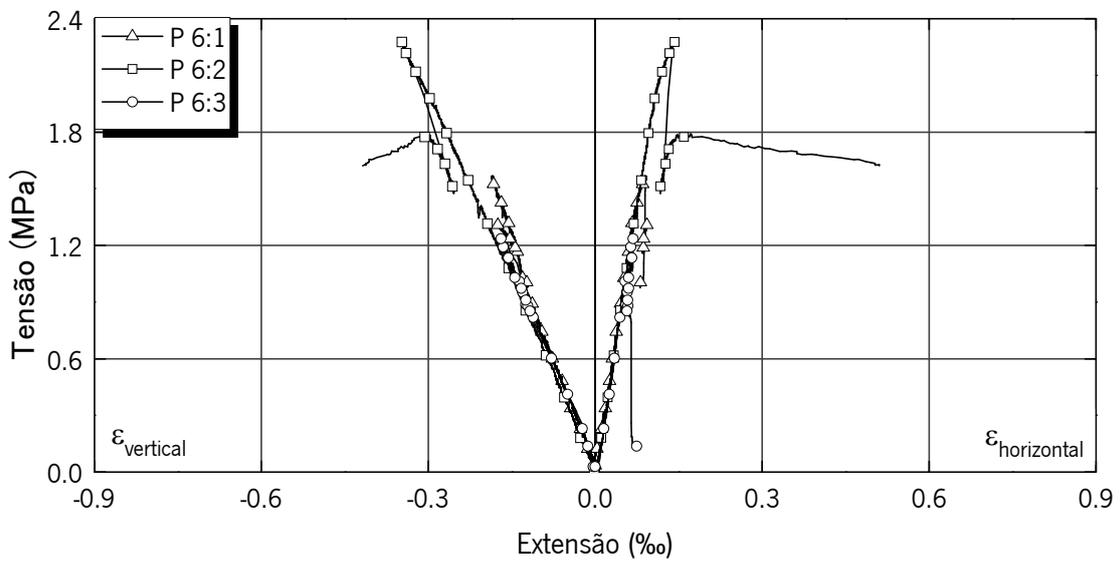


Figura 3.10 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provedes P5.

- Provete 6



Provete 6:1

Provete 6:2

Provete 6:3

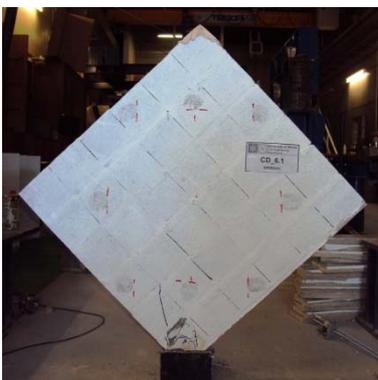
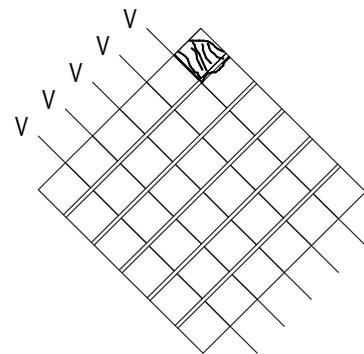
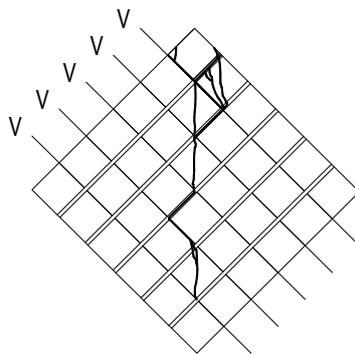
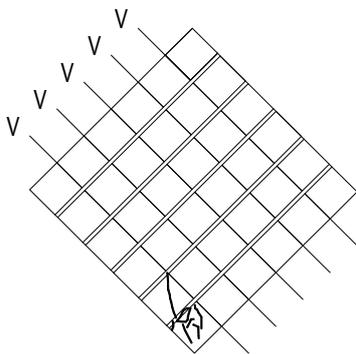
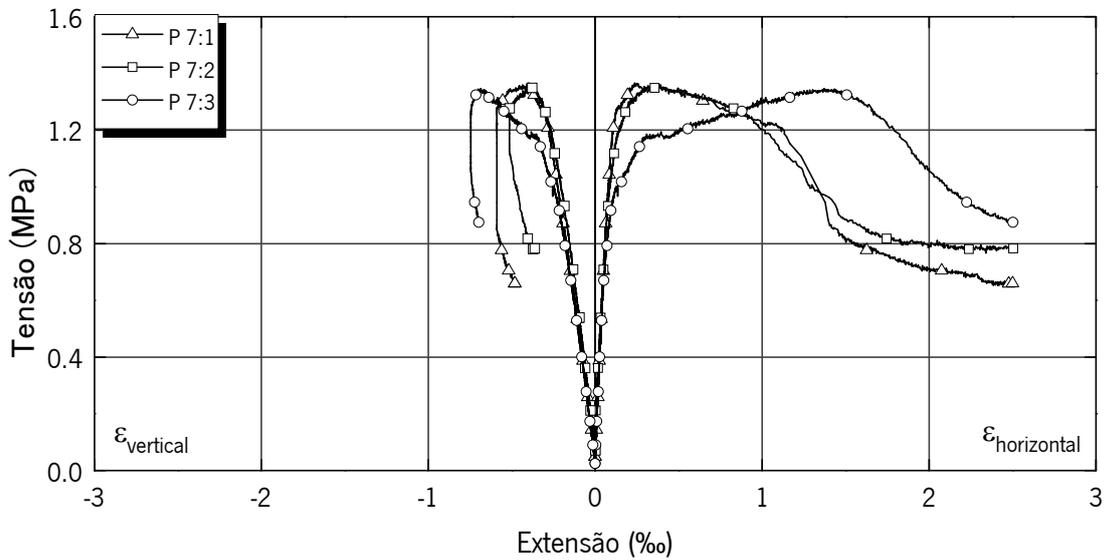


Figura 3.11 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P6.

- Provete 7



Provete 7:1

Provete 7:2

Provete 7:3

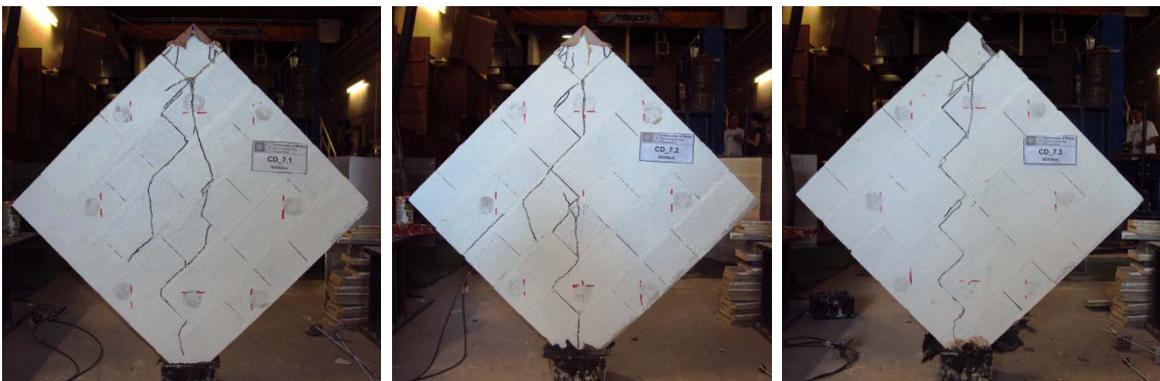
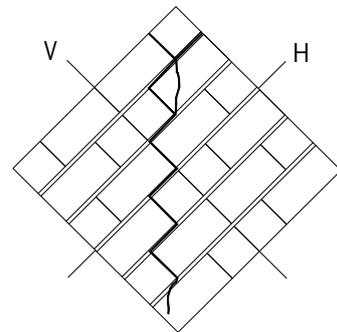
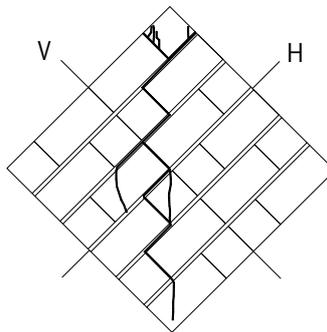
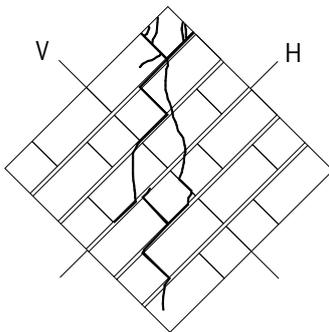
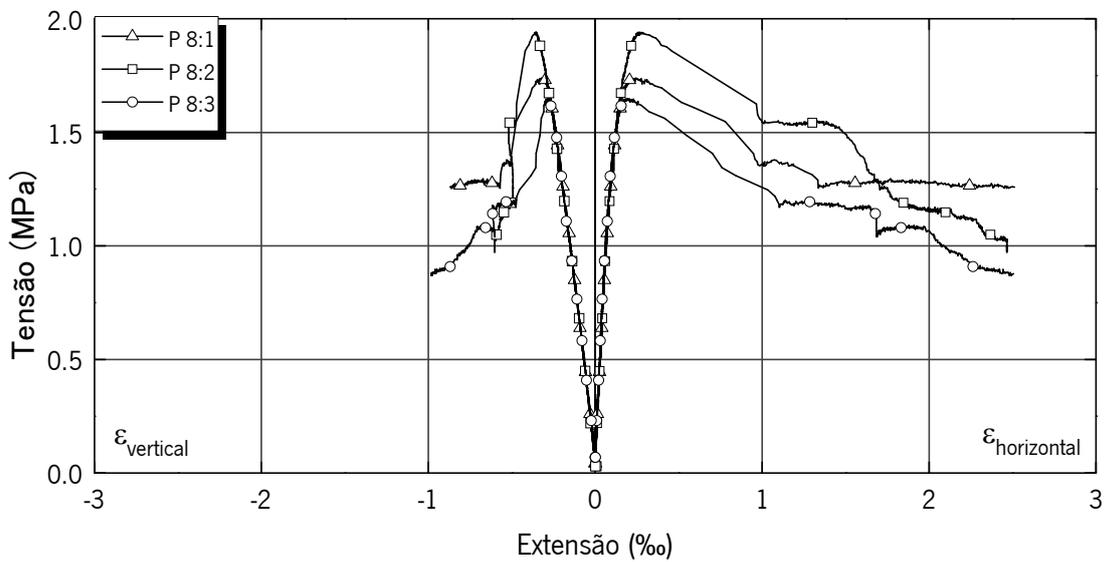


Figura 3.12 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\epsilon_x$  e  $\epsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P7.

• Provete 8



Provete 8:1

Provete 8:2

Provete 8:3

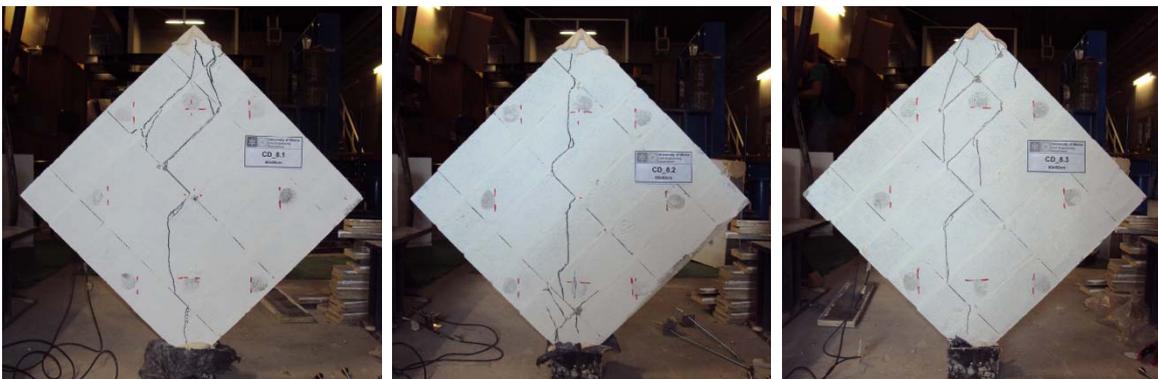
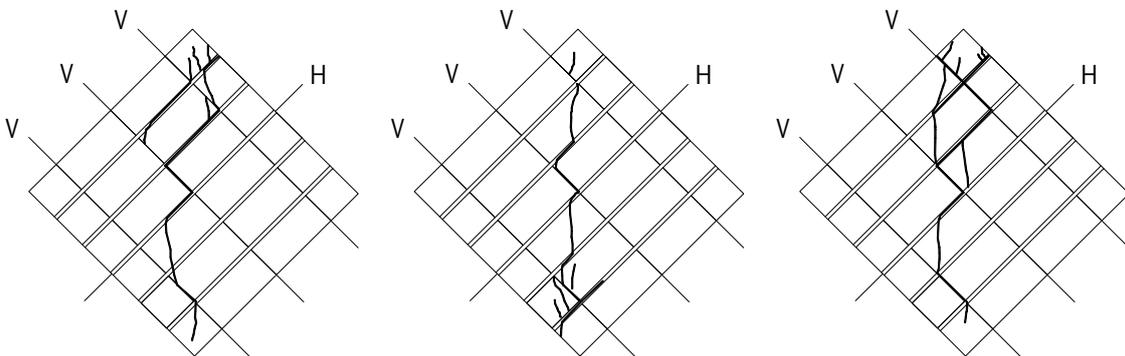
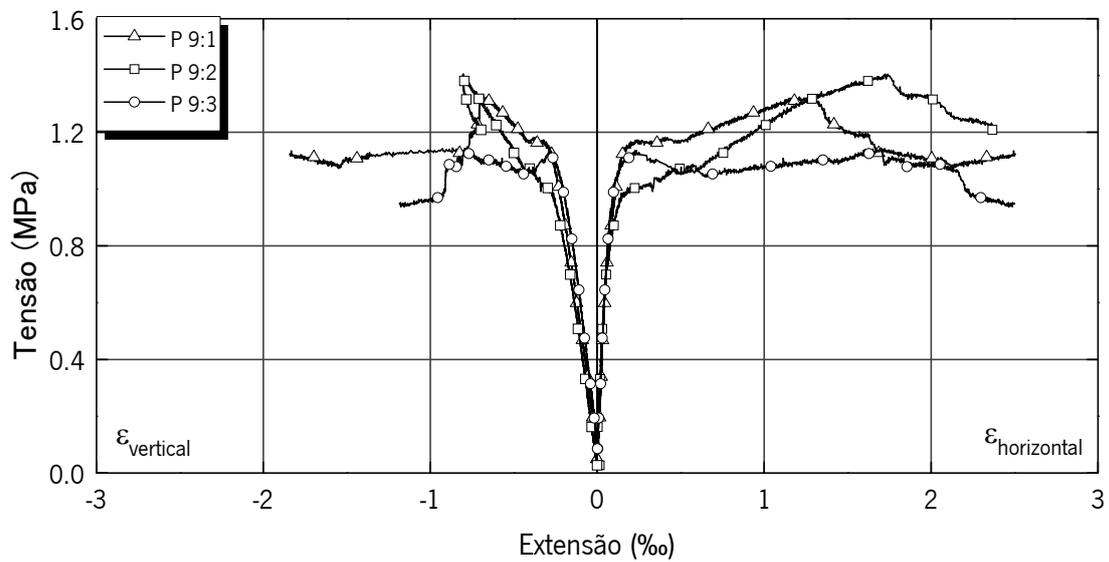


Figura 3.13 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\varepsilon_x$  e  $\varepsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P8.

- Provete 9



Provete 9:1

Provete 9:2

Provete 9:3

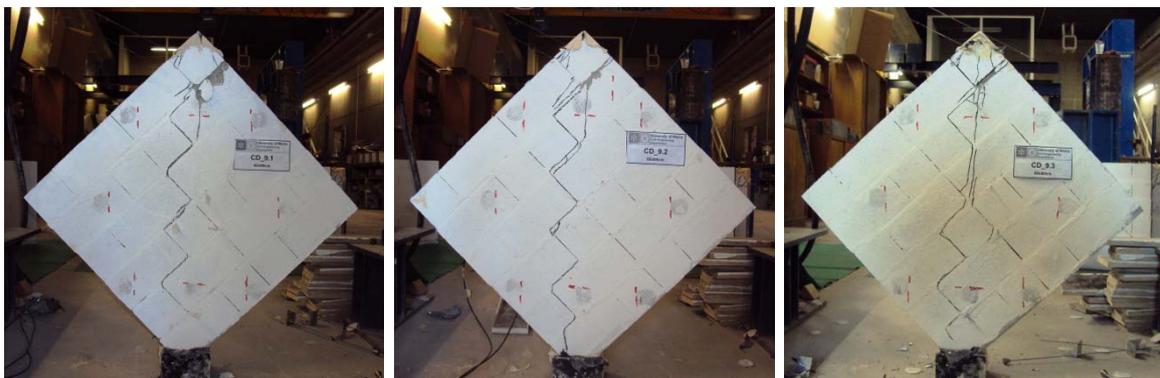
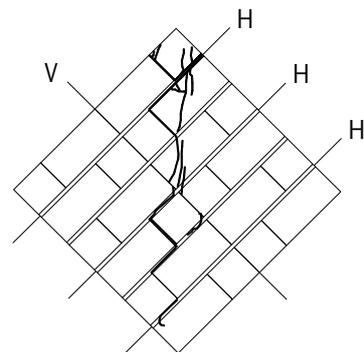
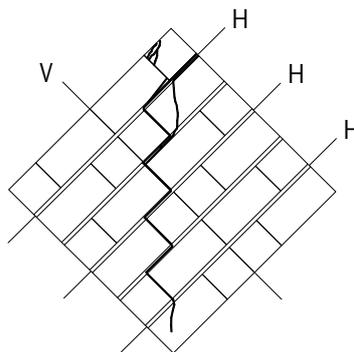
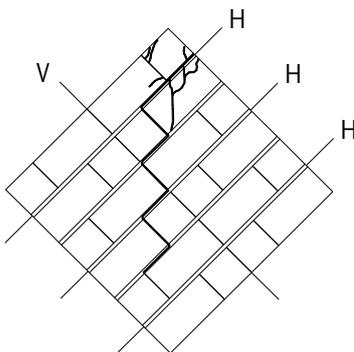


Figura 3.14 – Relação tensão de corte,  $\sigma_{xy}$ , e extensão ( $\varepsilon_x$  e  $\varepsilon_y$ ) e o modo de rotura resultante do ensaio de compressão diagonal dos provetes P9.

### 3.5 Discussão de resultados

O desempenho ao corte da alvenaria aumenta significativamente com o auxílio de armadura para o reforço. No caso da tensão de corte, pode atingir valores 2.87 vezes superior e o seu módulo de corte poderá atingir valores na ordem 1.85 vezes superior. A tipologia de rotura é alterada com o incremento da armadura, fazendo com que seja possível existir uma fendilhação controlada e distribuída. Na discussão de resultados faz-se uma análise comparativa dos resultados obtidos nos provetes de alvenaria não armada com os resultados obtidos nos provetes com armadura horizontal, vertical e mista. Propõe-se fazer uma relação entre tensões de corte da alvenaria não armada,  $NA$ , e a alvenaria com reforço,  $i$ , assim como também a relação dos módulos de corte. Essa relação será dada pelo indicador do ganho de tensão de corte,  $I_S$ , dado pela equação 29 e o indicador do ganho do módulo de corte,  $I_G$ , dado pela equação 30:

$$I_S = \frac{\sigma_{xy,i}}{\sigma_{xy,NA}} \quad (29)$$

$$I_G = \frac{G_i^*}{G_{NA}^*} \quad (30)$$

#### 3.5.1 Alvenaria com armadura horizontal

O padrão de fendilhação observado nos provetes de alvenaria não armada consiste numa fenda diagonal ao longo da interface bloco-argamassas segundo a linha de carga. Este tipo de fendilhação é também visível no provete tipo P1 onde a típica fenda diagonal em zig-zag se desenvolve até ao encontro da armadura. Nestes casos existe um deslizamento claro ao longo da junta horizontal armada, podendo verificar-se que o provete se separa em duas partes a partir da junta de argamassa armada. Para além disso, a armadura inserida na junta horizontal permite à alvenaria uma maior ductilidade, podendo haver redistribuição de tensões da alvenaria para as armaduras horizontais.

A adição de armadura horizontal traduz-se na existência de dois picos de força como se pode observar nos digramas tensão-extensão (Figura 3.6 e Figura 3.8). O primeiro pico de força corresponde a uma primeira rotura da interface argamassa-bloco (fendilhação diagonal e horizontal da alvenaria). Após este pico, verifica-se que existe uma redistribuição de tensões

entre a alvenaria e as armaduras horizontais, conduzindo a uma maior deformação e à rotura posterior de blocos de betão na parte superior dos provetes.

A relação das tensões de corte e dos respectivos módulos de corte entre os provetes com armadura de junta horizontal e os provetes não armados estão indicados no Quadro 3.4, onde se apresenta o indicador de ganho de tensão de corte,  $I_s$ , e o indicador de ganho do módulo de corte,  $I_G$ . A análise dos índices permitem concluir que o aumento da percentagem de armadura horizontal se traduz no acréscimo significativo da resistência de corte. O valor mais elevado da resistência ao corte, aproximadamente o dobro do valor obtido na alvenaria não armada, obtém-se para a maior percentagem de armadura. Relativamente ao módulo de corte, a tendência para o aumento da rigidez, não é tão evidente, ainda que se registre um aumento de 14% para a maior percentagem de armadura.

Quadro 3.4 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura horizontal.

| Provete         | $\sigma_{cr}$ (MPa) | $I_s$ | $G^*$ (GPa) | $I_G$ |
|-----------------|---------------------|-------|-------------|-------|
| Não armado (NA) | 0.62                | 1     | 6.01        | 1     |
| 1               | 0.76                | 1.23  | 5.67        | 0.94  |
| 2               | 1.1                 | 1.77  | 6.66        | 1.11  |
| 3               | 1.3                 | 2.10  | 6.87        | 1.14  |

### 3.5.2 Alvenaria com armadura vertical

A presença de armadura vertical conduz a um aumento considerável da resistência ao corte da alvenaria. É de notar que para qualquer uma das configurações com armadura vertical propostas se obtém valores de desempenho superiores aos do reforço com armadura horizontal. Os valores de tensão de corte são sempre superiores pelo menos 2.2 vezes ao da alvenaria não armada, ver Quadro 3.5. Relativamente ao módulo de corte, verifica-se que no caso de alvenaria com armadura vertical são consideravelmente superiores. Este comportamento deve-se não só à presença de armadura mas também em parte ao facto de as juntas verticais onde as armaduras estão inseridas estarem preenchidas com argamassa. Os provetes apresentam menor variabilidade em termos de valores de resistência, sendo o regime de pré-pico caracterizado por uma maior linearidade comparativamente com os provetes com armadura horizontal. O modo de

rotura é variável mas é mais comum que a fenda de corte atravessasse os blocos de betão, como resultado de a tensão à tracção ter sido ultrapassada. No caso do provete tipo P2 a rotura é puramente dada pela rotura ao corte dos blocos, sendo bem evidente a presença da armadura de reforço, embora após o valor máximo da tensão ser ultrapassado se verifique o aparecimento de fendilhação nas juntas horizontais. O provete tipo P3 é um caso particular onde a densidade da armadura é muito elevada, o que pode em certa medida traduzir a intercepção de painéis de alvenaria (em cunhais), aumentando assim o confinamento da alvenaria. Neste caso, ocorreram dois tipos de rotura, nomeadamente esmagamento do bloco junto ao apoio (provetes P6:1 e P6:3) devido à concentração de tensões e o corte perfeito da alvenaria dada pela rotura os blocos verificado em P6:2. Os diferentes modos de rotura conduzem a uma elevada variação nos valores da resistência na ordem dos 31.71%. De facto o provete P6:2 atinge um valor 2.30 MPa quando o valor médio para o provete tipo P6 é de 1.70 MPa. Nos valores obtidos verifica-se que os valores médios dos provetes tipo P5 e P6 são semelhantes, que nos permite dizer que o aumento de armadura do tipo P5 para o P6 não traz vantagens relevantes para a sua aplicação. Note-se que o aumento da armadura vertical se traduz num comportamento consideravelmente mais frágil, envolvendo a rotura nos blocos.

Quadro 3.5 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura vertical.

| Provete         | $\sigma_x$ (MPa) | $l_s$ | $G^*$ (GPa) | $l_e$ |
|-----------------|------------------|-------|-------------|-------|
| Não armado (NA) | 0.62             | 1     | 6.01        | 1     |
| 4               | 1.37             | 2.21  | 7.03        | 1.17  |
| 5               | 1.78             | 2.87  | 11.14       | 1.85  |
| 6               | 1.7              | 2.74  | 10.95       | 1.82  |

### 3.5.3 Alvenaria com armadura mista

Como anteriormente referido, foram efectuados ensaios em provetes com armadura vertical e horizontal simultaneamente para verificar a interacção de ambas as configurações. Para o efeito, definiram-se três tipos de provetes variando a quantidade de varões de armadura horizontal (H) e vertical (V), tendo assim o provete tipo P7 (1H e 1V), P8 (1H e 3V) e P9 (3H e 1V), para poderem ser comparados com os provetes anteriores. No provete tipo P7 o reforço da alvenaria

é composto por um varão horizontal e um varão vertical pode ser comparado com a alvenaria não armada, com o provete tipo P1 (com um varão de armadura horizontal) e o provete tipo P4 (com um varão de armadura vertical). A rotura do provete tipo P7 resulta da rotura do corte dos blocos e consequente aparecimento da fendilhação na junta horizontal dada pela rotura da interface argamassa-bloco, de forma semelhante à fendilhação do provete tipo P4. Ao nível dos valores de tensão o valor apresentado por P7 é muito idêntico ao valor de P4 e claramente superior ao valor da resistência do provete P1, ver Quadro 3.6. Quanto ao módulo de corte o valor é ligeiramente superior a todos os restantes, verificando-se uma menor diferença para o valor de P4. A vantagem desta tipologia de reforço é uma maior capacidade de distribuição de tensões verificada pela fendilhação mais distribuída em todo o painel. Note-se que apesar de não haver diferença em termos de resistência e rigidez do provete P4 para o P7, verifica-se que a ductilidade, medida pela deformação lateral, melhora de forma razoável.

Quadro 3.6 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P7.

| Provete         | $\sigma_w$ (MPa) | $I_s$ | $G^*$ (GPa) | $I_e$ |
|-----------------|------------------|-------|-------------|-------|
| Não armado (NA) | 0.62             | 1     | 6.01        | 1     |
| 1               | 0.76             | 1.23  | 5.67        | 0.94  |
| 4               | 1.37             | 2.21  | 7.03        | 1.17  |
| 7               | 1.36             | 2.19  | 7.17        | 1.19  |

No provete tipo P8 o reforço da alvenaria é composto por um varão horizontal e três varões verticais. O comportamento deste provete deve ser comparado com a alvenaria não armada, com o provete tipo P5 (com três varões de armadura vertical) e o provete tipo P7. Em termos de padrão de fendilhação em comparação com o P5, a fendilhação aparece sensivelmente mais distribuída. As grandes diferenças dos provetes comprados são os valores das propriedades mecânicas apresentadas no Quadro 3.7. O provete tipo P8 em relação ao P5 apresenta o valor da tensão de corte igual e o valor de módulo de corte ligeiramente inferior, o que não seria de esperar dado que se espera que a armadura horizontal ajude a confinar a alvenaria e assim, aumentar a rigidez. À semelhança do provete P7, também no provete P8 a introdução de armadura horizontal se traduz num aumento considerável da ductilidade.

Quadro 3.7 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P8.

| Provete         | $\sigma_x$ (MPa) | $I_s$ | $G^*$ (GPa) | $I_e$ |
|-----------------|------------------|-------|-------------|-------|
| Não armado (NA) | 0.62             | 1     | 6.01        | 1     |
| 5               | 1.78             | 2.87  | 11.14       | 1.85  |
| 7               | 1.36             | 2.19  | 7.17        | 1.19  |
| 8               | 1.78             | 2.87  | 10.75       | 1.79  |

O reforço do P9 é composto três varões horizontais e um varão de armadura vertical. O seu padrão de fendilhação é semelhante ao apresentado por P2 e com menor aparecimento de fendas de corte nos blocos comparado com P7. Como em P2, o P9 apresenta uma rotura dúctil comparado com P7, começando com o aparecimento da fenda diagonal e a rotura dada pelo corte dos blocos. A introdução do varão vertical traduz-se num aumento da resistência e rigidez, o que se pode verificar comparando os valores obtidos para os provetes P9 e P2. Para além disso, a introdução da armadura vertical resulta no valor da tensão correspondente ao primeiro pico de resistência (aproximadamente 1.2MPa) consideravelmente superior ao apresentado pelo provete P2 (próximo de 0.8MPa), ver Quadro 3.8. AO contrário do que seria de esperar, o provete P7 com menos armadura horizontal apresenta um valor médio da resistência e módulo de corte ligeiramente superior aos valores obtidos pelo provete P9. No entanto, salienta-se que a ductilidade do provete tipo P9 é consideravelmente superior à ductilidade, medida pela deformação lateral, apresentada pelo provete P7.

Quadro 3.8 – Relação de tensões e módulo de corte no reforço com armadura mista para o P8.

| Provete         | $\sigma_x$ (MPa) | $I_s$ | $G^*$ (GPa) | $I_e$ |
|-----------------|------------------|-------|-------------|-------|
| Não armado (NA) | 0.62             | 1     | 6.01        | 1     |
| 2               | 1.10             | 1.77  | 6.66        | 1.11  |
| 7               | 1.36             | 2.19  | 7.17        | 1.19  |
| 9               | 1.29             | 2.08  | 6.89        | 1.15  |

Dos resultados obtidos constata-se que a armadura vertical conduz ao aumento significativo de resistência quando comparada com a consideração de armadura horizontal. Este

comportamento deve-se em parte ao preenchimento das células verticais dos blocos onde se colocam as armaduras. De acordo com Haach *et al.* (2010) a resistência ao corte da alvenaria com juntas verticais preenchidas aumenta consideravelmente. O aumento de resistência e de rigidez devido às armaduras verticais traduz-se também num comportamento bastante mais frágil. Verifica-se ainda que a armadura horizontal está associada ao aumento considerável da ductilidade. Isto significa que a introdução de armadura vertical deverá ser acompanhada pela introdução de armadura horizontal de modo a obter uma alvenaria mais resistente mais dúctil ao corte.



## ***4. Ensaios na mesa sísmica: modelos e procedimento de ensaio***

---



#### 4.1 Introdução

A proposta de uma solução em alvenaria estrutural para edifícios de pequeno e médio porte requer a validação da tecnologia de construção por um lado, e avaliação do comportamento mecânico por outro. No caso de os edifícios poderem ser construídos em regiões de moderado a elevado risco sísmico é necessário avaliar o comportamento mecânico da alvenaria para acções simulem a acção sísmica.

O comportamento cíclico de paredes de alvenaria de blocos de betão com diferentes soluções de reforço foi efectuado com base em ensaios estáticos cíclicos levados a cabo por Haach (2009). Para além de uma campanha experimental de ensaios estáticos cíclicos em paredes à escala reduzida, foi proposto um modelo de dimensionamento de paredes de alvenaria armada.

Na sequência deste trabalho e no âmbito do projecto ALVEST decidiu-se avaliar o comportamento dinâmico de edifícios de alvenaria em modelos à escala reduzida a serem ensaiados na mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Os modelos deverão ser representativos de protótipos de moradias em banda.

No estudo experimental optou-se por considerar duas soluções de alvenaria estrutural, nomeadamente alvenaria não armada e alvenaria armada. A ideia é adequar a utilização de alvenaria armada e não armada a zonas de diferente sismicidade. Pretende-se ainda avaliar a influência do reforço no desempenho dos edifícios à acção sísmica.

#### 4.2 Definição dos modelos

A geometria do modelo do edifício à escala reduzida foi definida com base na arquitectura convencional de uma habitação de dois pisos, ver Figura 4.1. Este modelo foi definido com o aparelho tradicional sendo as paredes construídas com blocos de três células. As normativas referem o preenchimento das juntas verticais, principalmente no caso de regiões sísmicas. No entanto, no sentido de facilitar a tecnologia de construção optou-se por considerar juntas verticais não preenchidas. Note-se que na solução de alvenaria armada, as células onde são colocadas armaduras são preenchidas com argamassa de assentamento. De acordo com os

resultados de Haach (2009), a resistência ao corte da alvenaria sem preenchimento das juntas verticais é inferior.

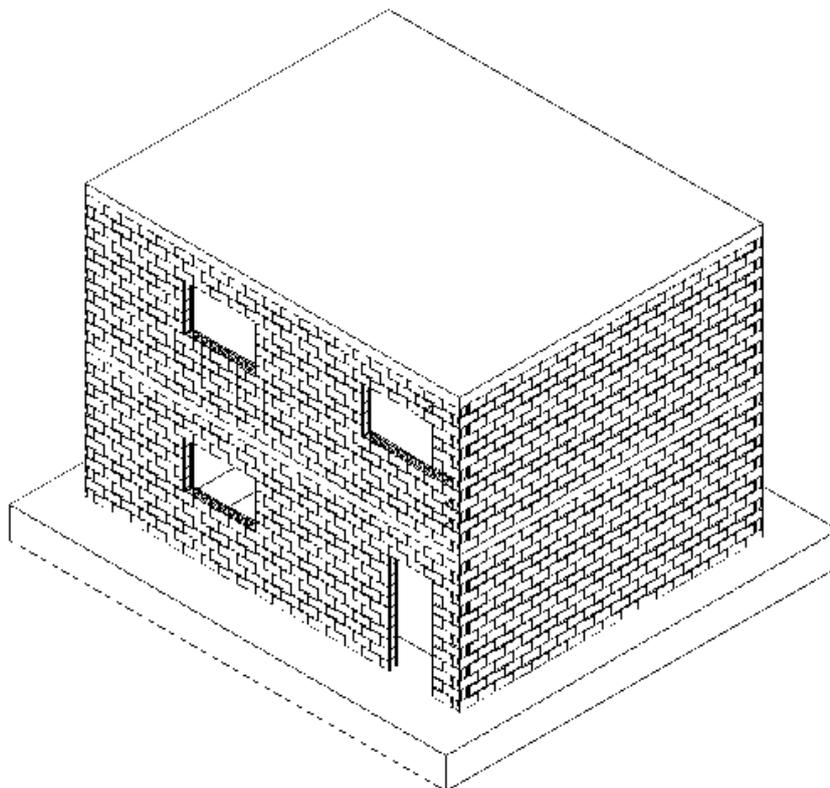


Figura 4.1 – Arquitectura do modelo de alvenaria não armada.

O controlo na produção de argamassa, originando uma argamassa de maior qualidade, conduz ao aumento da resistência ao corte como se pôde verificar no Capítulo 3. Para uma maior resistência da argamassa, a resistência de aderência ao corte e tracção deverá ser também ser superior, conduzindo a valores superiores da tensão de corte obtidos através de ensaios diagonais. Embora a utilização de uma argamassa mais rica promove um aumento da sua capacidade resistente como se pode comparar os resultados demonstrados no capítulo 3 com os de Haach (2009). Na Figura 4.3 pode-se ver a armadura utilizada apenas para reforço dos lintéis, denominada de armadura construtiva.

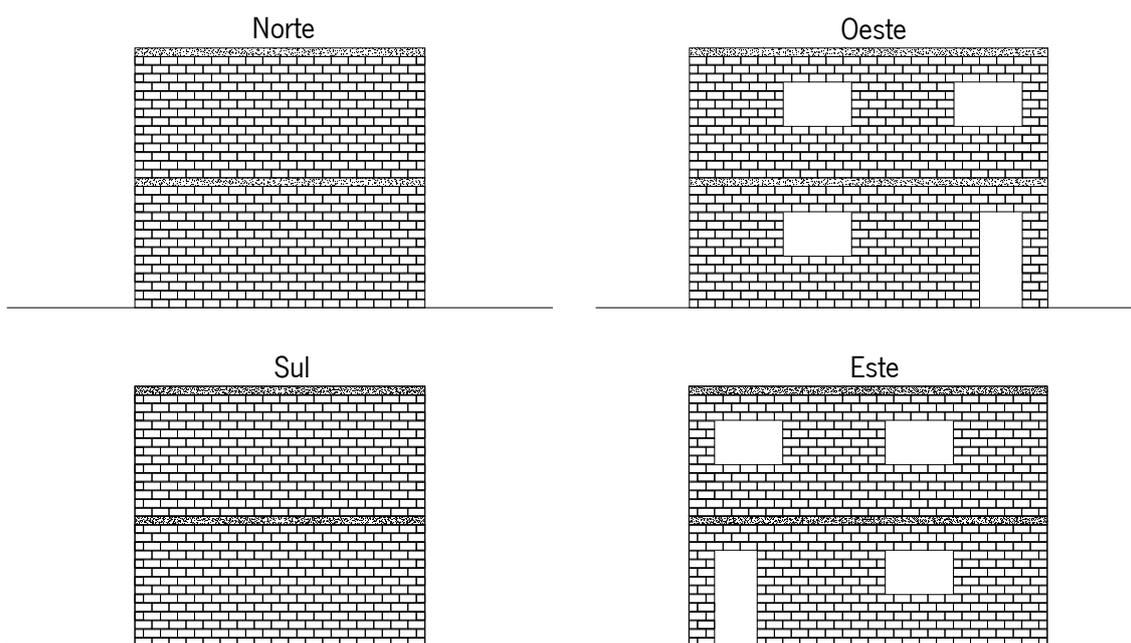


Figura 4.2 – Alçados do edifício de alvenaria não armada.

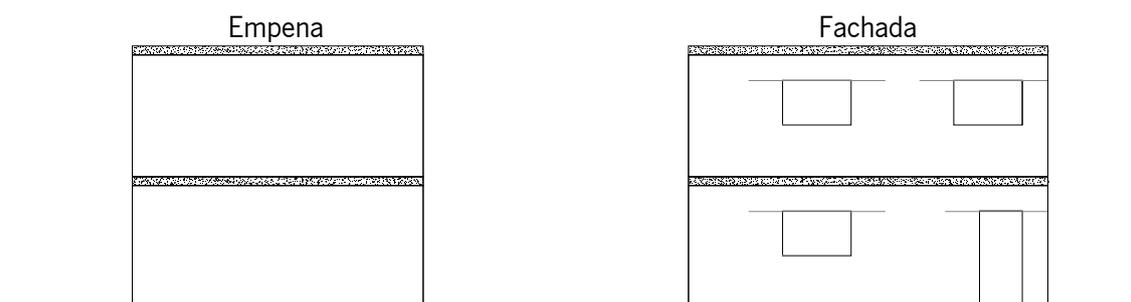


Figura 4.3 – Disposição da armadura nas paredes do edifício de alvenaria não armada.

A geometria do modelo do edifício de alvenaria armada é idêntica à geometria do edifício de alvenaria não armada, mantendo a arquitetura do modelo, ver Figura 4.4.

Optou-se por considerar as paredes construídas com blocos de três células, como no protótipo de alvenaria não armada com o aparelho alternativo em junta vertical contínua. Apesar de este aparelho ter apresentado um desempenho muito semelhante às paredes de blocos de duas células e juntas verticais armadas contínuas nos ensaios estáticos cíclicos (Haach, 2009), a tecnologia de construção com os blocos de três células acaba por ser mais simples conduzindo à maior rapidez da construção.

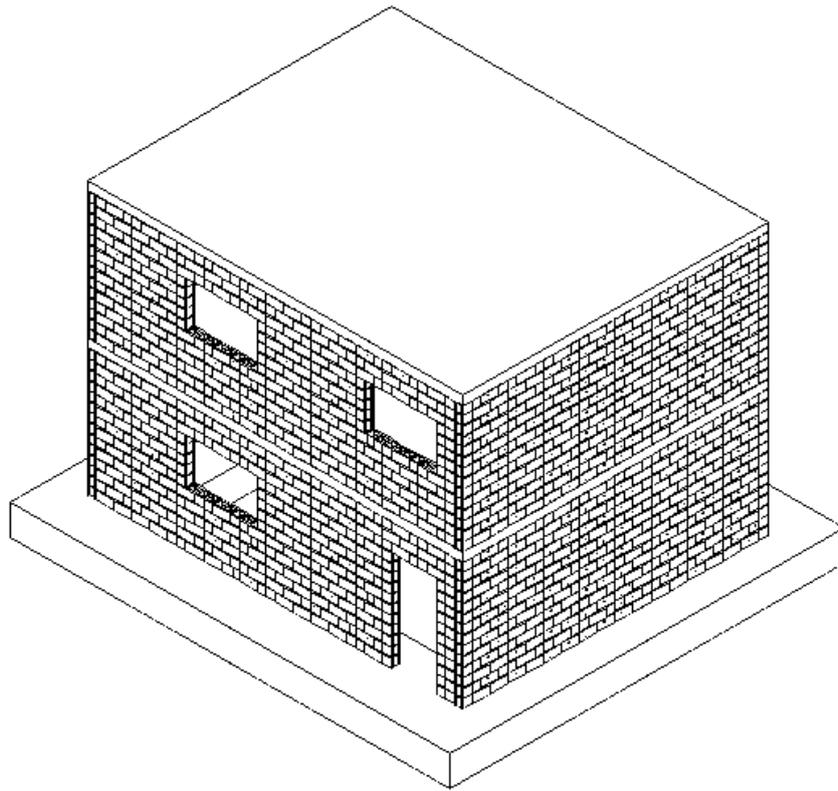


Figura 4.4 – Arquitectura do modelo de alvenaria armada.

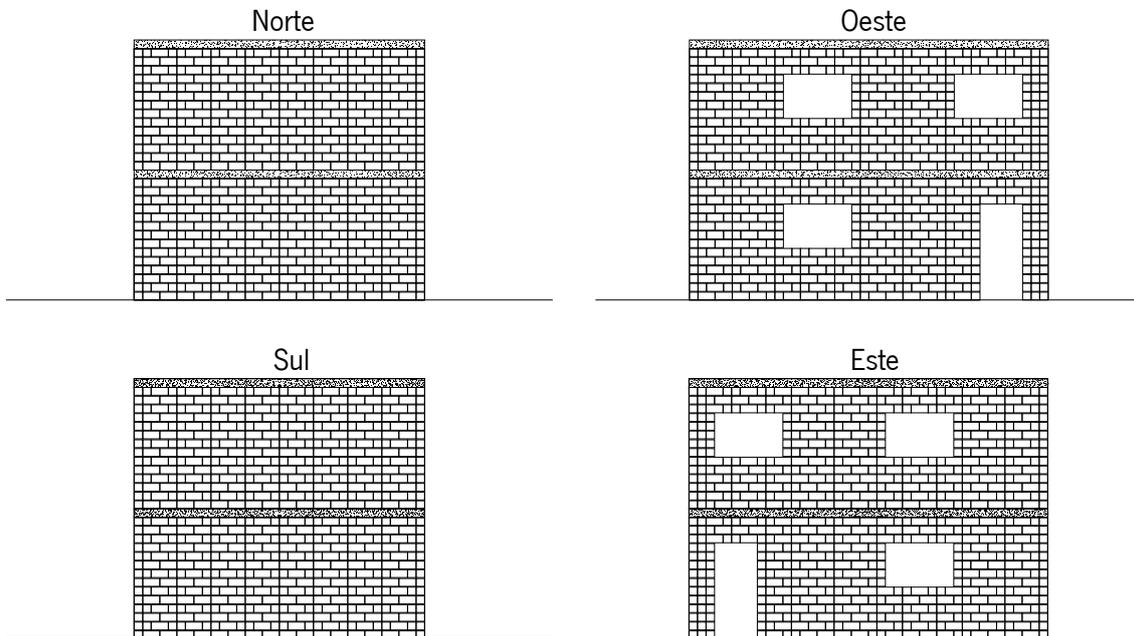


Figura 4.5 – Alçados do edifício de alvenaria armada.

A utilização do aparelho em junta vertical contínua implica que na intersecção das paredes e cunhais não haja travamento ao contrário do que acontece nos edifícios de alvenarias aparelho

tradicional, como acontece também no protótipo de alvenaria não armada. Assim, houve necessidade de introduzir armaduras para reforçar a zona dos cunhais bem como a zona das aberturas (além do reforço dos lintéis), o que condicionou a distribuição de armadura vertical, ver Figura 4.5.

A distribuição da armadura vertical teve também em atenção as recomendações para o espaçamento máximo das armaduras em tracção e percentagem, sendo o espaçamento máximo de 600mm (dimensão real). A disposição da armadura horizontal foi definida seguindo a recomendação para o espaçamento máximo de 600mm e uma percentagem mínima de 0.05%, ver Figura 4.6. Para as armaduras verticais considerou-se um diâmetro dos varões longitudinais de 4mm e para as armaduras horizontais um diâmetro de 3mm. A distância entre varões remetentes à armadura Murfor-RND para o reforço nas juntas horizontais é 80mm e para as juntas verticais é de 50mm, o que permite o cruzamento entre elas.

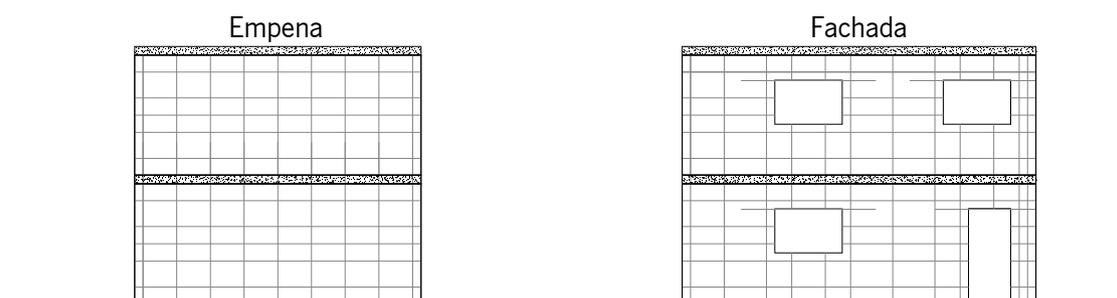


Figura 4.6 – Disposição da armadura nas paredes do edifício de alvenaria armada.

Na modelação da alvenaria é muito importante especificar a disposição das suas unidades para as fiadas de referência, ou seja, o “emparelhamento”. Deste modo é necessário efectuar a disposição das unidades em planta, para que na construção do modelo não haja qualquer falha. O aparelho utilizado consiste no uso de dois tipos de unidades, nomeadamente bloco inteiro e meio-bloco, o que faz com que seja necessário evidenciar a sua disposição, ver Figura 4.7. Neste modelo foi necessário representar a disposição das unidades para duas fiadas, e estas intercalam-se entre si, em seguida um exemplo de uma parede da primeira fiada e da segunda fiada. As unidades estão à escala reduzida de modo a ser possível obter representatividade da alvenaria nos modelos construídos à escala 1:2, como adiante se detalha.

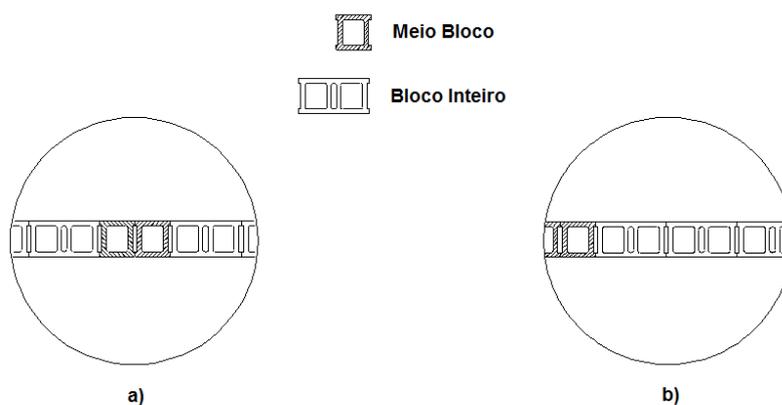
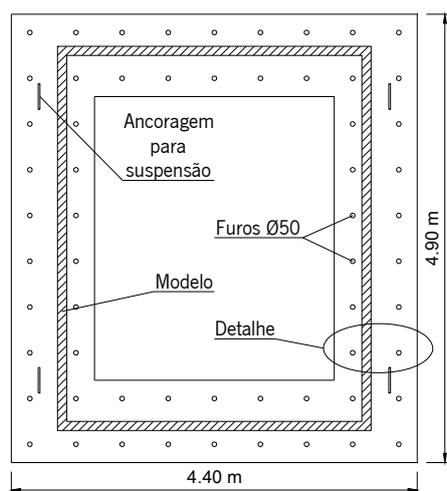


Figura 4.7 – Pormenor da planta a) 1ª fiada de blocos b) 2ª fiada de blocos.

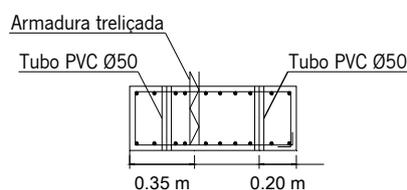
#### 4.2.1.1 Fundação e Lajes

Para fundação da estrutura e para ancoragem das armaduras verticais (para a alvenaria armada), foi dimensionada uma viga em betão armado para poder suportar a flexão e corte provocada pelo seu peso próprio e pelo peso do edifício bem como garantir deformação mínima durante o transporte do modelo do local de construção para a mesa sísmica, ver Figura 4.8 (a). A viga de fundação permite também a ligação entre a plataforma sísmica e o modelo. A utilização da viga de fundação destina-se à ancoragem das armaduras verticais das paredes, ver Figura 4.8 (b). São colocadas previamente armaduras de arranque que são posteriormente ligadas às armaduras verticais das paredes, cumprindo o adequado comprimento de amarração imposto pelo EC6 (2005).

As lajes de piso são utilizadas com o intuito de simular diafragmas rígidos para garantir a distribuição adequada das acções sísmicas pelas paredes, estando ligadas de uma viga cinta. A armadura vertical do primeiro piso tem ligação através da viga cinta à armadura do segundo piso, ou seja, esta é prolongada até obter o comprimento necessário para efectuar a amarração da armadura vertical das paredes do segundo piso, ver Figura 4.9.



(a)



(b)

Figura 4.8 – Base do Modelo: (a) vista em planta; (b) ancoragem da armadura vertical à base.

As lajes de piso são utilizadas com o intuito de simular diafragmas rígidos para garantir a distribuição adequada das acções sísmicas pelas paredes, “*box behavior*”, estando ligadas de uma viga cinta. A armadura vertical do primeiro piso tem ligação através da viga cinta à armadura do segundo piso, ou seja, esta é prolongada até obter o comprimento necessário para efectuar a amarração da armadura vertical das paredes do segundo piso, ver Figura 4.9.

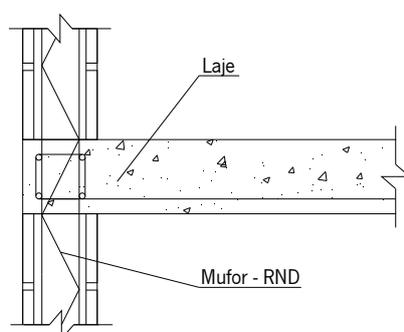


Figura 4.9 – Detalhe de ligação laje/parede do 1º piso

### 4.3 Lei de semelhança usada nos modelos de alvenaria

Os modelos experimentais têm como função a representação dos protótipos de alvenaria não armada e de alvenaria armada. Devido às condicionantes do equipamento que simula a acção sísmica, nomeadamente a Mesa Sísmica Triaxial, encontram-se limitações que estão na base da definição dos modelos à escala reduzida. As limitações dizem respeito às dimensões da mesa sísmica, assim como a carga máxima que pode ser suportada por esta. Assim, a definição da geometria dos modelos teve também em consideração a limitação das dimensões da mesa sísmica.

Quadro 4.1 – Factores de escala da lei de semelhança de Cauchy (Candeias *et al.*, 2004)

| Parâmetro              | Símbolo       | Factor de Escala                            |
|------------------------|---------------|---|
| Comprimento            | L             | $L_p/L_m = \lambda = 2$                     |
| Módulo de Elasticidade | E             | $E_p/E_m = \lambda = 1$                     |
| Massa específica       | $\rho$        | $\rho_p/\rho_m = \lambda = 1$               |
| Área                   | A             | $A_p/A_m = \lambda^2 = 4$                   |
| Volume                 | V             | $V_p/V_m = \lambda^3 = 8$                   |
| Massa                  | m             | $m_p/m_m = \lambda^3 = 8$                   |
| Deslocamento           | u             | $u_p/u_m = \lambda = 2$                     |
| Velocidade             | V             | $v_p/v_m = \lambda = 1$                     |
| Aceleração             | a             | $a_p/a_m = \lambda^{-1} = 1/2$              |
| Peso                   | W             | $W_p/W_m = \lambda^3 = 8$                   |
| Força                  | F             | $F_p/F_m = \lambda^2 = 4$                   |
| Momento                | M             | $M_p/M_m = \lambda^3 = 8$                   |
| Tensão                 | $\sigma$      | $\sigma_p/\sigma_m = \lambda = 1$           |
| Extensão               | $\varepsilon$ | $\varepsilon_p/\varepsilon_m = \lambda = 1$ |
| Tempo                  | t             | $t_p/t_m = \lambda = 2$                     |
| Frequência             | f             | $f_p/f_m = \lambda^{-1} = 1/2$              |

Consequentemente teve de existir o cuidado em relação aos materiais e ao procedimento de ensaio ter em consideração no modelo em escala reduzida (Candeias, 2004). Adoptou-se um factor de escala geométrica de 1:2, e como consequência todas as grandezas relevantes para o comportamento dinâmico do modelo passam a ser regidas por leis de semelhança. No presente caso foi aplicada a lei de semelhança de Cauchy, onde as grandezas são condicionadas pelo factor de escala geométrico aplicado, ver Quadro 4.1. A técnica construtiva deste tipo de protótipos já é conhecida, e a elaboração dos modelos deve conservar em todo o processo os aspectos principais relevantes que permitam a caracterização do comportamento sísmico dos protótipos.

#### **4.4 Construção dos modelos**

Na construção de um edifício de alvenaria estrutural, e neste caso particular de um edifício à escala reduzida, são utilizados diferentes procedimentos e controlo de execução apertado em comparação com a construção convencional de betão armado. Apesar de neste tipo de construção não se verifique a necessidade de mão-de-obra especializada, é de salientar a importância da formação para que o rendimento da construção seja o desejado, visto que em Portugal não é comum este tipo de construção.

Para iniciar este tipo de trabalho é necessário que haja um programa de serviço, que vai desde a verificação do abastecimento dos componentes, blocos e restantes materiais, ferramentas e equipamentos, até à distribuição racional da equipa de trabalho, componentes, ferramentas e equipamentos, que variam um pouco relativamente aos utilizados na construção comum de estruturas de betão, tornando mais eficiente e rápido a construção deste tipo.

Na construção do elemento de fundação, que faz a ligação do modelo à plataforma da mesa sísmica, teve-se particular cuidado na utilização do tipo de material a empregar na cofragem. Isto deve-se à obtenção da horizontalidade da base, de modo a que na colocação do modelo na plataforma seja perfeita, para que não existam efeitos não desejados. Tendo em conta também o ponto de vista económico, utilizou-se contraplacado marítimo, que garante os requisitos exigidos para o nivelamento da base. Após a colocação da cofragem foi necessário fazer as marcações relativas aos limites da fundação, sendo esta, uma laje com abertura, e também relativamente

às aberturas para os elementos de ligação laje/plataforma. Com a cofragem inferior colocada, procede-se à colocação da armadura, previamente distribuída e amarrada. Foi necessário fazer pequenos ajustes relativos à armadura da laje, devido a alterações sofridas no transporte desta de modo a garantir o espaçamento para a colocação dos tubos de PVC, tal como a armadura vertical a prolongar à estrutura.

A ligação da laje à plataforma é garantida através de varões de aço com 30mm de diâmetro. Para o efeito fez-se a marcação da posição das aberturas com um rigor extremo. Para garantir as aberturas colocou-se tubos de PVC com diâmetro de 50mm, fixos na parte inferior com elementos de madeira à cofragem e na parte superior com travessas de madeira com aberturas, para que durante a betonagem se garanta a posição desejada. A posição destes é de extrema importância, já que temos apenas uma margem de erro nas diagonais de 1cm apenas relativo à furação da mesa, garantindo a sua esquadria e também a verticalidade destes, ver Figura 4.10 (a). As armaduras a prolongar na estrutura de alvenaria são colocadas e amarradas na posição indicada no projecto, ver Figura 4.10 (b). A sua colocação é de extrema importância, visto que tem de garantir a posição para que na colocação das fiadas estejam na posição adequada. Então foi preciso fazer várias verificações, desde a verticalidade, o seu espaçamento e também a sua amarração.



(a)

(b)

Figura 4.10 – Colocação da cofragem e armadura: (a) colocação da armadura e tubos de PVC; (b) colocação da armadura vertical.

O betão usado na fundação foi um betão da classe C30/37 com uma fluidez acima do normal devido à grande percentagem de armadura, tal como os seus agregados com #12.5mm. A utilização do vibrador foi dificultada, devido à grande quantidade de armadura e, ao grande cuidado a ter com os tubos de PVC e a armadura vertical. Após a betonagem foi necessário fazer nova verificação do posicionamento dos tubos de PVC e das armaduras verticais, ver Figura 4.11.



(a)

(b)

Figura 4.11 – Processo de betonagem: (a) vibração; (b) alinhamento da armadura vertical.

É de realçar que mesmo com todas as precauções tidas em conta ainda se obtiveram erros no posicionamento das armaduras e dos tubos de PVC mas, foram mínimos, o que não teve qualquer impacto sobre o fim atingir.

Após onze dias de cura, o suficiente para se proceder à descofragem, procedeu-se à verificação dos espaçamentos das armaduras. Este procedimento já é feito com os blocos, ou seja, coloca-se uma fiada de bloco e verifica-se se está como desejada a posição da armadura. Deparou-se com um problema que iria condicionar toda a construção relativamente aos blocos de betão. Os blocos à escala reduzida têm respectivamente 20x10x10mm mas, no processo de produção dos blocos, estes apresentam pequenas imperfeições que condicionam as suas medidas. Essas medidas apresentam um erro compreendido entre um a dois a milímetros, o que provoca um erro no comprimento das paredes relativo às medidas do projecto. Foi adoptada a solução de eliminar essas imperfeições. Com a máquina de desgaste foram rectificadas as imperfeições de modo a que estas não afectassem o assentamento dos blocos e as medidas pretendidas. Isto

poderia ser evitado se na modelação se optasse por utilizar uma junta vertical com argamassa em vez de junta seca. A junta vertical com argamassa na prática, além da função estrutural, tem como função também eliminar imperfeições nas medidas dos blocos, provocadas na produção destes.

Para a colocação da primeira fiada é necessário fazer as marcações do alinhamento das paredes. No modelo de alvenaria armada o alinhamento já tem como referência as armaduras verticais e os limites da laje, mas é necessário garantir as medidas do projecto, bem como a sua esquadria. Com o alinhamento feito, marcado com fio que é tradicionalmente designado pelos pedreiros como “*fio blue*”, coloca-se os escantilhões nos quatro cantos, ver Figura 4.12. O escantilhão é uma ferramenta muito útil nas construções de alvenaria estrutural, agilizando o assentamento dos blocos, já que se mantém para cada piso a elevar os pontos de referência. O que faz com que o prumo do escantilhão garanta a verticalidade das paredes. O prumo do escantilhão é garantido através da colocação de uma régua com nível. Após ter o prumo desejado, ou seja a verticalidade do escantilhão, fixa-se as “mãos francesas”, que são ajustáveis. Como os primeiros blocos a assentar são os de canto e os que ficam em contacto com o escantilhão, deve-se verificar a verticalidade durante a elevação das fiadas evitando assim algum problema relativo ao alinhamento das paredes.



(a)

(b)

Figura 4.12 – Alinhamento das paredes: (a) fiada de blocos sem argamassa; (b) escantilhão.

A argamassa de assentamento foi produzida num recipiente com capacidade de cinquenta litros, para que fosse possível ser mais rigoroso, ver Figura 4.13 (a). Em obra, recomenda-se o uso de

argamassas pré-doseadas. Caberá ao engenheiro responsável pela obra o controle da qualidade e conformidade da mesma. Para garantir a qualidade da argamassa, fez-se um ensaio de espalhamento por cada recipiente, ver Figura 4.13 (b), para obter argamassas com espalhamento próximo dos 170mm, aproximadamente igual ao obtido em laboratório.



(a)

(b)

Figura 4.13 – Produção de argamassa (a) mistura de materiais; (b) ensaio de espalhamento

Com tudo preparado para se proceder ao assentamento da primeira fiada, coloca-se uma camada de regularização de argamassa. Para colocar esta camada, é necessário humedecer a área onde irá ser colocada, para obter maior aderência entre a camada e a laje. A largura da camada depende da largura dos blocos. Neste caso, como o bloco tem 10cm de largura, aplicou-se uma camada com 14cm e com uma espessura aproximada de 1.5cm. Esta deve ser aplicada com a colher de pedreiro em função das irregularidades da laje. Com a camada de regularização aplicada, colocam-se as linhas de referência, que são compostas por um fio que está preso nas extremidades aos escantilhões. O fio tem a altura, referente à camada de regularização, exacta da primeira fiada. Esta linha de referência, está correctamente nivelada, ou seja, tem que ser garantida a horizontalidade através do uso de um nível. A escolha dos blocos deve ser controlada do modo a garantir a boa qualidade da alvenaria. Colocam-se os blocos nos cantos, chamados também de “*estratégicos ou mestres*” que servem de referência. Com estes blocos colocados, assenta-se os restantes blocos com o mesmo nível, ver Figura 4.14. O pedreiro deve ter sempre muita atenção em relação ao posicionamento dos blocos sendo de

extrema importância. O responsável de obra deve alertar e fiscalizar de modo a evitar erros desse tipo, principalmente nas primeiras duas fiadas e pormenores.



(a)

(b)

Figura 4.14 – 1ª fiada de blocos: (a) pormenor de canto; (b) assentamento.

Após o assentamento da primeira fiada, procede-se ao preenchimento das juntas verticais onde se situa a armadura vertical. Este preenchimento tem como objectivo garantir a aderência entre a alvenaria e a armadura de modo que esta se comporte adequadamente e contribua para a resistência global da estrutura. A argamassa utilizada para o preenchimento das cavidades reforçadas teve de ser mais fluída para garantir o bom preenchimento, o que se conseguiu com o ligeiro aumento de água na mistura. Note-se que o preenchimento é dificultado pelo facto de os blocos estarem à escala de 1:2. Para além da fluidez e da maior trabalhabilidade utilizou-se um vibrador manual para homogeneizar o preenchimento. Teve de efectuar ainda fazer algumas verificações, respectivamente à localização das aberturas e sua dimensão, como o nivelamento da fiada e, também a colocação das armaduras. Como neste caso a construção é para fim experimental, não é necessário fazer verificação do posicionamento de instalações eléctricas e hidráulicas.

As ferramentas utilizadas nas construções de alvenaria, fazem com que o assentamento dos blocos seja mais rápido que as utilizadas na construção convencional. Por isso, como não se encontrou no mercado, uma ferramenta que acelere bastante o processo, fez-se uma talocha com a base inclinada 45° relativamente ao plano horizontal. Isto permite ao pedreiro colocar a

argamassa numa quantidade bastante aproximada à necessária, de uma forma rápida e eficaz, evitando assim desperdícios de argamassa e perda de tempo, ver Figura 4.15.



(a)

(b)

Figura 4.15 – Demonstração da aplicação da argamassa: (a) aplicação da argamassa; (b) resultado da aplicação.

Para avaliar a qualidade da construção da alvenaria para além dos ensaios de espalhamento da argamassa, foi necessário necessário fazer alguns ensaios em laboratório. Para o efeito foram construídos dois prismas e três provetes de argamassa, ver Figura 4.16, para ensaios ensaio de compressão da alvenaria e para ensaios de compressão e flexão da argamassa.



(a)

(b)

Figura 4.16 – Provetes para os ensaios de laboratório: (a) provetes de argamassa; (b) prismas de três fiadas.

Com todos os procedimentos efectuados relativos à primeira fiada e, com os elementos a ensaiar preparados, procedeu-se à elevação da segunda fiada. O pedreiro deve ter em atenção o posicionamento dos blocos. Fez-se novamente o nivelamento da linha de referência, assenta-se os blocos de canto, e verifica-se o nível da linha. Aplica-se a argamassa nas juntas longitudinais, transversais, e septos. Sempre que se assenta qualquer fiada é necessário fazer as verificações referidas para a primeira fiada.

Entre a segunda e terceira fiada foi colocada armadura horizontal, ver Figura 4.17, semelhante à armadura vertical. Foi aplicada uma camada de argamassa, colocada a armadura, e novamente aplicada outra camada de argamassa. Ao colocar na junta verificou-se que nas amarrações, devido à escala, a juntas teriam que ter uma espessura maior que a definida. A junta deveria ter um valor aproximado a 8mm, ficando com aproximadamente no máximo 10mm. A amarração foi executada da forma convencional, com 40cm de sobreposição. A sua colocação tem um posicionamento de referência, face à existência da armadura vertical. Como a armadura vertical já está colocada, a horizontal é colocada com o entrosamento da vertical, e a existência da treliça dá-lhe uma posição única, que na aplicação desta deve-se ter uma particular atenção.



(a)

(b)

Figura 4.17 – Aplicação da armadura longitudinal: (a) amarração; (b) elevação da 3ª fiada.

A armadura vertical tem a particularidade neste projecto, de ser colocada previamente à elevação das fiadas. Isto deve-se tanto à forma da armadura, como à modelação da estrutura. A armadura vertical devido à ligação laje de fundação/estrutura é prolongada 40cm (comprimento de amarração) acima do nível superior da fundação para fazer a amarração da armadura a

prolongar às fiadas a elevar, ver Figura 4.18. Este procedimento aplicou-se em toda a estrutura. Ao fazer a amarração é necessário verificar a verticalidade da armadura para que na elevação das fiadas o encaixe da armadura e a abertura dos blocos coincida. A verticalidade da armadura é garantida através do uso do nível aplicado na direcção perpendicular ao plano. A elevação das fiadas seguintes é executada como previamente mencionado. A existência de aberturas faz com seja necessário construir um molde de modo que não seja necessário desperdiçar tempo na verificação em todas as fiadas do prumo e da dimensão da abertura. Este molde pode ser feito com madeira ou compostos desta, como também com materiais metálicos. Optou-se por fazer em madeira, visto que não se justificava devido à dimensão da construção, fazer noutro material.



(a)

(b)

Figura 4.18 – Aplicação da armadura vertical: (a) Amarração; (b) Elevação da 4ª fiada.

A elevação das fiadas com o decorrer da construção efectuou-se com maior rapidez e eficácia, o que fez com que se demonstrasse uma das vantagens deste tipo de estrutura que consiste na diminuição do tempo de execução em comparação com a estrutura convencional de betão armado.

Com o primeiro piso elevado, ou seja, com as catorze fiadas referentes ao primeiro piso, seguiu-se a execução da laje deste, ver Figura 4.19. A laje é maciça com 10cm de espessura e armada nas duas direcções. Como no processo de execução convencional, tem como etapas a cofragem, colocação da armadura e betonagem. A aplicação da cofragem não ofereceu dificuldades, executada de um modo convencional. Estes processos não ofereceram dificuldades acrescidas mas podem-se referir alguns cuidados a ter durante a colocação da armadura, como

também na betonagem. Antes da colocação da armadura foi necessário tapar os furos dos blocos, para evitar o preenchimento destes durante o processo de betonagem. A escala reduzida dificultou a colocação da armadura da viga-cinta, visto que a trabalhabilidade para este tipo de construção à escala é bastante reduzida. Durante o processo seguinte, a betonagem, é de referir que o betão a utilizar, teve como particularidade a dimensão dos agregados ser reduzida comparativamente com os utilizados no betão das estruturas convencionais, isto mais uma vez relativo à escala reduzida. Devido a esta condicionante, a vibração do betão na zona da viga-cinta foi dificultada pela quantidade de armadura, que diminuía o espaço vazio a preencher. É de referir que a armadura vertical é prolongada das fiadas do primeiro piso, para as fiadas do segundo piso. Então estas são inseridas na laje, o que faz com que após a betonagem seja necessário verificar e se necessário efectuar acertos relativos ao seu espaçamento.



Figura 4.19 – Laje 1º Piso: (a) colocação da armadura; (b) betonagem.

Com esta etapa finalizada é necessário que o betão ganhe a resistência necessária, para que se possa retomar os trabalhos referentes à elevação das fiadas do segundo piso. A elevação do segundo piso traz-nos outras necessidades, relativas às condições de trabalho, ver Figura 4.20. Na construção do segundo piso, a organização do local de trabalho torna-se num factor importante. Os trabalhos realizam-se na área interna do modelo o que leva a que o abastecimento e disposição dos materiais sejam definidos de modo a que a elevação das fiadas seja o mais eficaz possível. Os escantilhões deveriam ser colocados agora no interior das paredes para obter as condições necessárias para a elevação das fiadas mas, devido à

dimensão do modelo não foi necessário. Antes de elevar a primeira fiada colocou-se a armadura vertical a prolongar às restantes fiadas.



(a)

(b)

Figura 4.20 – Elevação do 2º Piso: (a) 1ª fiada; (b) 14ª fiada.

Tal como na elevação da primeira fiada do primeiro piso coloca-se uma camada de regularização de argamassa, assenta-se os blocos de referência e procede-se ao assentamento dos restantes blocos da fiada. O processo relativo à elevação das fiadas seguintes, como foi explicado anteriormente, decorre dentro do exigido. Com as fiadas elevadas referentes ao segundo piso, procede-se à execução da laje do segundo piso. Para finalizar a preparação dos modelos para o ensaio na mesa sísmica, para a melhor leitura das fendas provocadas pelo ensaio, pinta-se o modelo de branco com tinta de “*água*”, com apenas duas camadas, ver Figura 4.21.



(a)

(b)

Figura 4.21 – Preparação final: (a) pintura da 1ª camada; (b) aspecto final.

Na construção deste tipo de estrutura deve-se ter bastante rigor ao nível das dimensões de todos os elementos estruturais, a homogeneidade do processo construtivo, como também o controlo dos materiais a aplicar. Com as indicações do processo construtivo descrito pode-se, assim, melhorar o processo de construção de estruturas em alvenaria estrutural.

#### 4.5 Instrumentação dos modelos

Nesta secção descreve-se em detalhe o equipamento usado na instrumentação do modelo de modo a ser possível registar a resposta do modelo em termos de deslocamentos e acelerações.

##### 4.5.1 Equipamento de medição

- Acelerómetros Piezoeléctricos

| Modelo 393B12 (AA)   | Modelo 393A03 (AB)   |
|--|--|
| Seismic high sensitivity ceramic shear ICP® accel., 10 V/g, 0.15 to 1k Hz, 2-pin top conn. | Seismic, ceramic shear ICP® accel., 1 V/g, 0.5 to 2k Hz, 2-pin top conn.     |
| Sensitivity: (±10%) 10000 mV/g (1019.4 mV/(m/s <sup>2</sup> ))                             | Sensitivity: (±5%) 1000 mV/g (102 mV/(m/s <sup>2</sup> ))                    |
| Broadband Resolution: (1 to 10000 Hz) 8µg rms (0.00008 m/s <sup>2</sup> rms)               | Broadband Resolution: (1 to 10000 Hz) 10µg rms (0.0001 m/s <sup>2</sup> rms) |
| Measurement Range: 0.5 g pk (4.9 m/s <sup>2</sup> pk)                                      | Measurement Range: ±5 g pk (±49 m/s <sup>2</sup> pk)                         |
| Frequency Range: (±5%) 0.15 to 1000 Hz   | Frequency Range: (±5%) 0.5 to 2000 Hz  |
| Electrical Connector: 2-Pin MIL-C-5015   | Electrical Connector: 2-Pin MIL-C-5015                                       |
| Weight: 7.4 oz (210 gm)  | Weight: 7.4 oz (210 gm)  |



Figura 4.22 - Acelerómetros piezoeléctricos (PCB, 2009).

O acelerómetro é um instrumento de medição composto por um sistema mola-massa-amortecedor, onde a massa está ligada a um material piezoeléctrico que quando sujeita a uma força,  $F$ , a massa,  $m$ , gera uma aceleração proporcional à força, segundo a Lei de Newton,  $F=m.a$ , (Ramos, 2007). Para ler os registos medidos é requerido um condicionamento através de outros equipamentos. No presente caso utilizou-se um sistema da “National Instruments”. Para o ensaio na mesa sísmica utilizou-se dois tipos de acelerómetros, em função do seu alcance de medição, ver Figura 4.22.

- Transdutores de deslocamentos (LVDT)

Este tipo de transdutor é de posição/deslocamento, faz a medição de uma posição de referência da “armadura” (parte deslizante do transdutor) face ao deslocamento em relação ao corpo do transdutor. O transdutor LVDT utiliza o “Linear Variable Differential Transformer”, sendo este dos sensores mais viáveis disponíveis. Para a utilização correcta e eficaz deste tipo de equipamento é necessário proceder a uma calibração. A calibração tem em vista uma relação entre um sinal emitido através de corrente eléctrica medida em Volts, com um instrumento de medição de distâncias. Com estes parâmetros faz-se a relação entre o sinal medido e a distância entre dois pontos opostos, tendo em conta que a posição inicial de medição seja o ponto médio entre os dois pontos. Através deste procedimento obtém-se o factor de calibração do equipamento e, que é de referir que se deve efectuar este tipo de procedimento antes de cada ensaio. Na Figura 4.23 apresenta-se os transdutores utilizados.

| Manufacturers data |             |             |             |             |              |               |                              |                   |
|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--------------|---------------|------------------------------|-------------------|
| Type               | Stroke [mm] | Dim. L [mm] | Dim. X [mm] | Dim. A [mm] | Dim. D1 [mm] | Weight [gram] | Sensitivity (nom) V/V @ F.S. | Energising supply |
| ACT2000C           | +/-50mm     | 295         | 76          | 24          | 20.6         | 511           | 1.5                          | 5V (rms)<br>5kHz  |
| ACT4000C           | +/-100mm    | 452         | 127         | 24          | 20.6         | 710           | 3.2                          | 5V (rms)<br>5kHz  |

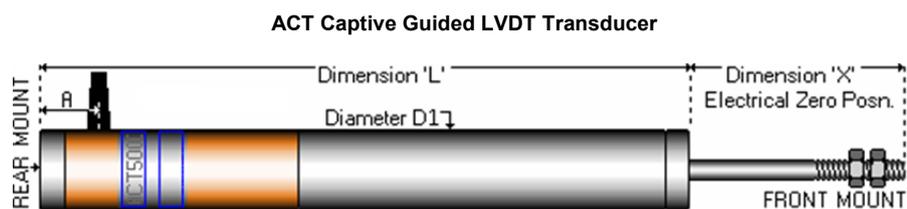


Figura 4.23 – Transdutores LVDT, (RDP Electrocnics Ltd, 2009).

- Hamamatsu

Este equipamento permite a monitorização dos movimentos absolutos da estrutura, o que possibilita a análise da deformabilidade global da estrutura. Os movimentos da estrutura são condicionados através de um sensor opto-eléctrico de unidade sensorial/posição que mede a posição através de uma lente, de um único ponto de luz num local específico com um PSD, “*Position Sensitive Detectors*”, ver Figura 4.24. Os PSDs fornecem a posição contínua em duas direcções do plano e a posição é exibida em termos de das coordenadas X e Y, medindo assim duas direcções no plano.

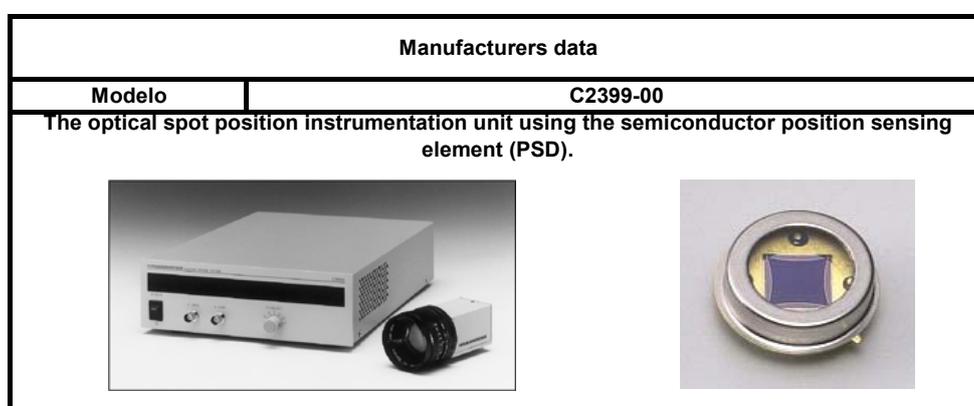


Figura 4.24 – Sensor Opto-eléctrico de Posicionamento, (Hamamatsu, 2009).

- Plataforma Sísmica Triaxial

O equipamento para a simulação da acção sísmica é denominado por Plataforma Sísmica Triaxial, mais correntemente usado o termo de Mesa Sísmica Triaxial, ver Figura 4.25.

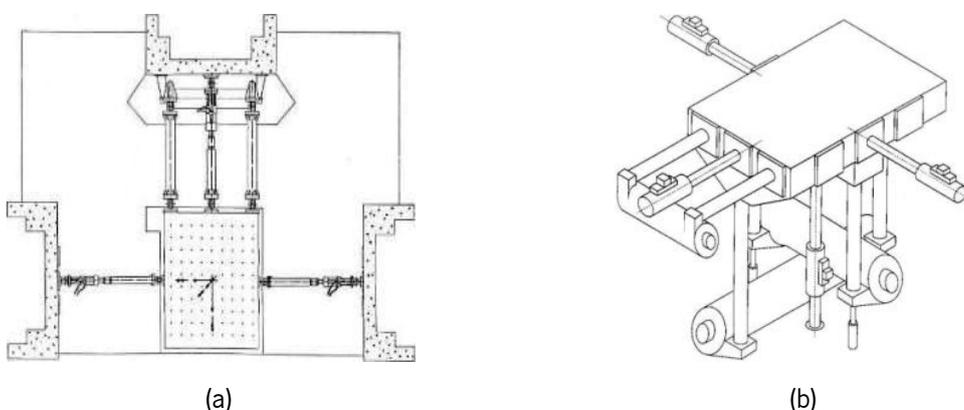


Figura 4.25 – Esquema da Mesa Sísmica Triaxial: (a) vista em planta; (b) vista em perspectiva.

A plataforma está subdividida em três subconjuntos: (1) corpo (plataforma onde são colocados os modelos a ensaiar); (2) sistema de guiamento (tem como função assegurar os movimentos do corpo desejados); (3) sistema actuador (sistema hidráulico e de controlo associado). O movimento global do corpo deverá resultar na combinação de três movimentos de translação segundo três eixos (longitudinal, transversal e vertical). Os actuadores óleo-hidráulicos têm capacidades nominais que permitem acelerações e velocidades nominais para os três eixos respectivamente, longitudinal, transversal e vertical, ver Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Características da Mesa Sísmica Triaxial, (NESDE-LNEC,2009)

| <b>Características da plataforma</b> |                    |                  |                        |
|--------------------------------------|--------------------|------------------|------------------------|
| Dimensões (m×m)                      | 4,6 x 5,6          |                  |                        |
| Peso (kN)                            | 392                |                  |                        |
| Material                             | Aço                |                  |                        |
| <b>Desempenho da plataforma</b>      |                    |                  |                        |
|                                      | Gama de Frequência | Hz               | 0,1 – 40,0             |
| Curso (efectivo/máximo)              | Horizontal         | mm <sub>pp</sub> | 290/400                |
|                                      | Vertical           | mm <sub>pp</sub> | 290/400                |
| Velocidade máxima (nominal/limite)   | Horizontal         | Transversal      | cm/s 70,1/121,5        |
|                                      |                    | Longitudinal     | cm/s 41,9/72,6         |
|                                      | Vertical           |                  | cm/s 42,4/73,5         |
| Aceleração máxima (plataforma vazia) | Horizontal         | Transversal      | m/s <sup>2</sup> 18,75 |
|                                      |                    | Longitudinal     | m/s <sup>2</sup> 9,38  |
|                                      | Vertical           |                  | m/s <sup>2</sup> 31,25 |
| Rotações (segundo x, y e z)          | Rotation degrees   | °                | N/A                    |
|                                      | Velocity           | rad/s            | N/A                    |
| Momento máximo de derrubamento       |                    | kN×m             | N/A                    |
| Peso próprio máximo do modelo        |                    | kN               | 392                    |
| Peso próprio compensado máximo       |                    | kN               | 392                    |

#### 4.5.2 Plano de instrumentação

O Plano de instrumentação tem como objectivo definir o posicionamento dos equipamentos de medição de modo a que sejam medidos deslocamentos e acelerações através dos quais seja possível analisar o comportamento da estrutura, ver Figura 4.26. Na definição do posicionamento dos instrumentos de medição deve-se ter em conta factores como limitação dos equipamentos, a sua funcionalidade e suas características.

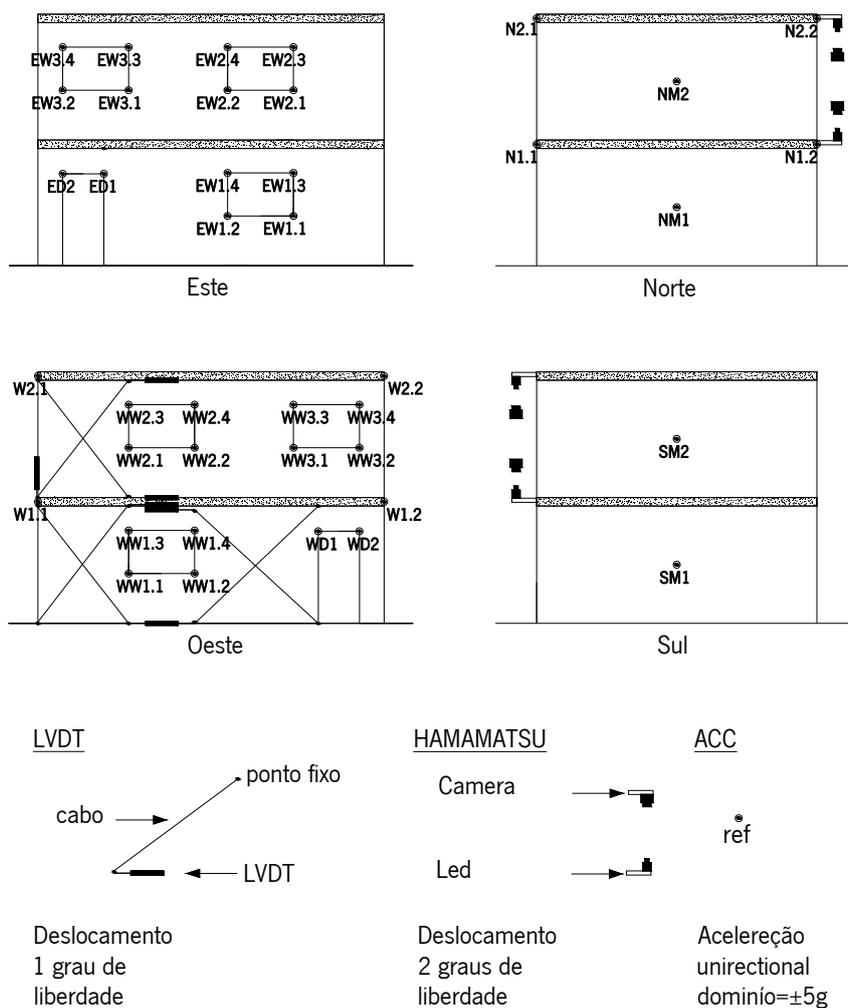


Figura 4.26 – Plano de instrumentação.

Cada equipamento de medição deve ser colocado de modo a que possa medir correctamente os deslocamentos e acelerações. Note-se que é extremamente importante garantir o seu posicionamento durante toda a fase de ensaio como está definido no plano de instrumentação. As posições dos equipamentos foram definidas consoante as suas características. Para a

obtenção das acelerações que permitem caracterizar o comportamento da estrutura, coloca-se os acelerómetros em posições principais e secundárias. As posições principais estão definidas ao nível da plataforma sísmica, base da estrutura e ao nível de piso. As posições secundárias estão distribuídas nas paredes e assim obter as acelerações e consequentemente deslocamentos para fora do plano da parede. Os LVDTs são utilizados para seja possível medir a deformação no plano dos painéis localizados onde se prevê que haja fendilhação e destinam-se a identificar o início de fendilhação e progressiva abertura de fendas. Os Hamamatsu permitem obter os deslocamentos absolutos da estrutura e para isso colocou-se em duas extremidades dois Hamamatsu ao nível de cada piso. Com o plano de instrumentação assim definido pretende-se obter a melhor caracterização do desempenho do modelo face às acções sísmicas incrementadas.

#### 4.5.3 Simulação de acção sísmica

A simulação da acção sísmica teve como base acelerogramas artificiais. Os acelerogramas são definidos com base em dois princípios fundamentais: (1) definição do espectro de resposta do qual é gerado o acelerograma; (2) definição da duração das fases do acelerograma. De acordo com o EC8 (2004) a acção sísmica num ponto na superfície é representada através de um espectro de resposta de aceleração elástico, denominado assim de “espectro de resposta elástico”, ver Figura 4.27.

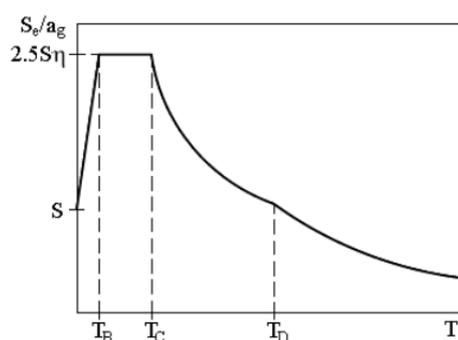


Figura 4.27 – Espectro de resposta elástico (EC8, 2004).

A acção horizontal deve ser definida através de duas componentes ortogonais geradas a partir do mesmo espectro de resposta. Segundo o EC8 (2004), na ausência de dados do país, a parte

estacionária não deve ser inferior a 10s. Os diferentes tramos do espectro de resposta elástico são definidos pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_E(T) = a_g \cdot S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (31)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (32)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (33)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_E(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (34)$$

em que:

$T$  – período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade

$S_E$  – aceleração espectral

$a_g$  – aceleração do solo correspondente ao solo tipo

$T_B$  – período correspondente ao limite inferior do tramo de aceleração espectral constante

$T_C$  – período correspondente ao limite superior do tramo de aceleração espectral constante

$T_D$  – período do espectro que corresponde ao início da resposta com deslocamento constante

$S$  – factor do solo

$\eta$  – factor de correcção do amortecimento,  $\eta = 1$  quando o factor de amortecimento é 5%

$\zeta$  – factor de amortecimento

O EC8 (2004) refere que a análise sísmica deve ter em conta dois tipos de espectros, Tipo 1 (sismo afastado de magnitude elevada ou moderada) e o Tipo 2 (sismo próximo de baixa magnitude). A análise não linear exige um esforço de cálculo elevado, então utilizou-se apenas o

espectro Tipo 1 (Mendes, 2008). Para a definição do espectro de resposta é necessário escolher os parâmetros envolvidos de acordo com o Anexo Nacional, apresentando-se parâmetros referentes ao espectro Tipo 1 para a zona de Lisboa e solo Tipo A utilizando um factor de solo,  $S=1$ . Para a correcção de amortecimento utilizou-se um coeficiente de amortecimento de 5% definido no EC8 (2004). Tendo em conta a lei de semelhança de Cauchy adoptada para o protótipo apresenta-se na Figura 4.28 o espectro de resposta à escala real e o correspondente espectro de resposta à escala reduzida. Este resulta na diminuição para metade do tempo da acção sísmica e a duplicação da aceleração de base.

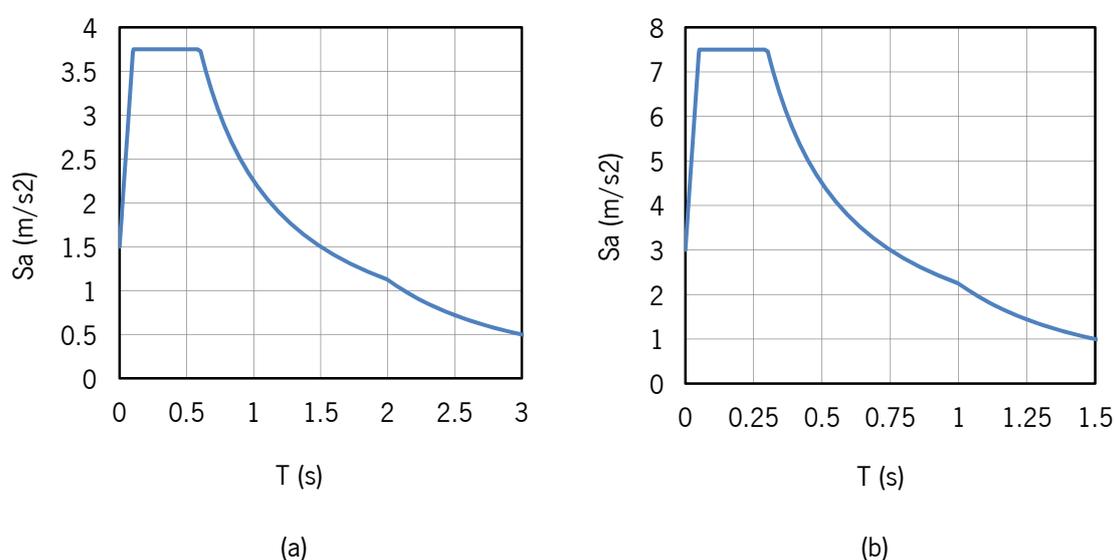
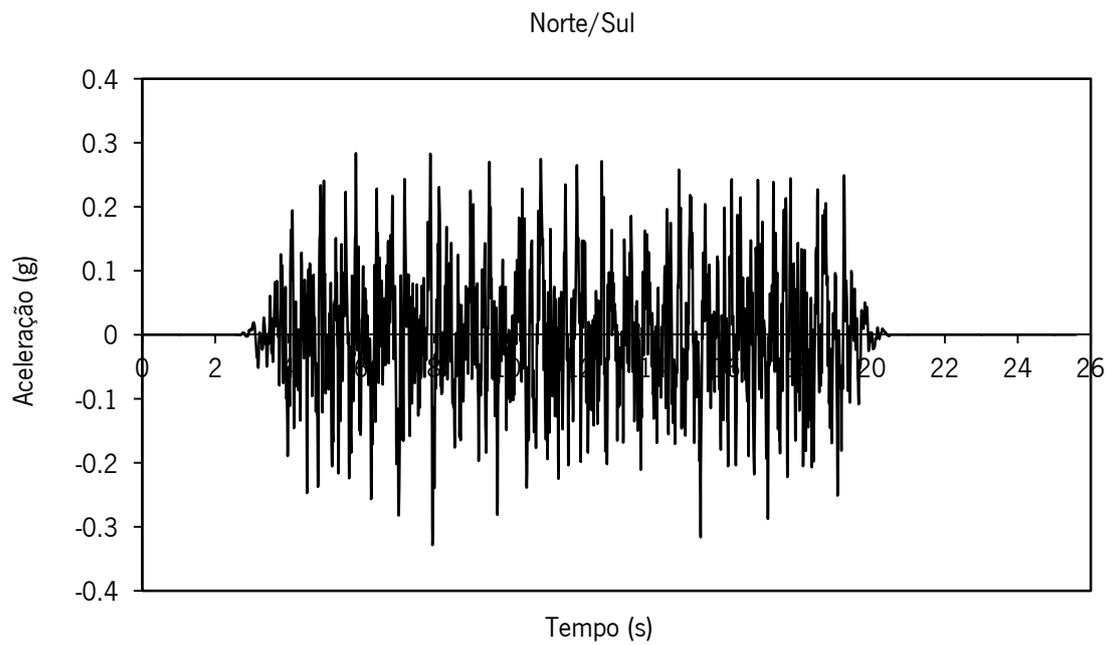
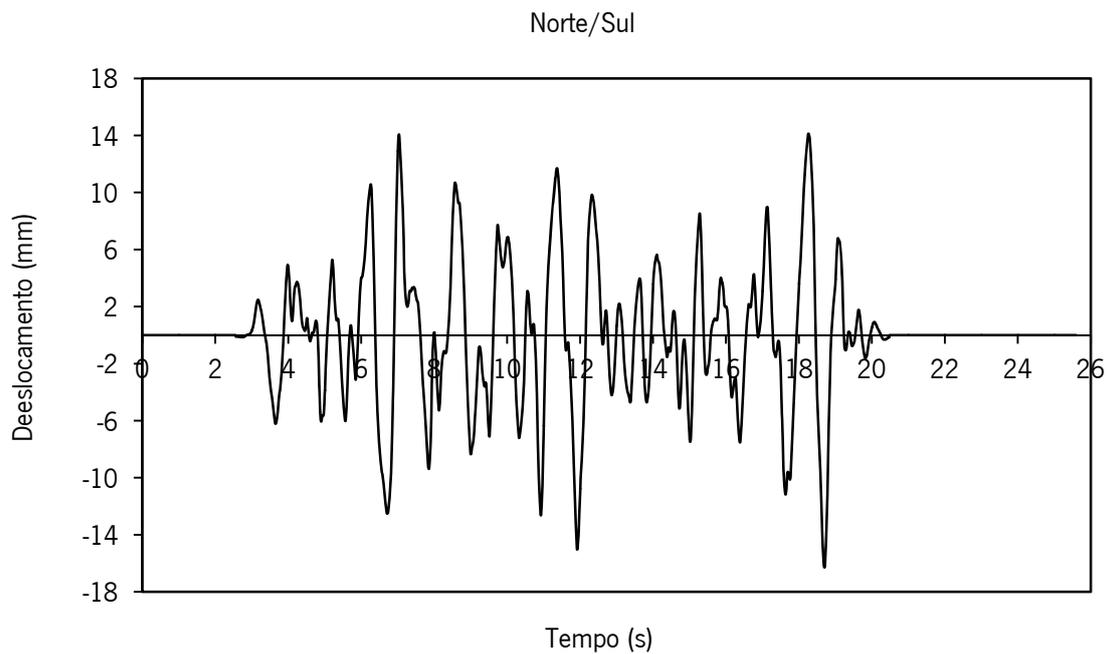


Figura 4.28 – Espectro de resposta Tipo1 (a) Escala real (b) Escala reduzida 1:2

Com base no espectro de resposta reduzido à escala 1:2 definido com base no EC8 são gerados dois acelerogramas artificiais, não correlacionáveis. Para a geração dos acelerogramas artificiais recorre-se ao programa LNEC-SPA (LNEC, 2008) que induz um ruído branco uniforme (“*uniform white noise*”) com uma frequência de amostragem de 200Hz, que através de um processo iterativo faz a aproximação ao espectro de resposta elástico. Ainda é de referir que se aplicou um filtro de Fourier para uma banda [0.7-40] Hz devido às limitações da mesa sísmica. Na Figura 4.29 e Figura 4.30, apresenta-se os acelerogramas e os respectivos deslocamentos.



(a)



(b)

Figura 4.29 – Direcção Norte/Sul: (a) acelerograma; (b) deslocamentos.

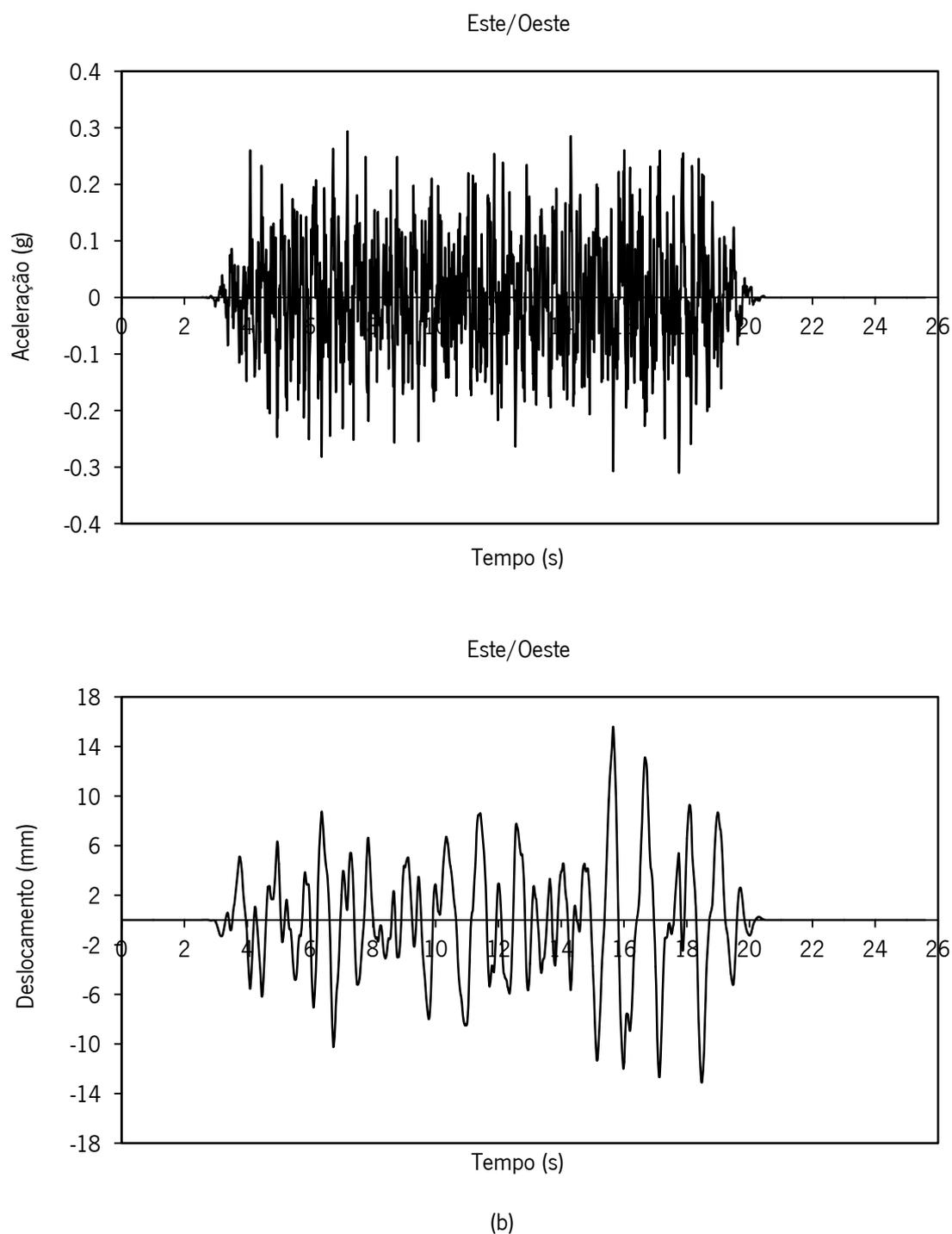


Figura 4.30 – Direcção Este/Oeste: (b) acelerograma; (d) deslocamentos.

Na Figura 4.31 estão representados os dois espectros de resposta relativos às duas direcções do sismo.

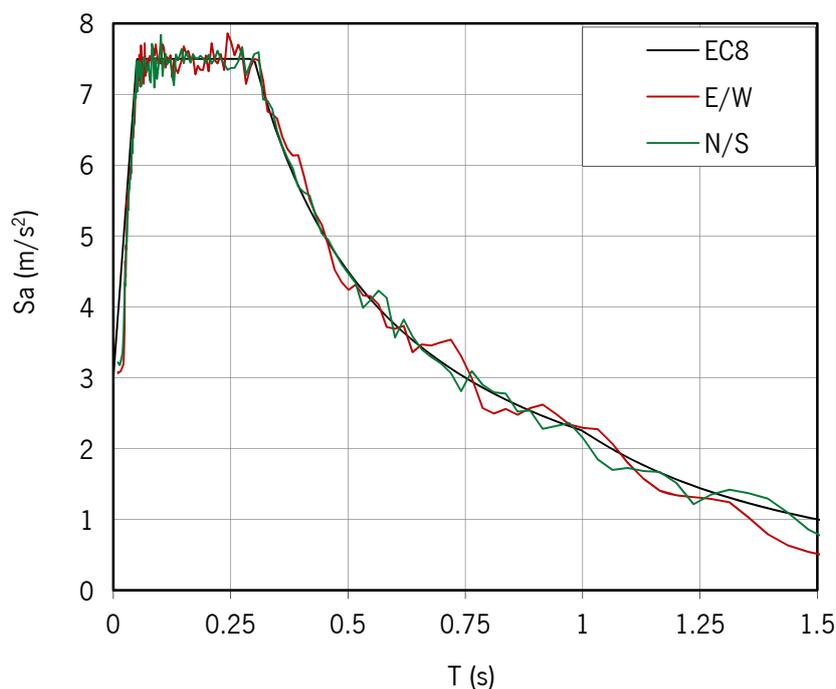


Figura 4.31 – Espectros de resposta segundo as direcções N/S e E/W.

No Quadro 4.3 apresentam-se alguns parâmetros caracterizadores dos sinais. Estes parâmetros são: (1) aceleração máxima do solo (PGA); (2) a velocidade máxima do solo (PGV); (3) deslocamento máximo do solo (PGD). Com os dados apresentados aplica-se uma acção sísmica com estas características na estrutura.

Quadro 4.3 – Parâmetros de caracterização dos sinais.

| Direcção | PGA (m/s <sup>2</sup> ) | PGV (cm/s) | PGD (mm) |
|----------|-------------------------|------------|----------|
| N/S      | 3.22                    | 15.11      | 16.29    |
| E/W      | 3.04                    | 15.67      | 15.59    |

#### 4.5.4 Fases de aplicação da acção sísmica

Nos ensaios dinâmicos são impostas as séries de aceleração geradas a partir do espectro de resposta, como referido anteriormente. As séries são impostas com intensidade crescente e em duas direcções perpendiculares não correlacionáveis. Os valores mais relevantes para caracterizar a acção são nomeadamente o PGA (aceleração de base) e o deslocamento máximo

( $D_{\max}$ ), que são apresentados no Quadro 4.4 para cada nível de intensidade sísmica adaptado. Salienta-se que os valores indicados são limitados pelo programa (LNEC-SPA) utilizado na geração de sinais ao período de valor 0.01s ( $F=100Hz$ ). A intensidade das fases da aplicação da acção sísmica foi definida com o objectivo de ser possível acompanhar de modo mais detalhado o comportamento dos modelos em termos de padrão de fendilhação e modos de colapso. Com este procedimento é também possível avaliar de forma progressiva a variação de rigidez do modelo que acaba por ser relacionada com o dano da estrutura para cada nível de intensidade sísmica. A principal desvantagem da aplicação faseada da acção sísmica consiste na influência do dano verificado em cada uma das fases na fase posterior, dado que se parte de uma estrutura já danificada.

Quadro 4.4 – Características dos sinais.

| Modelo Armado |                         |       |                 |                         |       |                 |
|---------------|-------------------------|-------|-----------------|-------------------------|-------|-----------------|
| Sismo         | Longitudinal            |       |                 | Transversal             |       |                 |
|               | PGA (m/s <sup>2</sup> ) |       | $D_{\max}$ (mm) | PGA (m/s <sup>2</sup> ) |       | $D_{\max}$ (mm) |
|               | EC8                     | Série |                 | EC8                     | Série |                 |
| 50%           | 1.95                    | 2.06  | 8.20            | 1.95                    | 1.65  | 5.60            |
| 75%           | 2.93                    | 2.91  | 12.01           | 2.93                    | 2.61  | 8.42            |
| 100%          | 3.90                    | 3.84  | 15.88           | 3.90                    | 3.47  | 11.22           |
| 150%          | 5.85                    | 6.22  | 23.60           | 5.85                    | 5.85  | 15.96           |
| 200%          | 7.80                    | 9.84  | 31.14           | 7.80                    | 7.38  | 21.74           |
| 250%          | 9.75                    | 12.36 | 37.23           | 9.75                    | 9.27  | 28.05           |
| 300%          | 11.71                   | 13.08 | 44.56           | 11.71                   | 11.09 | 32.61           |
| 400%          | 15.61                   | 15.88 | 55.66           | 15.61                   | 12.90 | 43.59           |



## ***5. Ensaaios na mesa sísmica: análise de resultados***

---



## 5.1 Introdução

Neste capítulo faz-se a análise dos resultados dos ensaios dinâmicos realizados na mesa sísmica dos modelos de alvenaria armada e não armada. Estes resultados são muito fundamentais para a validação mecânica de soluções de alvenaria estrutural quando sujeitas à acção dos sismos.

De acordo com o referido no capítulo 4, a acção sísmica é aplicada nos modelos de forma crescente provocando danos acumulados. O incremento da acção está associado ao dano observado no decorrer dos ensaios. No edifício de alvenaria não armada o nível da acção sísmica atinge 250% do PGA de referência, enquanto que no edifício de alvenaria armada foi possível atingir os 400% de intensidade de referência, sendo esta condicionada pela capacidade de deslocamento da mesa sísmica. A análise de resultados tem em vista avaliar o comportamento global do edifício e localmente o comportamento das paredes no plano e para fora do plano.

A análise de resultados é apresentada em duas partes: (1) na primeira parte apresentam-se as deformações do sendo a primeira obtida pelos resultados mais directos, nomeadamente aceleração máxima absoluta, deslocamentos relativos e o padrão de fendilhação; (2) a segunda parte da análise será obtida por parâmetros indirectos, baseada em formulações.

## 5.2 Análise dos parâmetros directos

### 5.2.1 Aceleração absoluta

A aceleração absoluta é obtida directamente através da aquisição de sinal dos acelerómetros localizados na estrutura ao nível das lajes, consideradas como diafragmas rígidos. A relação entre a aceleração máxima da base,  $PGA$ , e o valor máximo de aceleração obtido,  $a_{MAX}$ , para as duas direcções do plano da base é apresentado para todas as fases de aplicação da acção sísmica:

$$a_{I,MAX} = \text{máximo } |a_i(t)| \quad (23)$$

$$PGA = \text{máximo } |a(t)| \quad (24)$$

Na Figura 5.1 apresentam-se os factores de amplificação das acelerações obtidos para o edifício de alvenaria não armada.

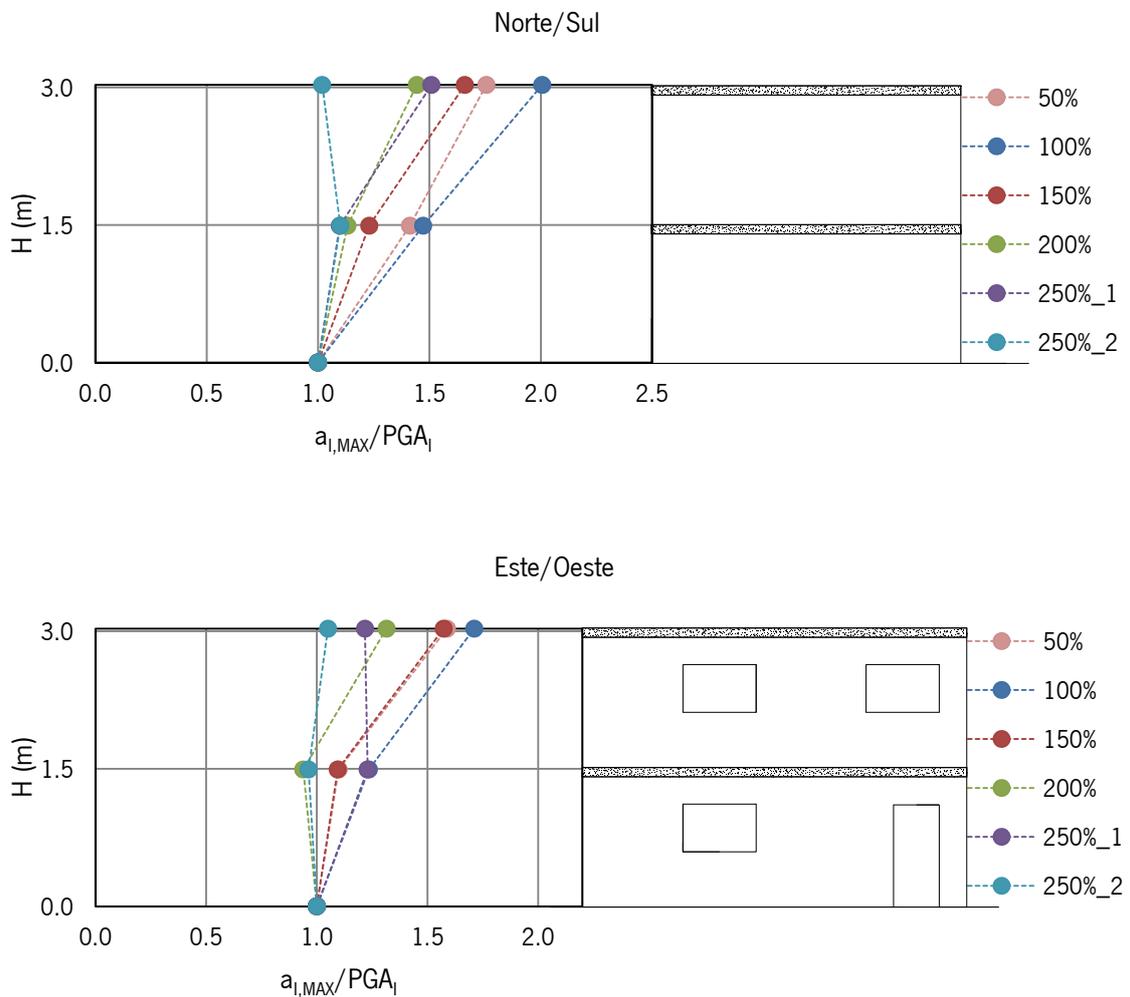


Figura 5.1 – Relação da resposta em aceleração com o PGA do edifício de alvenaria não armada.

No edifício de alvenaria não armado é possível verificar através da relação da resposta da estrutura em aceleração face ao PGA, que a amplificação da aceleração diminui com o decorrer das fases de aplicação da acção dinâmica. Nas direcções Norte-Sul nas primeiras fases chega até um factor de amplificação 2, e devido ao dano provocado pelas acções sísmicas induzidas ao edifício, o factor de amplificação diminui. A relação das acelerações indica que o comportamento da estrutura nas fases iniciais é praticamente linear e com o decorrer das fases passa a ter um comportamento não linear, verificado pela diferença da relação das acelerações do 1º piso e 2º

piso. Na direcção Norte/Sul o factor máximo é 2 enquanto na direcção Este/Oeste é de aproximadamente 1.7.

A alvenaria armada promove uma maior homogeneidade na relação de acelerações de piso durante o incremento da acção. Neste edifício devido ao dano reduzido observado durante as fases de aplicação da acção sísmica, promove uma fase última com intensidade superior à utilizada no edifício de alvenaria não armada. Ao contrário do que foi apresentado na relação do edifício de alvenaria não armada, em que as duas direcções apresentam valores próximos, neste caso na direcção Norte/Sul o valor máximo do factor de amplificação de aceleração que foi obtido igualmente nas primeiras fase de ensaio e é da ordem de 2.3 enquanto que na direcção Este/Oeste o factor atinge o valor de 1.8.

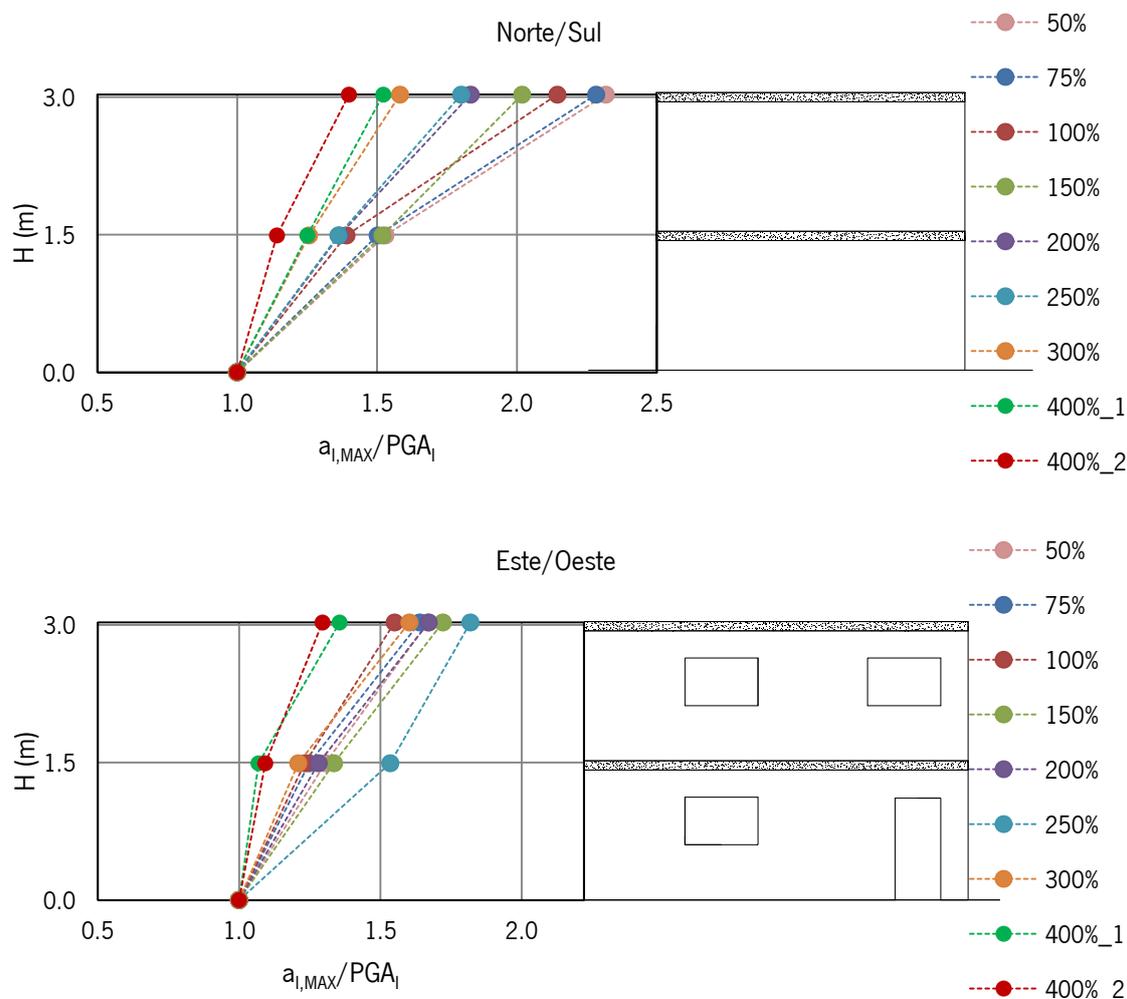


Figura 5.2 – Relação da resposta em aceleração com o PGA do edifício de alvenaria armada.

O aumento de amplitude do sinal atenua o efeito de amplificação da aceleração máxima, isto porque com o aumento do dano, aumentam os deslocamentos e diminuem as acelerações (mais dano, maiores períodos, menos amplificação).

### 5.2.2 *Deslocamento relativo*

O deslocamento relativo,  $u_{N,i}$ , é obtido pela equação 25, através da diferença entre o deslocamento da base,  $u_{b,i}$ , e o deslocamentos correspondentes à resposta da estrutura,  $u_i$ , para as diferentes fases de aplicação da acção sísmica.

$$u_{N,i} = u_i - u_{b,i} \quad (25)$$

O edifício de alvenaria não armada apresenta deslocamentos relativos consideráveis, que nos permitem dizer claramente que o edifício apresenta um elevado dano. Através da Figura 5.3 o edifício apresenta um deslocamento relativo máximo na ordem dos 26mm na direcção Norte/Sul e a fachada Este/Oeste apresenta um deslocamento relativo máximo de 21mm. Na direcção Norte/Sul é evidente a diferença entre a fase com 200% de intensidade da acção sísmica e a fase de 250%. Até à fase de 200% o comportamento do edifício apresenta linearidade nos valores de deslocamento, tendo um deslocamento máximo na fase de 200% de 2.7mm no 2º piso. No primeiro ensaio correspondente a 250% de intensidade de acção sísmica é notório o aumento do deslocamento relativo que atinge o valor de 4mm para o 1º piso e 20mm para o 2º piso. Isto significa que para esta intensidade existe o desenvolvimento de dano considerável associado à abertura de fendas diagonais nas paredes com aberturas, principalmente ao nível do segundo piso. Quanto à direcção Este/Oeste os valores dos deslocamentos relativos apresentam alguma similaridade, embora os valores até à fase com 200% de intensidade sejam ligeiramente superiores aos obtidos na direcção Norte-Sul. É também no primeiro ensaio com intensidade sísmica de 250% que se verifica um aumento abrupto dos deslocamentos relativos ao nível dos pisos do edifício na direcção Este-Oeste, que também está associado à abertura de importantes fendas diagonais. Na direcção Este-Oeste, ao contrário da direcção Norte-Sul, os deslocamentos são superiores no primeiro ensaio a 250% de intensidade, quando comparado com o primeiro ensaio a 250% de intensidade sísmica. Isto pode ser explicado com base no efeito conjunto do

edifício que funciona como um todo, em que as paredes nas duas direcções interagem influenciando-se mutuamente no decorrer das acções sísmicas impostas.

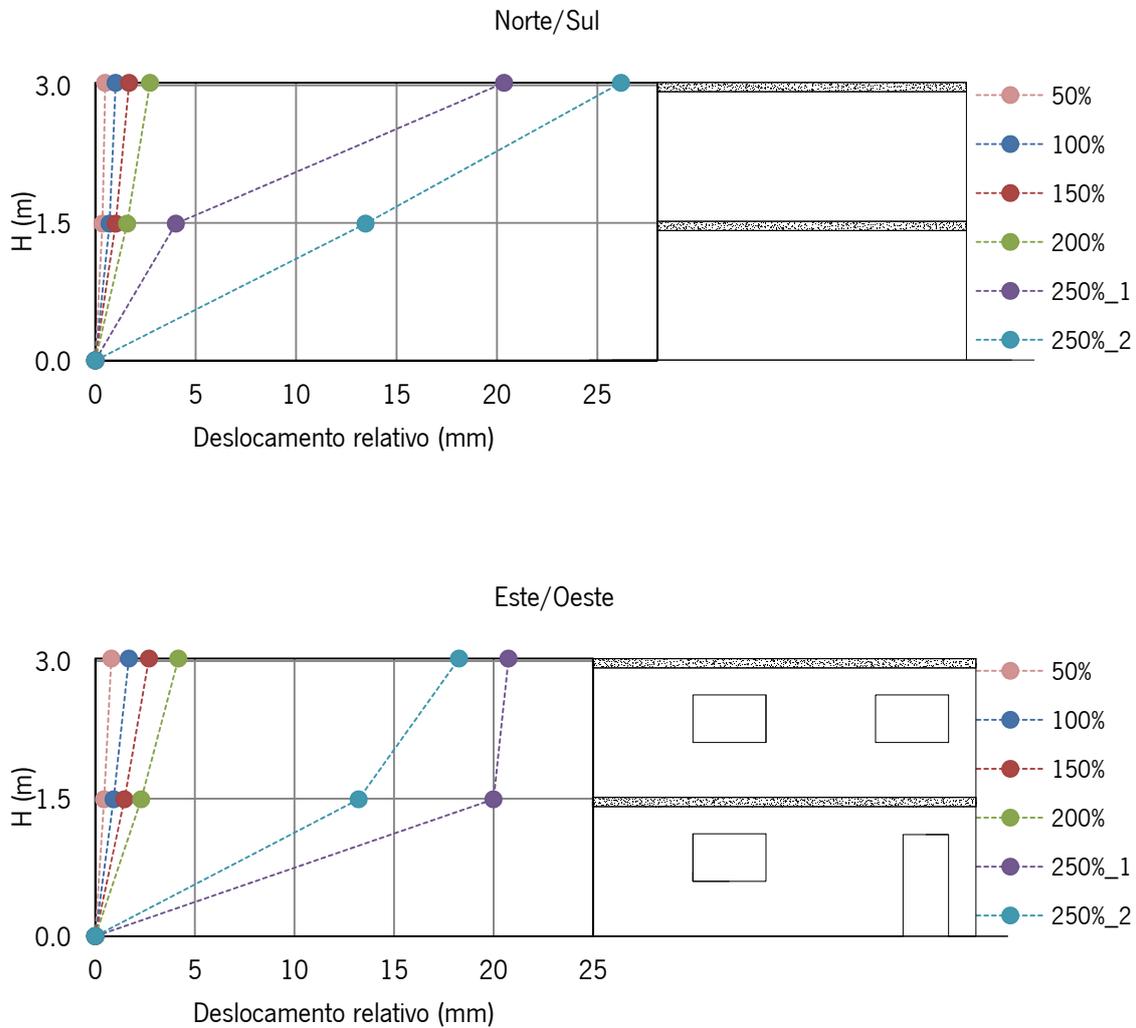


Figura 5.3 – Deslocamentos relativos do edifício de alvenaria não armada.

A alvenaria armada promove uma maior homogeneidade no desenvolvimento dos deslocamentos dos pisos, ver Figura 5.4. Sendo visível para ambas as direcções que a diferença dada pelo deslocamento da base e o deslocamento do 1º piso, e a diferença dada pelo deslocamento da base e o deslocamento do 2º piso são bastante idênticas. Isto significa a quase inexistência de dano no 2º piso ao contrário do primeiro piso em que se verifica um acréscimo progressivo dos deslocamentos relativos. Os valores em ambas as direcções são bastantes similares e quando

comparados com os valores obtidos para a mesma intensidade verificamos que até à fase de 200% os deslocamentos relativos do edifício de alvenaria armada apresenta para cada fase cerca de metade do valor correspondente para o edifício de alvenaria não armada. A grande diferença de resultados surge após a fase de 250% em que neste edifício a evolução dos deslocamentos relativos mantém-se e sobretudo prossegue até à intensidade de 400%, enquanto na fase de 250% do edifício não armado os valores disparam sendo muito superiores a qualquer um dos do edifício de alvenaria armada. Importa referir que na direcção Este/Oeste s valores obtidos do 2º piso são inferiores ao do 1º piso, o que poderá ser explicado pela existência de dano no 1º piso em ambas as direcções e a diferença dos valores ser bastante reduzida.

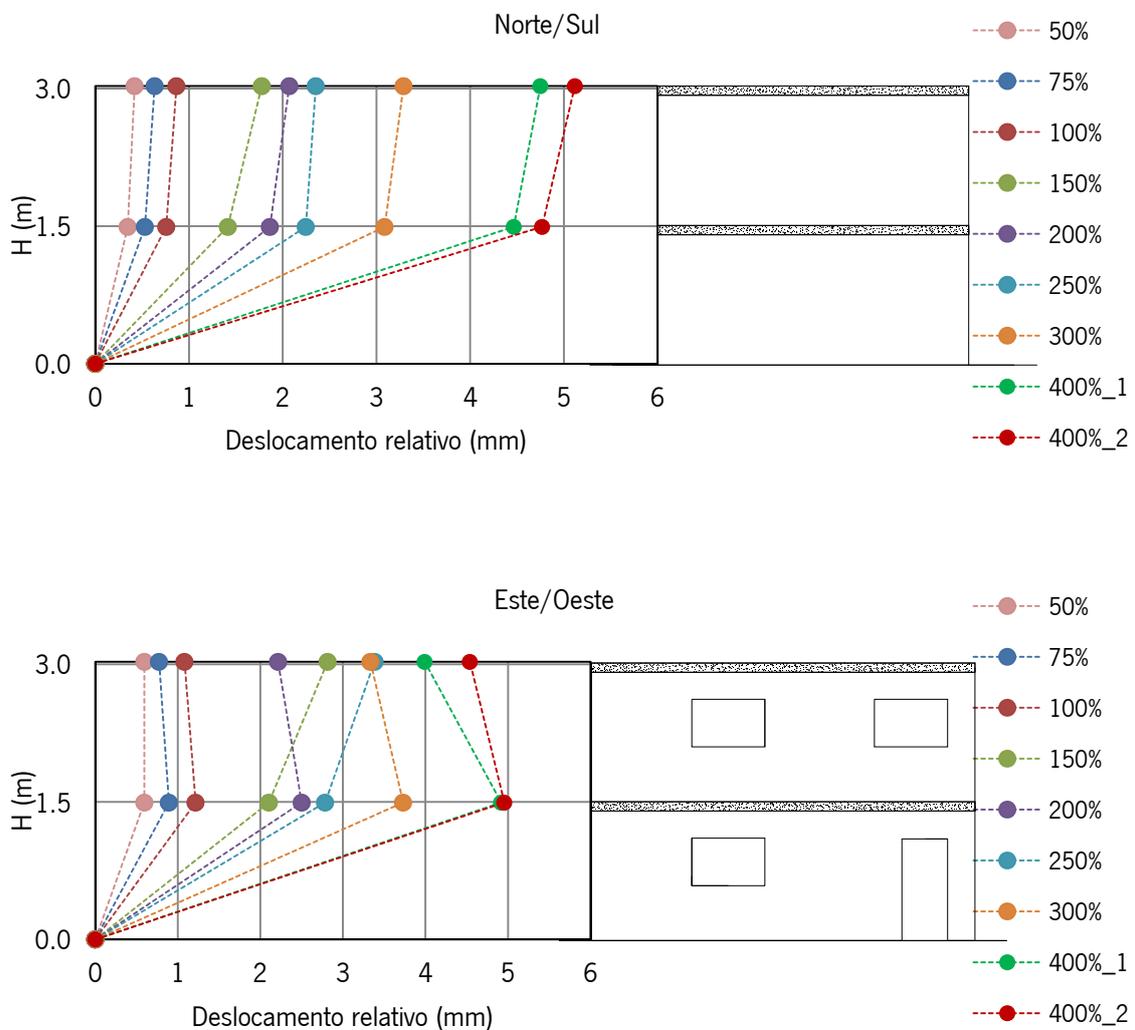


Figura 5.4 – Deslocamentos relativos do edifício de alvenaria armada.

### 5.2.3 Padrão de fendilhação

O edifício de alvenaria não armada foi sujeito a série de ensaios correspondentes a diferentes níveis de intensidade sísmica de modo que fosse possível a caracterização do seu modo de rotura e a evolução do dano.

O padrão de fendilhação apresentado na Figura 5.5 corresponde ao final dos ensaios e está associado à segunda fase de 250% de intensidade de acção sísmica de base, sendo a restante informação apresentada em Anexo. O dano apresentado por esta estrutura é bastante significativo, verificando-se o destacamento de algumas partes da alvenaria e fendilhação acentuada.

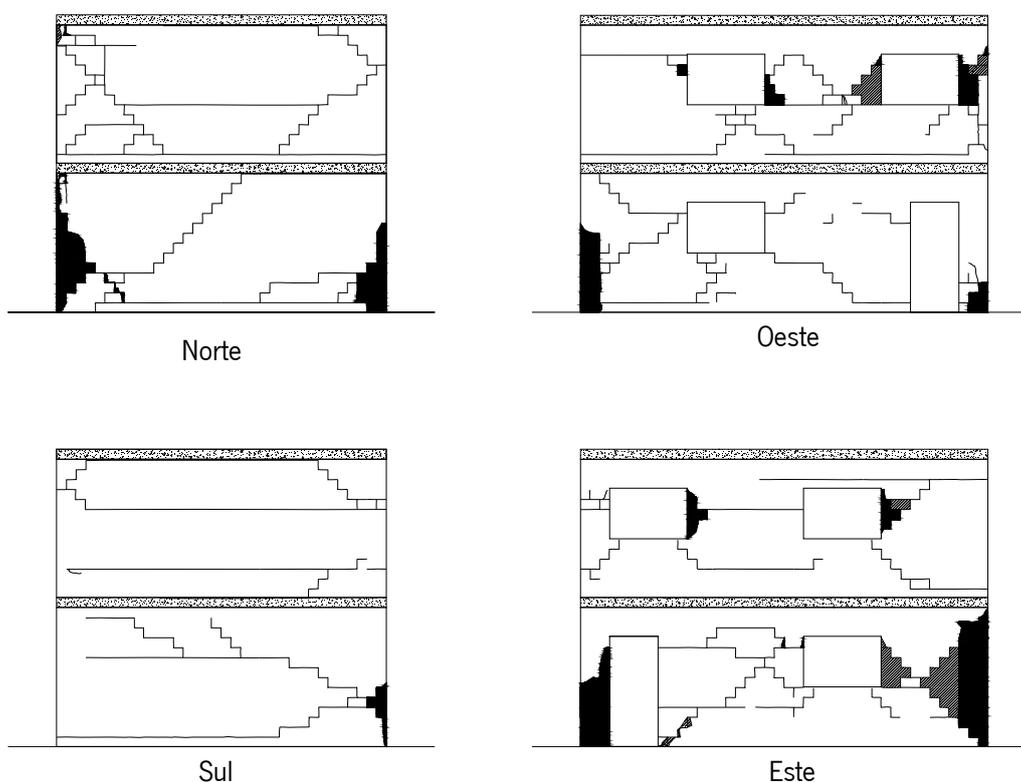


Figura 5.5 – Padrão de fendilhação após a segunda fase com intensidade de 250% para o edifício de alvenaria não armada.

A análise do padrão de fendilhação é efectuada por fachada. Na fachada Norte, as primeiras fendas aparecem na fase de 100%, onde se verifica o aparecimento no 1º piso de uma fenda horizontal na primeira fiada até meio vão e com intersecção de uma fenda diagonal de pequena extensão no canto inferior direito, estas com abertura bastante reduzida. Na fase de 150% verifica-se o prolongamento das fendas anteriores, sendo mais evidente a fenda horizontal e seguinte aparecimento de uma fenda diagonal no canto inferior esquerdo. No 2º piso verifica-se a existência de uma fenda na primeira fiada com origem no canto inferior direito prolongando-se um pouco mais de meio vão, e uma fenda diagonal no canto superior direito, da laje de 2º piso até ao limite da parede direito na décima fiada. Na fase seguinte dá-se o aparecimento de novas fendas, pequenas fendas horizontais em ambos os pisos, sendo a mais evidente a fenda diagonal que começa no canto inferior esquerdo e varre toda a empena e termina no encontro com a fenda diagonal já existente no 2º piso localizada na décima fiada no limite direito da parede. Já na fase de 250% de intensidade, verifica-se uma fendilhação significativa da empena, onde as fendas apresentam grande abertura, promovendo a existência de macro elementos nembos (painel de alvenaria entre aberturas), cunhais e zonas de fronteira com os maciços). Verifica-se a rotura de dois blocos na extremidade do canto inferior direito, aparecimento de fendas verticais promovendo o corte nos blocos e pequenas fendas horizontais em todos o limite direito da parede do 1º piso. No 2º piso aparecem fendas diagonais, nomeadamente uma fenda iniciada no canto superior esquerdo e terminada na laje do 1º piso. As fendas horizontais surgem com grande extensão, prolongamento da fenda da primeira fiada por toda a parede, fenda que liga as fendas diagonais na sexta fiada e fenda horizontal a meio vão no segundo piso. Na última fase de acção aparecem roturas totais dos cunhais do 1º piso e de alguns blocos no canto superior do 2º piso.

Na empena Sul o seguimento da propagação de fendas é muito idêntico, só na fase de 100% se regista o aparecimento de fendas. Surgem apenas no 1º piso com uma fenda horizontal na primeira fiada com continuação de fenda diagonal até à quinta fiada do canto inferior direito. Na fase de 150% prolonga-se a fenda horizontal existente até ao limite esquerdo da parede do 1º piso. Surgem fendas diagonais apenas do lado direito da empena, com início no meio da parede de ambos os pisos e com direcção das lajes a meio vão. Na fase seguinte só se regista uma fenda horizontal na terceira fiada do 2º piso com início na extremidade esquerda até meio vão.

Na fase com 250% de intensidade dá-se o aparecimento de fendas horizontais de grande dimensão, com início nas fendas diagonais existentes e fim em novas fendas diagonais. Verifica-se grande abertura de fendas e rotura parcial do cunhal direito do 1º piso. Na última fase o aumento das fendas é reduzido, mantendo-se grande abertura de fendas e rotura total do canto inferior direito do 1º piso.

As fachadas Este e Oeste são as zonas mais desfavoráveis devido à existência de aberturas. Na fachada Oeste para 100% de intensidade surgem fendas horizontais na primeira fiada do lado esquerdo de ambos os pisos com prolongamento até a janela do lado direito com fim em fenda diagonal. Surge uma fenda mista de horizontal com diagonal com início no canto superior esquerdo do 1º piso, atravessando a janela e com término na base. Para 150% de intensidade da acção sísmica dá-se o aparecimento de fendas de pequena extensão, à excepção de uma fenda horizontal no 2º piso que liga a extremidade esquerda ao canto superior esquerdo da janela. Na fase de acção seguinte (200%) é possível observar a existência de fendas diagonais junto das aberturas, e no 2º piso ainda surgem duas fendas horizontais, uma a ligar as janelas na sua zona inferior e outra na primeira fiada a meio vão. Com 250% de intensidade de acção as fendas atingem uma abertura elevada e dá-se rotura parcial dos cantos inferiores do 1º piso. O aumento das fendas diagonais nas zonas de aberturas é significativo, criando-se macro elementos. Na segunda fase de 250% é possível observar a rotura total dos cunhais do 1º piso, bem como as zonas laterais da janela direita do 2º piso e a zona lateral direita da janela esquerda.

Na fachada Este, com 100% aparecem as primeiras fendas diagonais com abertura reduzida nas zonas inferiores das janelas e com 150% de intensidade surgem as fendas horizontais na zona das aberturas. Na fase de 200% de intensidade verifica-se o aumento no número de fendas diagonais e o surgimento de fendas horizontais a prolongar fendas existentes. Na fase seguinte a abertura das fendas é significativa, verifica-se a rotura parcial do lado esquerdo da porta e o lado direito da janela esquerda do 2º piso, e ainda a rotura total do lado direito da janela esquerda do 2º piso. Verifica-se a existência de grandes fendas, diagonais nos cantos direitos do 1º e 2º piso assim como também uma fenda horizontal no 2º piso na décima fiada. Com as fendas criadas e as existentes surgem macro elementos (nembos, cunhais e zonas de fronteira com os maciços) que são limitados pelas mesmas, em grande parte por fendas diagonais. Na última fase surge a

rotura total do canto direito e esquerdo do 1º piso. Como se pode ver na Figura 5.6 o aspecto final do edifício indica danos elevados, ainda que não ocorra o colapso global do edifício.



Figura 5.6 – Aspecto após a segunda fase com intensidade de 250% para o edifício de alvenaria não armada.

No edifício de alvenaria armada os danos apresentados na estrutura apresentam padrões muito característicos, tendo em conta a modelação proposta. Com a modelação proposta, a armadura foi disposta de modo a que a distribuição de forças não ocorresse de forma concentrada mas sim de uma forma mais homogénea. Esta disposição melhora o comportamento da estrutura à acção sísmica. Na Figura 5.7 apresenta-se o padrão de fendilhação correspondente à segunda fase com intensidade de 400%, sendo a restante informação apresentada no Anexo D. As fendas que surgem apenas no 1º Piso e no incremento das acções têm uma espessura inferior a 1mm, verificando mais uma vez a eficiência da solução estrutural adoptada.

Na fachada Norte verifica-se o desenvolvimento de fendas horizontais no canto inferior direito (1ª e 2ª fiada) que tiveram origem na colocação do modelo na mesa sísmica, sendo que estas se mantêm até à intensidade de 300%. Na intensidade de 300% ocorre o prolongamento da fenda da 2ª fiada a toda a extensão, surgindo duas fendas horizontais pontuais a meio vão, mantendo-se este padrão até à intensidade máxima.

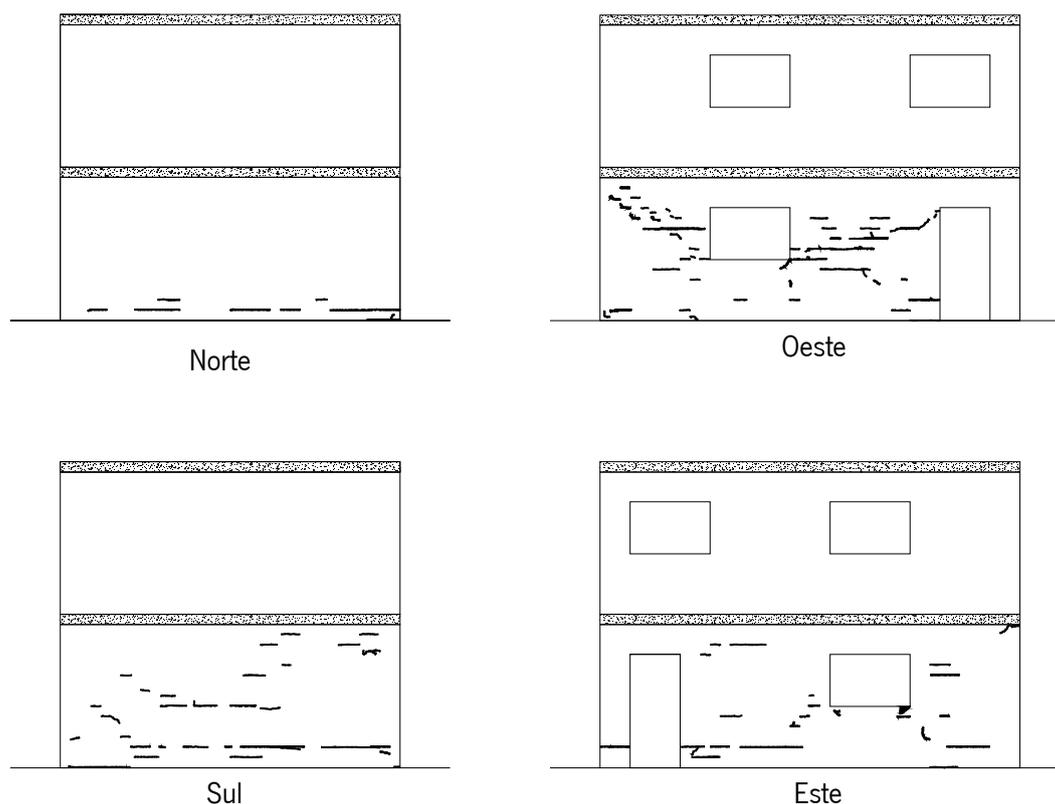


Figura 5.7 – Padrão de fendilhação após a segunda fase com intensidade de 400% para o edifício de alvenaria armada.

A empena Sul, até à intensidade de 150% não se verifica qualquer fenda. Para esta intensidade surgem duas fendas horizontais no canto inferior direito na 2ª fiada que se mantêm até à intensidade de 300%. Nesta última surge o prolongamento das fendas referidas, surgindo também fendas pontuais horizontais junto da base e na 5ª fiada e verificando-se aqui o aparecimento da primeira fenda num meio-bloco junto do canto direito (2ª fiada). Na primeira acção com 400% de intensidade surgem várias fendas horizontais e o prolongamento das anteriores focadas mais a meio vão. No seguimento da acção, o novo incremento de 400% de intensidade fez com que se desse o aparecimento de novas fendas horizontais e prolongamento das anteriores, estando distribuídas por todo o pano.

Nas fachadas com aberturas, mais susceptíveis à fendilhação ocorrem as fendas diagonais mais tradicionais na alvenaria. Na fachada Oeste com a intensidade de 200% apenas se verifica duas fendas horizontais junto ao canto inferior esquerdo (1ª fiada) e no lado esquerdo da janela do mesmo lado. Na intensidade seguinte, 250%, surge a primeira fenda diagonal com início no

canto superior esquerdo (8ª fiada) prolongando-se três fiadas em sentido ascendente. Na zona central do nembro aparecem duas fendas horizontais. A 300% de intensidade dá-se o prolongamento da diagonal em sentido ascendente e inicia-se uma diagonal paralela. Na janela situada do lado esquerdo ocorre um corte diagonal no bloco de canto inferior direito prolongando a fenda para horizontal na fiada inferior do nembro, alguns blocos com o mesmo tipo de fendo do anterior na zona inferior do nembro. Surgem fendas horizontais no nembro dispostas em “V”. Nas duas últimas fases de acção há o aparecimento de fendas horizontais nas primeiras fiadas. No canto superior esquerdo surge pequenas fendas diagonais tentando forma uma paralela à existente. No nembro há o prolongamento de algumas fendas diagonais, como o aparecimento de mais notando-se mais a forma “X”. Na zona inferior ao nembro ocorrem várias fendas horizontais tentando formar uma diagonal do canto inferior direito da abertura do lado esquerdo com o canto inferior esquerdo da abertura do lado esquerdo. Na fachada Este o comportamento é idêntico. Realça-se a formação de uma fenda horizontal a todo o comprimento na 2ª fiada e a rotura por corte de um bloco do canto inferior direito da abertura do lado direito.

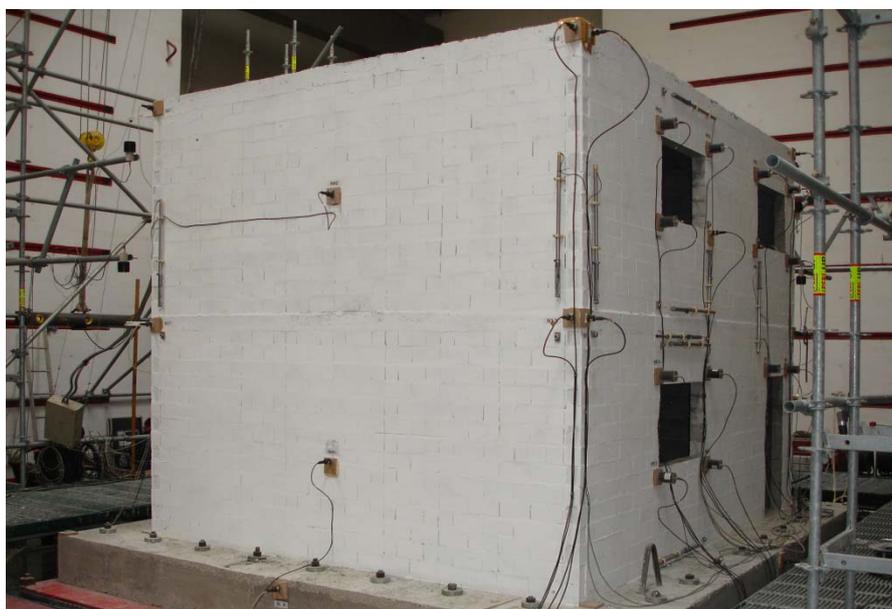


Figura 5.8 – Aspecto após a segunda fase com intensidade de 400% para o edifício de alvenaria armada.

Comparando o dano provocado pelas acções sísmicas nos modelos, e sabendo que acção induzida no edifício de alvenaria armada foi bem superior, o dano verificado neste edifício é bem

reduzido comparado com o modelo de alvenaria não armada para a mesma fase de acção, bem mesmo para acções com maior intensidade.

### 5.3 Análise dos parâmetros indirectos

Os parâmetros são obtidos por formulações com base nos resultados directos. Estes parâmetros podem ajudar a interpretação do desempenho dos edifícios de alvenaria face a acções sísmicas.

#### 5.3.1 *Drift*

Na análise de resultados é comum o uso do parâmetro “*Drift*”, que corresponde à razão entre o valor do deslocamento relativo entre dois pontos consecutivos e a altura entre os mesmos, como se pode verificar pela equação 26:

$$Drift = \frac{u_{Nj+1} - u_{Nj}}{h_{Nj+1} - h_{Nj}} \quad (26)$$

em que:

$u_{Nj+1}$  – deslocamento do ponto  $N_{j+1}$

$u_{Nj}$  – deslocamento do ponto  $N_j$

$h_{Nj+1}$  – altura do ponto  $N_{j+1}$

$h_{Nj}$  – altura do ponto  $N_j$

Os valores de *Drift* para cada uma das direcções são apresentados na Figura 5.9. Em ambas as direcções é possível observar que os valores do 1º e 2º piso são bastante semelhantes. Os drifts laterais observados para intensidades inferiores a 250% são, como seria de esperar em função dos deslocamentos relativos, bastante baixos. Os valores dos drifts apresentam um aumento brusco para a intensidade de 250% de intensidade de acção sísmica. Na direcção Norte/Sul os valores indicam que o dano no 2º piso é superior ao dano no 1º piso para ambas as fases de 250%, enquanto que na direcção Este/Oeste na primeira fase com 250% de intensidade o dano está compreendido no 1º piso e na segunda fase o dano do 2º piso é superior ao do 1º piso.

Estes resultados acompanham a tendência dos deslocamentos relativos discutidos anteriormente.

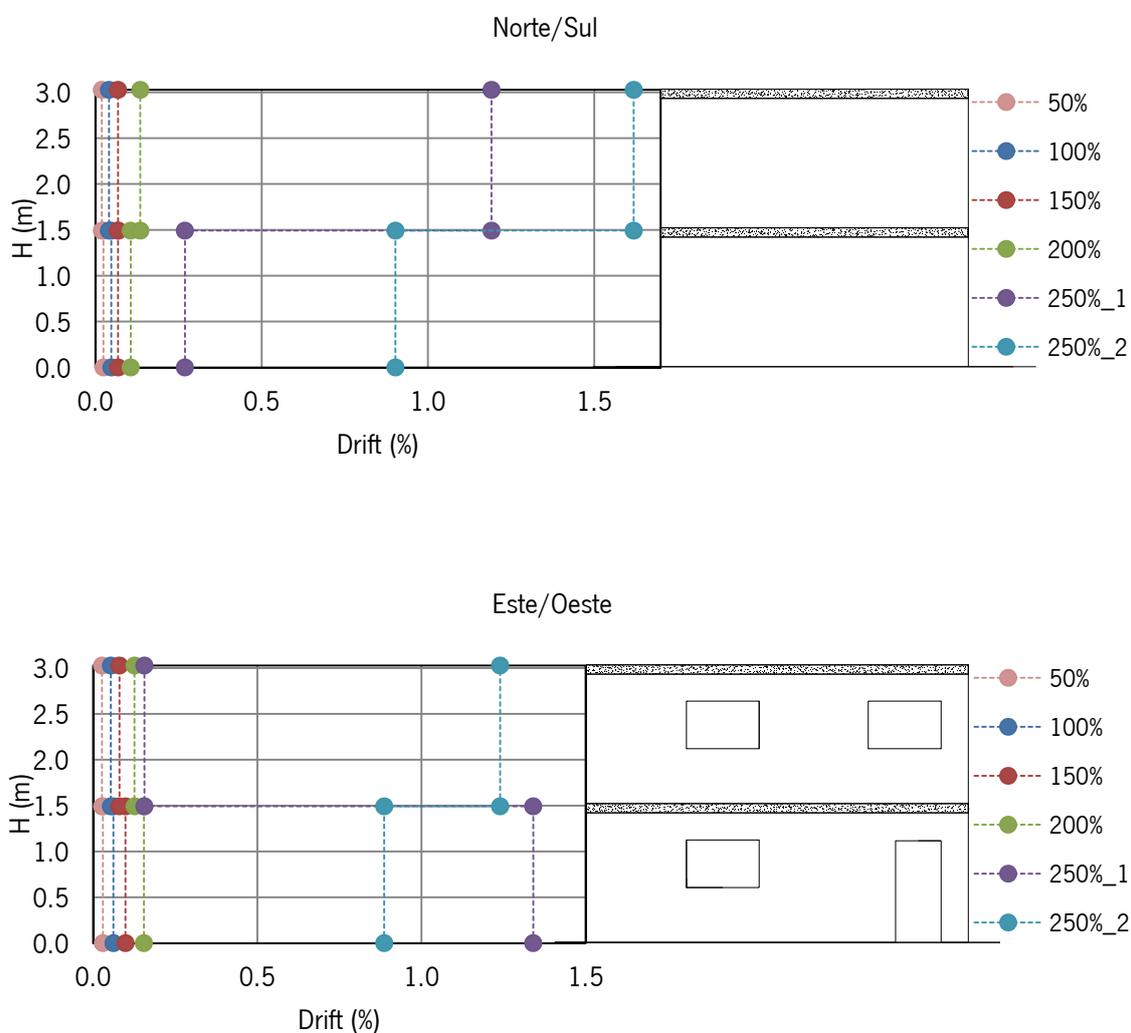


Figura 5.9 – Drifts máximos para o edifício de alvenaria não armada.

No edifício de alvenaria armada, na direcção Norte/Sul obtém-se o valor máximo de *drift* no 1º Piso, sendo que se verifica uma variação gradual com a evolução da intensidade da acção, ver Figura 5.10. Com base nestes resultados pode-se concluir que os danos se encontram ao nível do 1º Piso, sendo os danos no segundo piso muito reduzidos. Nas fachadas com aberturas os valores para as várias intensidades evoluem de forma mais homogénea entre o 1º e 2º piso. Como referido anteriormente, na direcção Norte/Sul a diferença entre os valores de *drift* do 1º Piso para o 2º Piso aumenta com a intensidade sísmica, resultante da concentração do dano no

1º Piso. Na direcção Este/Oeste a diferença de valores do do 1º piso para o 2º não é tão significativa, embora no segundo 2º piso não seja possível identificar fendas abertas.

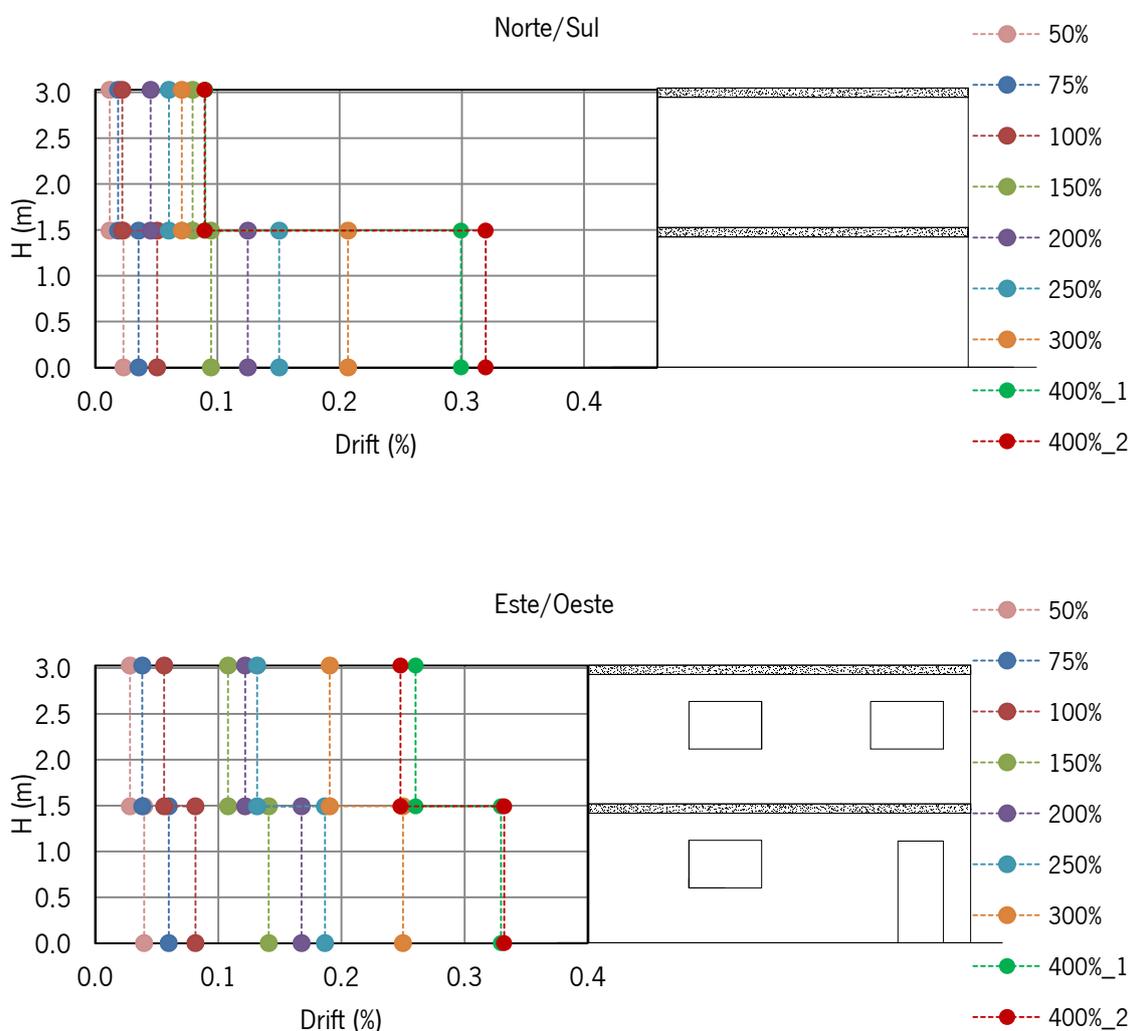


Figura 5.10 – Drifts máximos para o edifício de alvenaria armada.

Comparando os valores de *drift* do edifício de alvenaria não armada com o edifício de alvenaria armada, verifica-se que os valores do primeiro apresentam valores superiores até cinco vezes superiores ao da alvenaria armada, o que conclui que a solução da alvenaria armada traduz uma redução enorme nos valores de *drift*. Refira-se no entanto, que os danos no edifício de alvenaria não armada são muito reduzidos para uma intensidade sísmica de 200% que corresponde a dobrar o PGA característico na zona de Lisboa. Estes resultados parecem mostrar que apesar de

o edifício de alvenaria armada ser claramente mais eficiente, o edifício de alvenaria não armada consegue apresentar um comportamento razoável, sem danos acentuados para níveis elevados de acção sísmica.

### 5.3.2 RMS

Como já referido no Capítulo 1 os parâmetros integrais oferecem maior eficácia na medição do conteúdo em energia de um sismo, que depende da duração da acção sísmica (Augenti e Parisi, 2009). Os parâmetros integrais são definidos pela raiz quadrada em termos de aceleração, velocidade e deslocamento no tempo,  $t_e$ , apresentadas nas equações seguintes:

$$\text{RMSA} = \left[ \frac{1}{t_e} \int_0^{t_e} a^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (4)$$

$$\text{RMSD} = \left[ \frac{1}{t_e} \int_0^{t_e} d^2(t) dt \right]^{1/2} \quad (6)$$

- Análise dos RMSA

Os valores da relação de RMSA para o edifício de alvenaria não armada apresentam-se heterogéneos, de modo que os valores relativos dos pisos para a primeira fase encontram-se com uma diferença muito próxima entre eles. Na direcção Norte/Sul pode observar-se que até à primeira fase de 250% os valores de RMSA do 2º piso são superiores aos do 1º piso. Para a segunda fase de 250% dá-se uma alteração na tendência, isto porque o valor da relação do 2º piso com a base é inferior a 1, logo com base nos resultados já analisados anteriormente podemos dizer que isto se deve aos mecanismos criados pela estrutura, devido aos danos causados pela acção, após a primeira fase de 250%. Na direcção Este/Oeste podemos ver que o fenómeno descrito anteriormente também influencia os valores do RMSA, mas aqui podemos ver que a tendência descrita primeiramente mantém-se. Os valores de RMSA para o 1º piso são inferiores ao da base. Para este edifício a diminuição do valor de RMSA traduz um aumento do dano da estrutura sendo por vezes inferior aos valores da acção induzida.

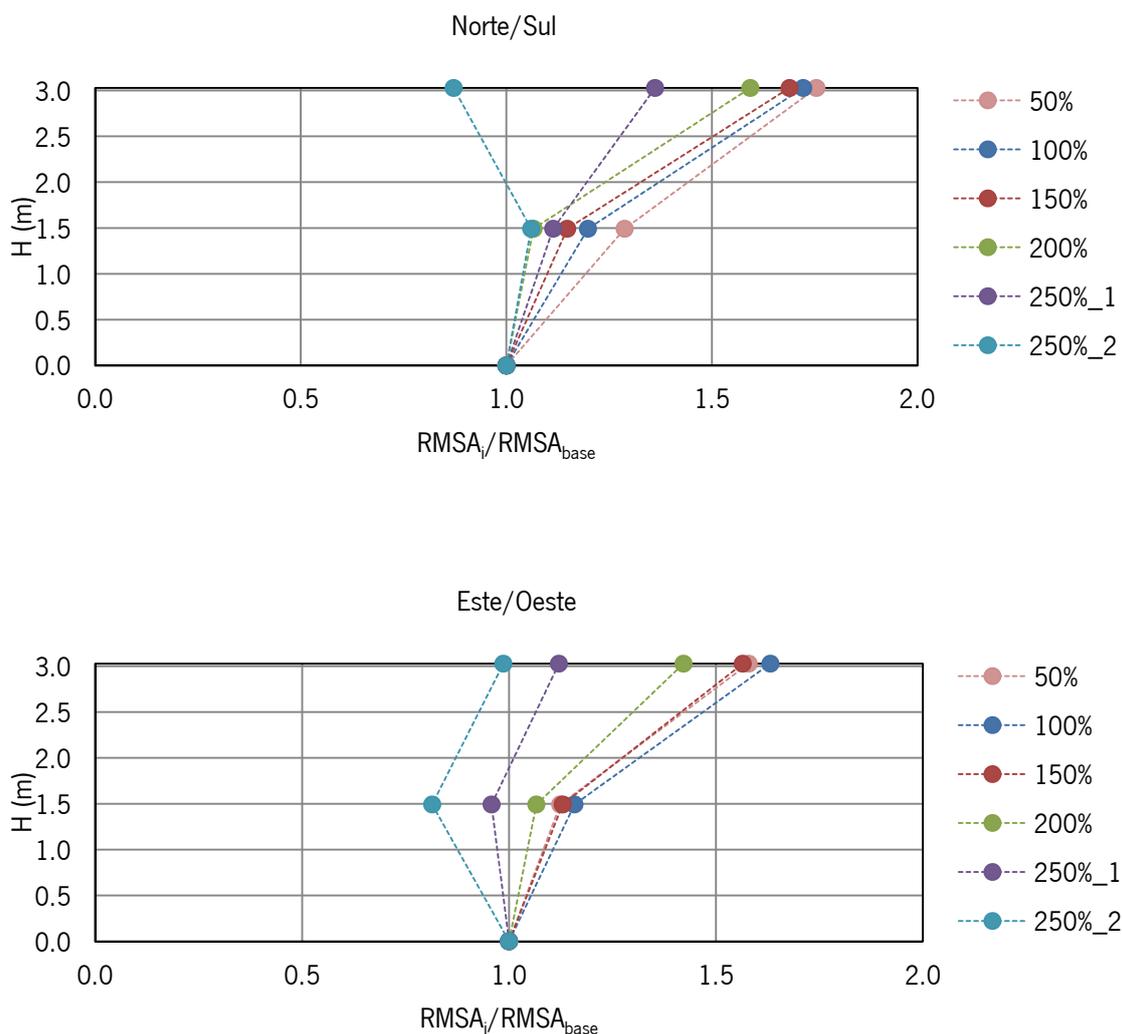


Figura 5.11 – RMSA para o edifício de alvenaria não armada.

No edifício de alvenaria armada os valores do rácio apresentam uma tendência linear, onde a relação base com o 1º piso é muito próxima da relação do 1º piso com o 2º piso. Na direcção Norte/Sul o maior valor corresponde ao da primeira fase e vai reduzindo os valores de RMSA com o incremento das acções sísmicas, apresentando uma variação na ordem do 87%. Na direcção Este/Oeste verifica-se a mesma tendência, ainda que neste caso a variação seja muito menor, estando esta na ordem dos 16%.

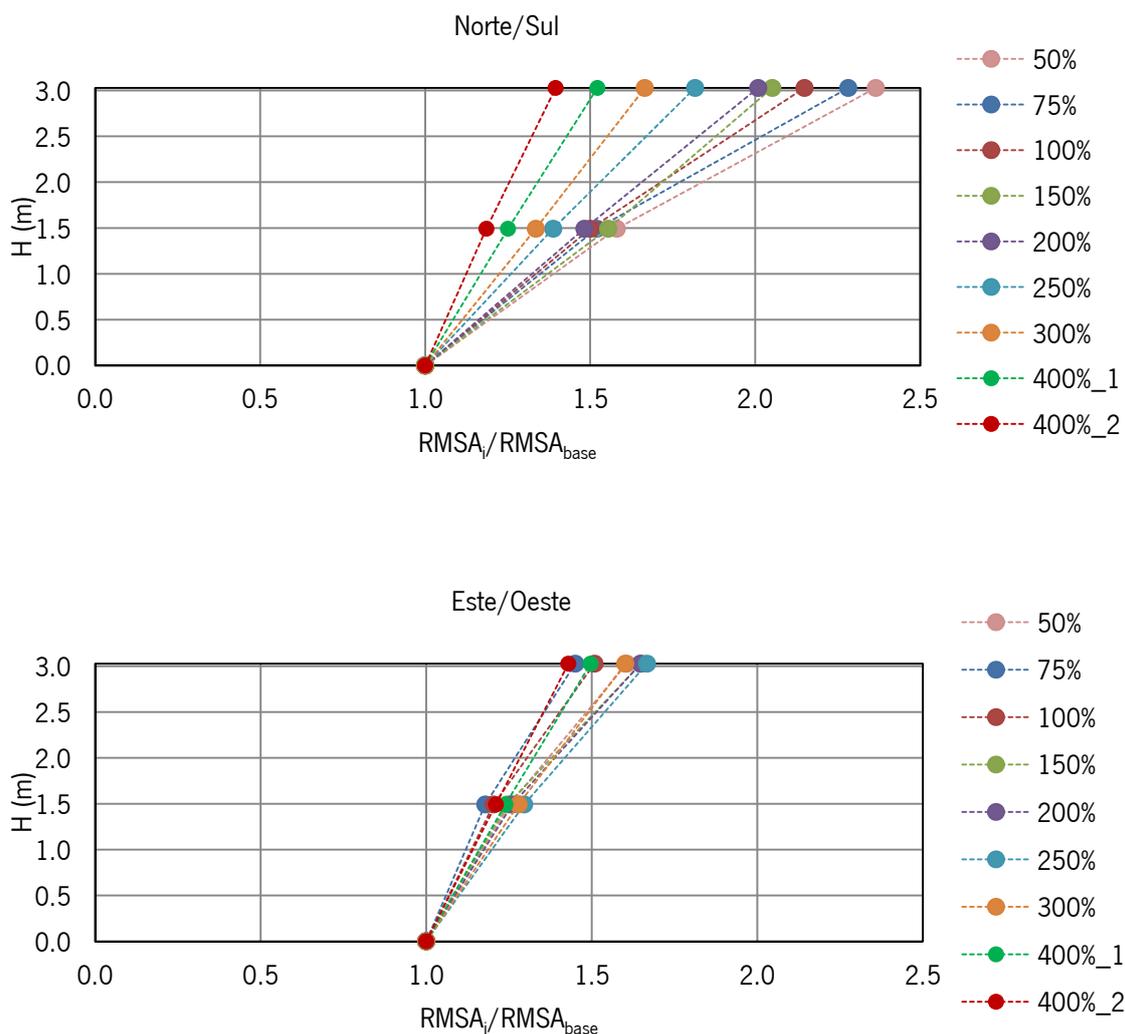


Figura 5.12 – RMSA para o edifício de alvenaria armada.

- RMSD

No edifício de alvenaria não armada até a fase de 200% de intensidade os valores do rácio de RMSD estão muito próximos de um, registando-se apenas a alteração dos valores quando se atinge a fase de 250% em que os valores da primeira das fases aumentam significativamente. Na direcção Norte/Sul e na direcção Este/Oeste os valores do 1º e 2º piso trocam de posições, isto mais uma vez aos mecanismos desenvolvidos pela estrutura.

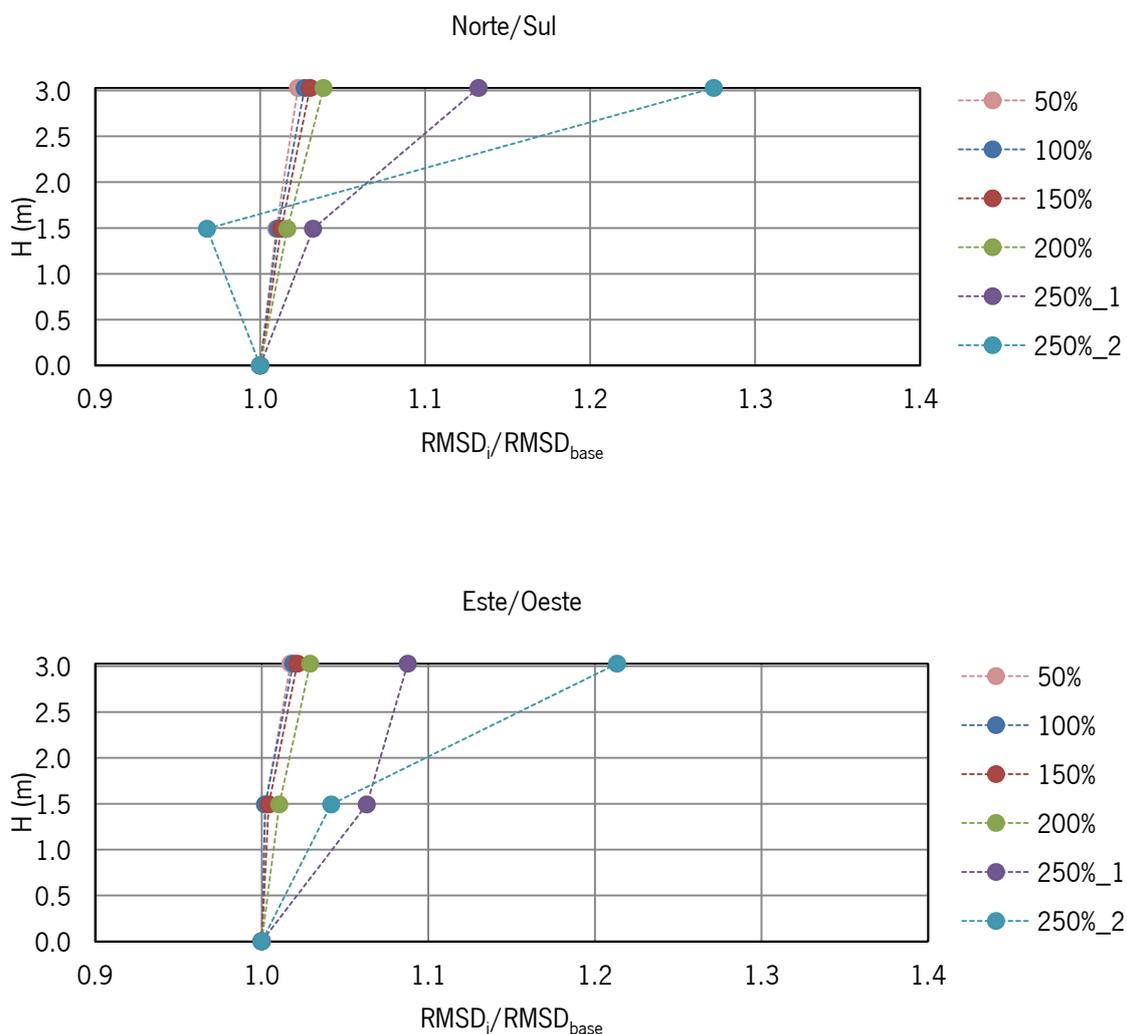


Figura 5.13 – RMSD para o edifício de alvenaria não armada.

No edifício de alvenaria armada os valores da relação de RMSDs são bastantes inferiores aos vistos anteriormente no edifício de alvenaria não armada. A relação de RMSD para a direcção Norte/Sul estão muito próximos do valor 1, um pouco o que acontecia no caso anterior até à fase de 250%. Na direcção Este/Oeste os valores da relação de RMSDs do 1º piso são ligeiramente inferiores, essa diferença é muito reduzida pela grandeza que estes valores apresentam, aos do 2º piso, embora o dano observado neste edifício estive concentrado apenas no 1º piso, e a diferença entre os valores das várias fases não é substancial.

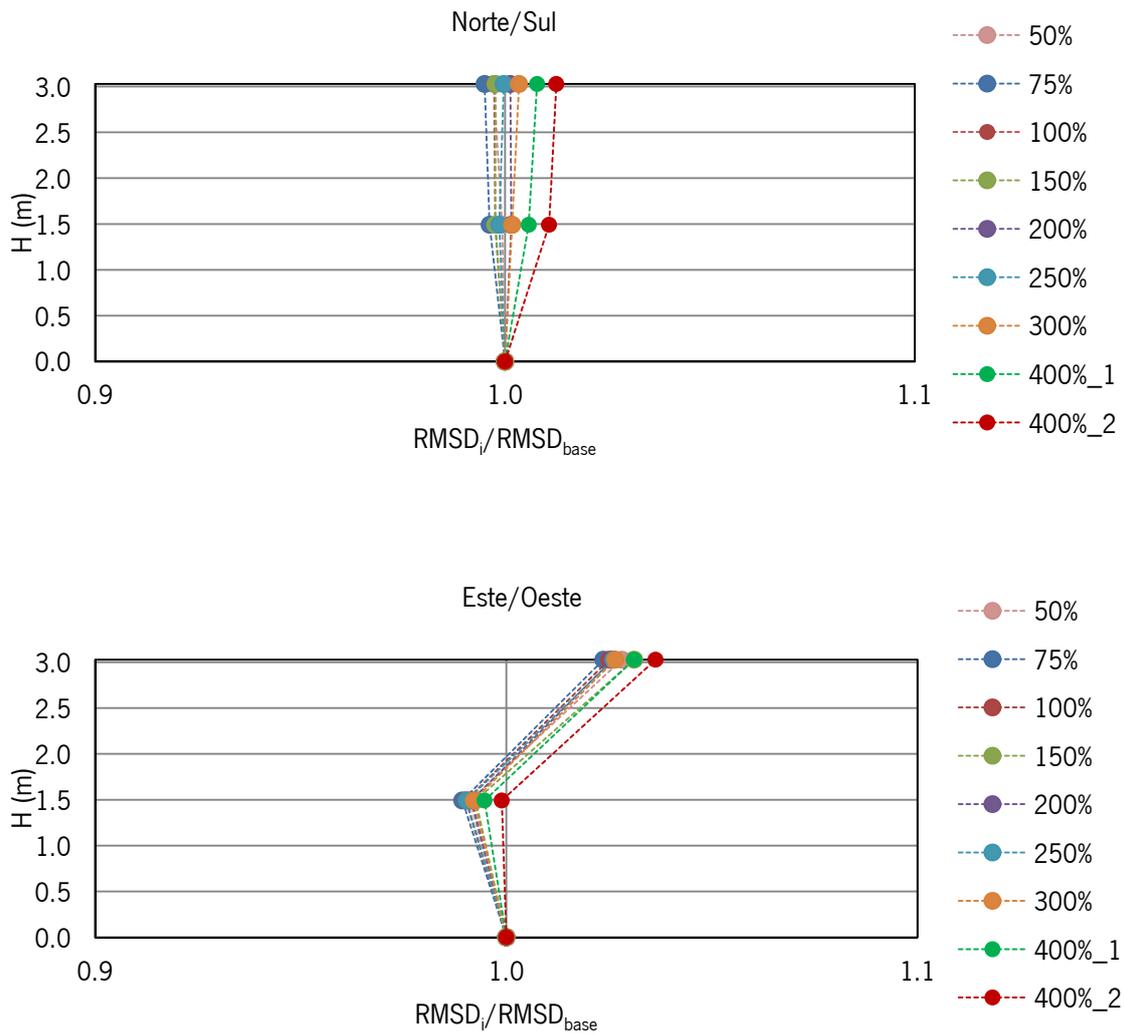


Figura 5.14 – RMSD para o edifício de alvenaria armada.

## ***6. Conclusões e trabalhos futuros***

---



## 6.1 Conclusões

O presente trabalho consistiu na validação tecnológica e mecânica de um sistema de paredes de alvenaria estrutural em blocos de betão. A validação tecnológica foi efectuada através de ensaios de caracterização das propriedades mecânicas ao corte e pela construção de dois edifícios à escala reduzida (de alvenaria não armada e armada respectivamente) para serem ensaiados na mesma sísmica.

Os ensaios de compressão diagonal foram realizados em provetes à escala reduzida com vista à avaliação da influência da configuração de reforço nas propriedades mecânicas de corte da alvenaria, nomeadamente resistência ao corte e módulo de elasticidade transversal. Para além dos parâmetros mecânicos foram avaliados os diagramas tensão-extensão e os modos de rotura. Dos resultados obtidos é possível concluir que:

- a introdução de armaduras horizontais e verticais aumentam a resistência ao corte e contribuem para o aumento do módulo de elasticidade transversal;
- a armadura vertical conduz a um aumento mais significativo de resistência quando comparada com a consideração de armadura horizontal;
- no caso de provetes só com armadura horizontal a rotura dos provetes é maioritariamente associada a fendas ao longo das interfaces bloco-argamassa com o desenvolvimento de fendas horizontais nas juntas com armaduras;
- para provetes só com armaduras verticais, os provetes apresentam uma rotura mais frágil, dado que a fenda de corte atravessa os blocos, o que está associado ao facto de as tensões instaladas serem superiores e a resistência do bloco à tracção ser ultrapassada;
- a armadura horizontal está associada ao aumento considerável da ductilidade. Isto significa que a introdução de armadura vertical deverá ser acompanhada pela introdução de armadura horizontal de modo a obter uma alvenaria mais resistente mais dúctil ao corte;
- A presença simultânea de armaduras verticais e horizontais não se traduz num aumento de resistência mas numa maior ductilidade;

Através da construção dos edifícios à escala reduzida foi possível a sistematização da construção em alvenaria estrutural com a definição das principais dificuldades da tecnologia construtiva. Adicionalmente foram propostas algumas directivas para simplificar e tornar mais racional a construção em alvenaria armada. Através da caracterização mecânica da alvenaria à compressão em provetes construídos durante a construção do edifício foi possível comprovar a qualidade da mão-de-obra através da reduzida dispersão nas propriedades mecânicas;

A validação do desempenho sísmico da alvenaria de blocos de betão à acção sísmica foi efectuada com base em ensaios em mesa sísmica. Como principais resultados pode-se concluir que:

- O edifício de alvenaria não armada tem um bom comportamento às acções sísmicas a que foi sujeita, visto que os deslocamentos máximos relativos atingem um valor de maior amplitude quando imposto a fase com intensidade de 200% da acção base correspondente a uma acção típica de Lisboa. Por outro lado, a fendilhação no edifício para uma intensidade sísmica de referência (nível de carga de 100%) é muito reduzida, o que significa que o dano é muito marginal;
- O edifício de alvenaria armada apresenta um dano significativo para uma acção de 250%. No entanto, a repetição de um sismo de 250% traduz-se num acréscimo de dano, conduzindo à rotura dos cunhais ao nível do primeiro piso mas o edifício não colapsa;
- O edifício de alvenaria armada apresenta um excelente comportamento face às acções incrementadas, como se pode verificar nos deslocamentos máximos que atingem valores reduzidos face às acções sísmicas sujeito. O nível de deslocamentos é muito baixo, o que está associado ao baixo nível de fendilhação. No entanto, a fendilhação desenvolve-se quase exclusivamente ao nível do primeiro piso;
- Comparando os dois edifícios é notória a semelhança até à fase de 200% de intensidade, onde os deslocamentos e a abertura de fendas são reduzidos. Após essa fase os deslocamentos relativos e a abertura de fendas para o edifício de alvenaria não armada atinge valores de grande amplitude, enquanto que o edifício de alvenaria armada continua a apresentar valores reduzidos até para fase com 400% de intensidade da acção base;

- A avaliação do *drift* lateral acompanha a tendência de valores referidos anteriormente. No edifício de alvenaria armada os *drifts* com maior amplitude obtidos estão compreendidos no primeiro piso o que confirma que os maiores danos estão compreendidos no 1º Piso, que por sua vez é comprovado pela fendilhação observada. No caso do edifício de alvenaria não armada os *drifts* são elevados em ambos os pisos, o que está associado ao dano generalizado desenvolvido em ambos os pisos;
- Com os resultados obtidos é possível constatar a que eficiência da solução proposta para alvenaria armada conduz a excelentes resultados traduzidos em níveis de dano muito reduzido correspondentes a acções sísmicas muito elevadas. Por sua vez, o edifício não armado apresenta dano significativo para aproximadamente metade do nível da acção sísmica mas que é o dobro da acção sísmica de referência para uma zona de moderada sismicidade;

Note-se que os resultados são válidos para edifícios de geometria muito regular, praticamente sem excentricidades geométricas, tais como os edifícios ensaiadas na mesa sísmica. Será importante efectuar novo estudo para avaliar a plausibilidade de usar as soluções de alvenaria estrutural propostas em edifícios com alvenaria com geometria mais complexa de modo a ter em conta os efeitos de torção na resposta sísmica das estruturas.

## 6.2 Trabalhos futuros

Para uma melhor avaliação da alvenaria armada de blocos de betão apresento em seguimento dos trabalhos já realizados algumas propostas para trabalhos futuros:

- Para complementar a caracterização dos parâmetros de corte propõe-se a realização de ensaios de compressão diagonal variando, para o mesmo número de varões, a área de secção transversal. Pode-se também realizar ensaios para outras disposições de armadura;
- Na avaliação da alvenaria a acções sísmica é vasta a possibilidade para uma melhor avaliação do seu desempenho. A este nível propõe-se: (1) realização de ensaios na mesa sísmica de edifícios de alvenaria, armada e não armada, com elevada excentricidade entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, mudando a arquitectura do edifício; (2)

consideração de edifícios de alvenaria estrutural em altura para ensaios na mesa sísmica.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM E 519-02: Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, *Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials.

Adell, J., G-Santos, A., Orta, B., Bustamante, R., Pena, J., Blondet, M., Ginocchio, F., V-Garcia, G. (2010) Earthquake - integral masonry system tested in Lima: building performances constructed of adobe & hollow brick, Experimental characterization of stone masonry mechanical properties, 8th International Masonry Conference, p 247-256, Dresden, Alemanha.

Arias A. (1970) A measure of earthquake intensity, *Seismic design of nuclearpower plants*. Cambridge, MA: MIT Press, p 438–468.

Augenti, N., Parisi, F. (2009) Seismic vulnerability and damage of masonry buildings, *13<sup>th</sup> Italian National Conference on Earthquake Engineering (ANIDIS 2009), Paper N° S14.02*, 28 Junho - 2 Julho, Bolonha, Itália.

Bairrão, R., Silva, M. (2009) Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure, *Engineering Structures*, n°31, p 1321-1330.

Bergamo, G., Eusebio, M., Manfredi, G., Prota, A. (2006) Shake table test on a tuff masonry building, *Proceedings of the 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Paper N°698, p 18-22 Abril, São Francisco, California, E.U.A.

Bertero, V., Uang, C.M. (1992) Issues and future directions in the use of an energy approach for seismic resistant design of structures, p 3–22, *Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings*, Fajfar P, Krawinkler H., Elsevier Applied Science, Londres, Reino Unido.

Binda, L., Roberti, G., Tiraboschi, C, Abbaneo, S. (1994) Measuring Masonry Material Properties, *Proceedings of the US-Italian Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*, Tech. Rep., NCEER-94-0021, p 3-24, NCEER-SUNY, Buffalo, Nova Iorque, E.U.A.

Bommer, J.J., Magenes, G., Hancock, J., Penazzo, P., (2004). The Influence of Strong-Motion Duration on the Seismic Response of Masonry Structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 2, p 1-26.

Brignola, A., Frumento, S., Lagomarsino, S. e Podestà, S. (2009) Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression, *International Journal of Architectural Heritage*, 3: 52–73, Copyright Taylor & Francis Group, LLC.

Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S. (2010) The use of the diagonal compression test to identify the shear mechanical parameters of masonry, *Construction and Building Materials* 24 (2010) 677–685.

Calvi, G.M., G.R. Kingsley, and G. Magenes (1996) Testing of Unreinforced Masonry Structures for Seismic Assessment. *Earthquake Spectra, Journal of the Earthquake Engineering Research Institute*, Volume 12, N° 1, Fevereiro 1996.

Carvalho, E. C. (1998), Seismic Testing of Structures, *11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake, Invited Lectures*, 53-64, Paris, França.

Carvalho, E. C., Oliveira, C (1999) *Construção anti-sísmica – Edifícios de pequeno porte, ICT – Informação Técnica – Estruturas*, DIT 13, LNEC, Lisboa, Portugal.

Chávez, M., Meli, R. (2008) Shaking table test of a typical Mexican colonial temple, Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance, *Proceedings of the VI International Conference on Structural Analysis of Historic Construction*, SAHC08, Bath, Reino Unido

Chopra, A.K. (2001) *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, Second Edition*, New Jersey, Prentice Hall.

Cosenza, E., Manfredi, G. (2000) Damage indices and damage measures, *Prog. Struct. Eng. Mater.*, Volume 2 p 50 - 59, Università di Napoli Federico II, Itália.

Drysdale, R., Hamid, A., Baker, L. (1994) *Masonry Structures: behavior and design*, Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall

EC6 (2005) *EN 1996-1-1 Eurocode 6: Design of masonry structures – Part1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*, European Committee for Standardization.

EC8 (2004) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part1: General rules, seismic actions and rules for building*, European Committee for Standardization.

EN1998-1 (2010) Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos: Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, LNEC, 2010.

Frocht M. M., and Arbor A. 1931. Recent advanced in photoelasticity. Transaction, ASME, 55:135–153.

Gouveia, J., Lourenço, P., Vasconcelos, G., (2007) Soluções construtivas em alvenaria, *Congresso Construção 2007 - 3.º Congresso Nacional*, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal.

Gouveia, J., Lourenço, P. (2008) *Desenvolvimento de um Sistema Industrializado em Alvenaria Estrutural*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Haach, V. (2009) *Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Haach, V.G., Vasconcelos, G., Lourenço, P.B., Influence of the geometry of units and filling of vertical joints in the compressive and tensile strength of masonry, Special Issue of Materials Science Forum, Vols 636, 1321-1328, 2010 .

Hendry, A. W. (2001) Masonry walls: materials and construction, *Construction and Building Materials*, Volume 15, p 323-33.

Hendry, A. W. (2002). Engineered design of masonry buildings: fifty years development in Europe, *Prog. Struct. Eng. Mater.*, Volume 4, p 291– 300, University of Edinburgh, Escócia.

Housner, G.W., Jennings, P. C. (1982) *Earthquake design criteria*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, E.U.A.

Khoo, C.L. and Hendry, A.W. (1973). A failure criterion for brickwork in axial compression. Proceedings of third International Brick Masonry Conference. Essen. p 139-45.

Krstevska, L., Tashkov, Lj., Gramatikov, K. and Landolfo, R., Mammana, O., Portioli, F., Mazzolani, F.M. (2008) Shaking table tests on the large scale model of Mustafa Pasha Mosque without and with FRP, Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance, *Proceedings of the VI International Conference on Structural Analysis of Historic Construction*, SAHC08, Bath, Reino Unido.

Kubica, J. e Kaluza, M. (2011), Comparative tests of diagonally compressed unreinforced and bed joint reinforced masonry made of ACC block, AMCM 2011, Cracóvia, Polónia.

Magenes, G; Penna, A; Galasco, A., Da Paré, M. (2010) In-plane cyclic shear tests of undressed double-leaf stone masonry panels, *8th International Masonry Conference*, p 763-772, Dresden, Alemanha.

Mendes<sup>a</sup>, N., Lourenço, P.B., Campos Costa, A. (2010) Ensaios de identificação das propriedades dinâmicas de um modelo experimental de alvenaria, *8º Congresso Nacional de Mecânica Experimental*, CD-ROM, Guimarães, Portugal.

Mendes<sup>b</sup>, N., Lourenço, P.B., Campos Costa, A. (2010) Shaking table tests of stone masonry buildings, *S/R*.

Mohamad, G. (2007). *Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Mosele, F., da Porto, F., Modena, C., Di Fusco, A., Di Cesare, G., Vasconcelos, G., Haach, V., Lourenço, P.B., Beer, I., Schmidt, U., Brameshuber, W., Scheufler, W., Schermer, D. C., Zilch, K. (2006) Developing Innovative Systems for Reinforced Masonry Walls, International masonry conference, 7, p. 82-91, Londres, Reino Unido.

Lourenço, P. B. (1999) *Dimensionamento de Alvenarias Estruturais*, Relatório 99-DEC/E-7, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

LNEC (2006), Apresentação da “Proposta de definição da acção sísmica para o projecto de estruturas – Anexo Nacional do EC8”, Grupo de Trabalho do Eurocódigo 8.

Ramos, L. (2007) *Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

RILEM TC. 1994. 76-LUM. Diagonal tensile strength tests of small wall specimens, 1991. In RILEM, Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. London: E&FN SPON, 488–489.

Sahlin, S. (1971) Recommendations for Design and Erection of Unreinforced and Reinforced Masonry Structures. CIB Recommendations, Publication 94 (CIB, Rotterdam, 1987).

Shariq, M., Abbas, H., Irtaza, H., Qamarudin, M. (2008) Influence of openings on seismic performance of masonry building walls, *Building and Environment*, N°43, p 1232-1240.

Sheppard P., Tercely S., Turnsek V. (1977) The influence of horizontally placed reinforcement on the shear strength and ductility of masonry walls. Proceedings 6th WCEE, New Dehli.

Solórzano, M; Sabbatini, F. (1995) *Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto*, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - BT/PCC/141, São Paulo, Brasil.

Tercely S., Sheppard, P. (1984) The load-carrying capacity and deformability of reinforced and unreinforced masonry walls. Proceedings CIB W23 Commission Symposium on Wall Structures, Vol. I, Warszawa.

Tomažević, M., Zarnič R. (1985) The effect of horizontal reinforcement on the strength and ductility of masonry at shear failure. Proceedings 7th International Brick Masonry Conference, Vol. II, Melbourne.

Tomažević, M., LUTMAN M. (1988) Design of reinforced masonry walls for seismic actions. Proceedings 8th International Brick masonry Conference, Vol. II, Dublin.

Tomažević, M., Lutman, M., Petkovič, L. (1996) Seismic behaviour of masonry walls: experimental simulation, *Journal of Structural Engineering*, Volume 122(9), p 1040-1047.

Tomažević, M. (1999) Earthquake-Resistance Design of Masonry Buildings, *Series on Innovation in Structures and Construction- Vol. 1*, Imperial College Press, Londres, Reino Unido.

Tomažević, M. (2000) Some aspects of experimental testing of seismic behavior of masonry walls and models of masonry buildings, *ASET Journal of Earthquake Technology*, Paper n°404, Vol.37, N°4, p 101-117.

Tomažević, M., Klemenc, I., Weiss, P. (2009) Seismic upgrading of old masonry buildings by seismic isolation and CFRP laminates: a shaking-table study of reduced scale models, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Volume 7, N° 1, p 293-321.

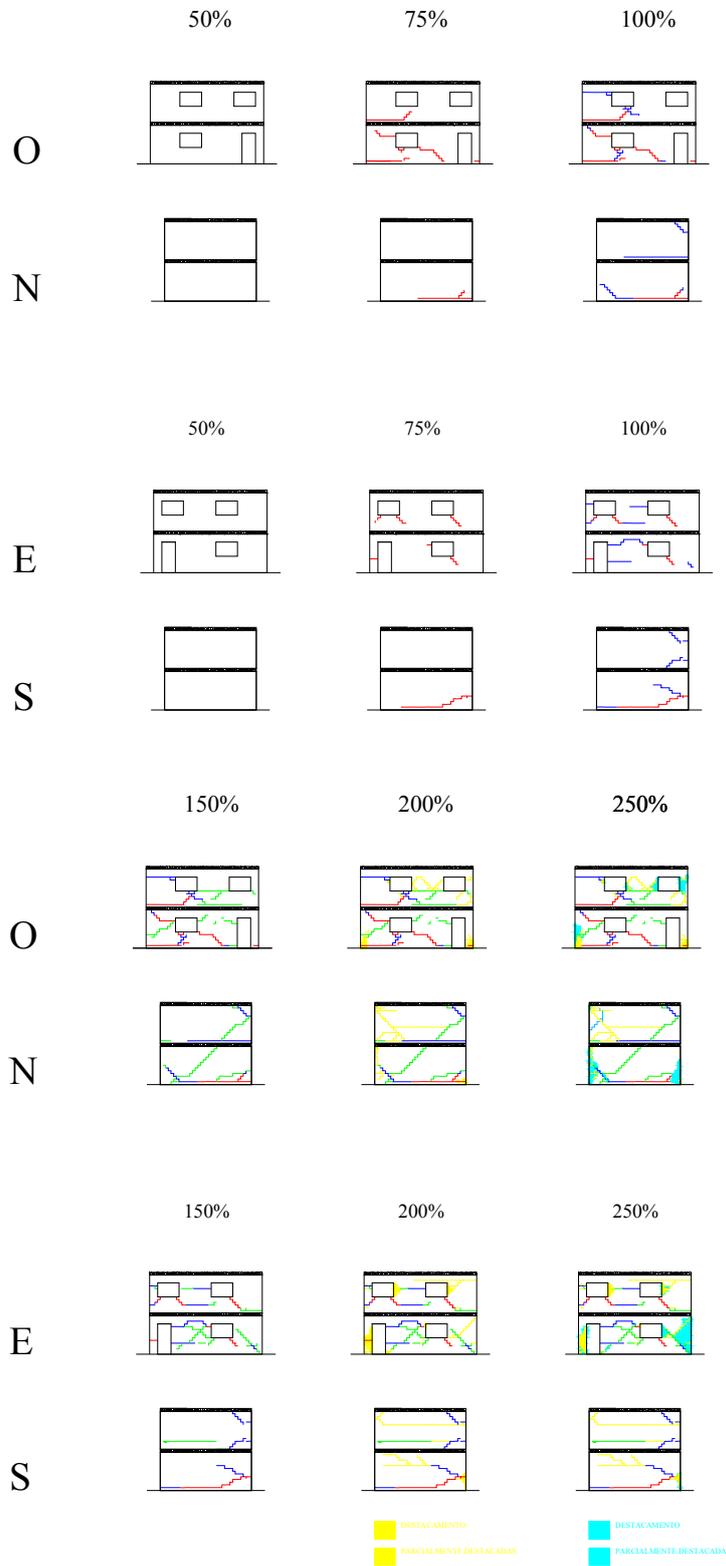
Valluzzi, M., Tinazzi, D., Modena, C. (2002) Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates, *Construction and Building Materials*, Volume 16, p 409–416.

Vasconcelos, G. (2005) *Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Wendler, A (2007). [http://www.wendlerprojetos.com.br/noticias\\_view.asp?id=4](http://www.wendlerprojetos.com.br/noticias_view.asp?id=4), Junho, 2010.

ANEXO A

- Padrão de fendilhação do edifício de alvenaria não armada



- Padrão de fendilhação do edifício de alvenaria armada

