U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA E ANÁLISE NUMÉRICA DE ELEMENTOS PARA ALVENARIA COM ISOLAMENTO TÉRMICO DISTRIBUÍDO

RUI MIGUEL ALMEIDA VIEIRA DE SOUSA

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob a orientação do Professor João Paulo Miranda Guedes e co-orientação do Professor Hipólito José Campos de Sousa do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

JULHO DE 2009

Dedico este trabalho ao meu pai (em memória)
e à minha mãe pelo exemplo de vida e amor

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aos meus amigos e familiares que, de alguma forma, contribuíram indirectamente na concretização deste trabalho. Gostaria de mencionar em particular alguns colegas de profissão e amigos que contribuíram directamente na concretização desta dissertação, nomeadamente:

- Um agradecimento especial ao meu Orientador, Prof. João Paulo Miranda Guedes, pelo seu empenho e dedicação na orientação deste trabalho e pelas sugestões construtivas que tanto enriqueceram o conteúdo desta dissertação;
- Um agradecimento especial ao meu Co-orientador, Prof. Hipólito de Sousa, pelas suas sugestões e motivação no desenvolvimento do tema desta dissertação, pela disponibilização dos meios existentes no Laboratório de Sistemas e Componentes da FEUP, do qual é Director, e pelo apoio prestado em diversos níveis da minha vida profissional;
- Gostaria de agradecer à empresa Maxit-Portugal, em particular aos Engenheiros Fontes de Melo e Fernando Teixeira, pelo apoio e meios disponibilizados, os quais foram fundamentais para a concretização da parte experimental desta dissertação;
- Um agradecimento à ADI - Agência de Inovação, pelo incentivo disponibilizado ao projecto de desenvolvimento do sistema de alvenaria que foi objecto de estudo desta dissertação;
- Um agradecimento ao Laboratório de Materiais de Construção e ao Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural da FEUP pela disponibilização dos meios laboratoriais;
- Um agradecimento ao Departamento de Engenharia Mecânica pela disponibilização do software Abaqus;
- Gostaria de agradecer ao Prof. José Amorim Faria pelo seu incentivo, apoio moral e amizade que sempre demonstrou ao longo destes anos;
- Um agradecimento aos alunos Hugo Gomes e João Nascimento pelo apoio prestado na realização dos ensaios.

RESUMO

As actuais exigências europeias associadas à eficiência energética e à segurança estrutural dos edifícios, e em particular às paredes de fachada, motivaram o desenvolvimento de um sistema de alvenaria que permita satisfazer, em simultâneo, os requisitos do novo regulamento das características de comportamento térmico dos edifícios (RCCTE) e estruturais dos Eurocódigos 6 e 8. O objectivo principal deste sistema é realizar paredes espessas de alvenaria de pano simples com funções estruturais e com funções de isolamento térmico, sem recorrer ao uso de materiais complementares (placas de isolamento térmico). Este sistema de alvenaria é constituído por blocos de betão com agregados de argila expandida e por juntas descontínuas de argamassa leve.

No entanto, o conhecimento sobre o comportamento mecânico deste tipo de paredes é ainda escasso, disperso e pouco divulgado. Por outro lado, a construção de alvenaria resistente em Portugal não é uma prática corrente quando comparada com outros países europeus onde o seu uso é relativamente aceite e generalizado.

Neste enquadramento, o objectivo principal desta dissertação consiste no estudo do comportamento mecânico de alvenaria constituída por blocos de betão com agregados de argila expandida, realizando ensaios em laboratório e simulações numéricas através do MEF. Desta forma os resultados obtidos nesta dissertação pretendem dar uma contribuição para o conhecimento do comportamento mecânico deste tipo alvenaria.

Neste trabalho foi efectuada a caracterização experimental da argamassa, de blocos e de pequenas paredes de alvenaria construídas em laboratório. De uma forma geral são caracterizadas as curvas de resposta e algumas das principais características mecânicas dos elementos. Ao nível dos provetes de alvenaria foi caracterizado o comportamento à compressão simples e ao corte no plano de solicitação.

Após a fase experimental, foi efectuada a análise numérica. Para o efeito recorreu-se à micromodelação dos provetes testados em laboratório, utilizando um modelo de análise não linear calibrado e validado de acordo com os resultados experimentais. Este modelo permitiu realizar uma análise de sensibilidade numérica da alvenaria perante a variação de alguns parâmetros que influenciam o seu comportamento mecânico.

Por fim, tendo como base o conhecimento existente, analisam-se os resultados obtidos e formularam-se algumas conclusões. Complementarmente foi efectuada uma comparação entre algumas das propriedades obtidas na caracterização efectuada com a metodologia do Eurocódigo 6.

PALAVRAS-CHAVE: agregados de argila expandida, blocos, alvenaria, caracterização experimental, calibração, caracterização numérica, análise de sensibilidade.

ABSTRACT

The recent European requirements concerning energy efficiency and structural safety in masonry building envelopes, motivated the development of a masonry system that allow to meet, simultaneously, the requirements of the new regulation of thermal behaviour in buildings (RCCTE) and the structural demands of the Eurocodes 6 and 8. The main scope of this masonry system is to achieve large single leaf external walls with structural and thermal requirements, without thermal insulation materials. The masonry system is based on lightweight concrete units bedded on lightweight mortar strips joints.

However, the knowledge about the mechanical behaviour of this kind of masonry system is sparse and underdeveloped. Meanwhile, the use of masonry structural buildings is not a common practice in Portugal by comparison to other European countries, where its use is generally accepted and recurrent.

Concerning these aspects, the main scope of this dissertation is to study the mechanical behaviour of masonry made with lightweight concrete units, trough laboratory tests and numerical simulations using FEM. The results obtained in this dissertation intend to be a contribution to the knowledge about the mechanical behaviour of this kind of masonry.

Is this work, the experimental characterization of mortar, blocks and small walls constructed in the laboratory is made. The stress-strain response curves and some of the main mechanical properties are characterized. In particular, the experimental campaign on small wall samples allowed the characterization of in-plane shear and uniaxial compression behaviour of the masonry.

After the experimental work, a numerical analysis was made. Micro-modelling of masonry samples tested in laboratory was made through a non linear behaviour model that was calibrated to meet the experimental results. This numerical model was afterwards used to make a sensitive analysis by changing some parameters that influence the mechanical response of the masonry walls.

Finally, based on the general knowledge, the results obtained were analysed and some conclusions were made. Also a comparison between the mechanical properties obtained in this dissertation and the mechanical properties obtained according to the Eurocode 6 methodology was made.

KEYWORDS: expanded clay aggregates, blocks, masonry, mechanical characterization, calibration, numerical characterization, sensitive analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO 1

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2

Capítulo 2

ESTADO DA ARTE - Caracterização Mecânica de Alvenaria

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.1.1. BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA 3

2.1.2. A CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ALVENARIAS 5

2.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA 8

2.2.1. ASPECTOS GERAIS DO SEU COMPORTAMENTO 8

2.2.2. MECANISMOS DE ROTURA POSSÍVEIS 11

2.2.3. ASPECTOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA À COMPRESSÃO SIMPLES 12

2.2.3.1. Mecanismo de rotura 12

2.2.3.2. Modelos simplificados 14

2.2.4. ASPECTOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA AO CORTE NO SEU PLANO 21

2.2.4.1. Mecanismos de rotura 21

2.2.4.2. Modelos simplificados 22

2.3. INFLUÊNCIA DE ALGUNS FACTORES NA RESISTÊNCIA MECÂNICA DA ALVENARIA 27

2.3.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES 27

2.3.2. ESPESSURA DAS JUNTAS DE ASSENTAMENTO 29

2.3.3. JUNTAS HORIZONTAIS DESCONTÍNUAS 31

2.3.4. JUNTAS VERTICAIS NÃO PREENCHIDAS OU SECAS 32

2.3.5. INFLUÊNCIA DOS REVESTIMENTOS 33

2.3.6. ADERÊNCIA ENTRE OS ELEMENTOS 36

2.4.MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA 39

2.4.1. MODELAÇÃO CLÁSSICA COM ELEMENTOS FINITOS 39

2.4.2. MODELAÇÃO COM MODELOS DE DANO 42

2.4.2.1. Conceitos gerais 42
2.4.2.2. Modelação da alvenaria 44
2.4.3. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DISCRETOS 45

Capítulo 3

DESENVOLVIMENTO DE UM BLOCO E SISTEMA DE ALVENARIA

3.1. INTRODUÇÃO 49
3.2. MOTIVAÇÃO DO PROJECTO 49
3.3. DESENVOLVIMENTO DO BLOCO E DO SISTEMA DE ALVENARIA 50
3.3.1. CONCEPÇÃO DO BLOCO E DO SISTEMA DE ALVENARIA 50
3.3.2. PRODUÇÃO EXPERIMENTAL 55
3.3.3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL 58
3.4. CONCLUSÕES GERAIS 58

Capítulo 4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

4.1. INTRODUÇÃO 59
4.2. PLANIFICAÇÃO GLOBAL DE ENSAIOS 60
4.3. DESCRIÇÃO SUCINTA DO SISTEMA DE ALVENARIA 64
4.3.1. UNIDADES OU BLOCOS DE BETÃO LEVE 64
4.3.2. ARGAMASSA PARA JUNTAS DE ASSENTAMENTO 65
4.4. PRINCIPAL EQUIPAMENTO DE ENSAIO 67
4.4.1. SISTEMA DE ENSAIOS MECÂNICOS À COMPRESSÃO SIMPLES (BLOCOS E PAREDES DE ALVENARIA) . 67
4.4.2. SISTEMA DE ENSAIOS MECÂNICOS AO CORTE (PROVETES DE ALVENARIA) 68
4.4.3. SISTEMA DE ENSAIOS MECÂNICOS À FLEXÃO E COMPRESSÃO (PEQUENOS ELEMENTOS) 68
4.5. ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ALVENARIA 69
4.5.1. CARACTERIZAÇÃO DAS UNIDADES (BLOCOS DE BETÃO LEVE) 69
4.5.1.1. Resistência à compressão simples 69
4.5.1.2. Dimensões e tolerâncias 72
4.5.1.3. Percentagem de furação e volume efectivo 73
4.5.1.4. Massa volúmica real e aparente 73
4.5.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO 74
4.5.2.1. Resistência à compressão simples e resistência à tracção por flexão 74
4.6. ENSAIOS AOS PROVETES DE PAREDES DE ALVENARIA 75

4.6.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA À COMPRESSÃO SIMPLES 75
4.6.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA AO CORTE 77
4.6.2.1. Resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento 77
4.6.2.2. Resistência ao corte (via compressão diagonal) 79
4.7. ENSAIOS SIMPLIFICADOS EM PEQUENOS ELEMENTOS 80
4.7.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA À COMPRESSÃO SIMPLES DE PROVETES COM 2 BLOCOS 81
4.7.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO BETÃO CONSTITUINTE DOS BLOCOS 81
4.7.2.1. Resistência à compressão simples 83
4.7.2.2. Resistência à tracção por flexão 84
4.8. EXECUÇÃO DOS PROVETES DE ALVENARIA E DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO 85
4.8.1. ASPECTOS DA EXECUÇÃO DOS PROVETES 85
4.8.2. ASPECTOS DA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS 91
4.8.3. CONTROLO DOS MATERIAIS E DA CONSTRUÇÃO DOS PROVETES 93
4.9. EXPRESSÕES PARA PÓS-TRATAMENTO DE RESULTADOS 93
4.9.1 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS ELEMENTOS 94
4.9.1.1. Determinação da resistência à compressão simples normalizada dos blocos 94
4.9.1.2. Determinação das curvas de resposta à compressão simples dos blocos 94
4.9.1.3. Determinação das características mecânicas da argamassa 95
4.9.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DAS PAREDES DE ALVENARIA 95
4.9.2.1. Determinação das características mecânicas à compressão simples 95
4.9.2.2. Determinação da resistência ao corte (via compressão diagonal) 96
4.9.2.3. Determinação da resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento 96
4.9.2.4. Determinação das curvas de resposta 97
4.9.3. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE PEQUENOS ELEMENTOS – ENSAIOS SIMPLIFICADOS 97
4.9.3.1. Características mecânicas dos septos dos blocos e cubos de betão leve 97
4.9.3.2. Caracterização mecânica à compressão simples de provetes com 2 blocos 97
4.10. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS 98
4.10.1. ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES 98
4.10.1.1. Caracterização física e mecânica dos blocos 98
4.10.1.2. Caracterização mecânica da argamassa 103
4.10.2. ENSAIOS SIMPLIFICADOS 103
4.10.2.1. Caracterização mecânica dos septos e cubos de betão leve 103
4.10.2.2. Caracterização mecânica de provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos 106
4.10.3. ENSAIOS ÀS PAREDES DE ALVENARIA 109

4.10.3.1. Caracterização mecânica à compressão simples 109
4.10.3.2. Caracterização mecânica ao corte (via compressão diagonal) 112
4.10.3.3. Caracterização mecânica ao corte nas juntas de assentamento 118
4.10.3.4. Pesagem dos provetes de alvenaria 125
4.11. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS 125
4.11.1 ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES 125
4.11.1.1. Blocos 125
4.11.1.2. Argamassas de assentamento 128
4.11.2. ENSAIOS SIMPLIFICADOS EM PEQUENOS ELEMENTOS 129
4.11.2.1. Septos e cubos 129
4.11.2.2. Provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos 130
4.11.3. ENSAIOS EM PAREDES DE ALVENARIA 132
4.11.3.1. Resistência à compressão simples 132
4.11.3.2. Resistência ao corte (via compressão diagonal) 134
4.11.3.3. Resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento 137
4.11.4.ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS DE PROVETES DE ALVENARIA À COMPRESSÃO SIMPLES 138
4.11.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS AO CORTE NOS PROVETES DE ALVENARIA 140
4.12 CONCLUSÕES GERAIS 141

Capítulo 5

ANÁLISE NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

5.1. INTRODUÇÃO 145
5.2. CONCEITOS TEÓRICOS DO MODELO NUMÉRICO 145
5.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) 145
5.2.2. RESOLUÇÃO PROBLEMAS NÃO LINEARES 147
5.2.3. MODELOS DE CONTACTO 149
5.2.4. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS 151
5.2.4.1. Conceitos gerais do modelo de dano plástico utilizado 152
5.2.4.2. Conceitos de plasticidade do modelo utilizado 155
5.3. GERAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO 158
5.3.1. BREVE DESCRIÇÃO DO PROGRAMA UTILIZADO 158
5.3.2. GEOMETRIA DOS PROVETES 158
5.3.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS 159
5.3.3.1. Argamassa das juntas de assentamento e reboco 160

5.3.3.2. Betão constituinte dos blocos 161
5.3.4. Aspectos da Modulação Matemática 163
5.3.5. Condições de Apoio e Aplicação de Carga 164
5.3.5.1. Condições de apoio 164
5.3.5.2. Aplicação de carga 164
5.3.6. Modelação das Juntas de Interface 165
5.3.7. Pós-Processamento de Resultados 166
5.4. Calibração e Validação do Modelo numérico 166
5.4.1. Calibração do Modelo Constitutivo do Betão Constituinte dos Blocos 167
5.4.2. Calibração do Modelo Constitutivo da Argamassa 170
5.4.3. Validação do Modelo Numérico – Simulação dos Provetes de Alvenaria 170
5.4.3.1. Simulação à compressão simples 170
5.4.3.2. Simulação à compressão diagonal (corte) 174
5.4.3.3. Possíveis limitações do modelo numérico 181
5.4.4. Análise Sucinta das Tensões e Deformações 181
5.4.4.1. Provetes de alvenaria simulados à compressão simples 181
5.4.4.2. Provetes de alvenaria simulados à compressão diagonal (corte) 184
5.5. Análise de Sensibilidade 187
5.5.1. Caracterização Numérica de Ensaios à Compressão Simples 187
5.5.1.1. Variação das propriedades pecânicas da argamassa 187
5.5.1.2. Variação das propriedades mecânicas do bloco 188
5.5.1.3. Variação da configuração geométrica das juntas de assentamento 189
5.5.2. Caracterização Numérica de Ensaios à Compressão Diagonal (Corte) 192
5.5.2.1. Variação das Propriedades mecânicas da argamassa 192
5.5.2.2. Variação das Propriedades mecânicas do bloco 193
5.5.2.3. Variação das propriedades mecânicas do revestimento 194
5.5.2.4. Variação da configuração geométrica das juntas de assentamento 195
5.5.4. Apreciação dos Resultados 198
5.5.4.1. Variação das propriedades mecânicas dos elementos 198
5.5.4.2. Variação da configuração geométrica das juntas 199
5.5.4.3. Comparação dos resultados com a metodologia do EC6 201
5.6. Conclusões Gerais 203

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES FINAIS 207

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 208

BIBLIOGRAFIA 211

ANEXOS 221

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

ESTADO DA ARTE - Caracterização Mecânica de Alvenaria

Fig. 2.1 - Exemplos de construções em alvenaria 3

Fig. 2.2 - "Set up" do ensaio ao corte desenvolvido por Bauschinger em 1873 4

Fig. 2.3 - Exemplos de diferentes possibilidades de configuração geométrica para blocos de betão ... 5

Fig. 2.4 - Exemplos de diferentes possibilidades de configuração geométrica para blocos cerâmicos. 5

Fig. 2.5 - Exemplos do comportamento mecânico à compressão de materiais utilizados nos elementos de alvenaria 6

Fig. 2.6 - Exemplos de paredes estruturais de alvenaria 6

Fig. 2.7 - Exemplos de paredes estruturais de alvenaria 7

Fig. 2.8 - Diferentes tipologias de paredes dadas pela forma de assentamento dos blocos 7

Fig. 2.9 - Exemplo de materiais com comportamento tipicamente frágil, quase-frágil e plástico 9

Fig. 2.10 - Exemplo de um caso de solicitação onde a fractura ocorre para níveis de tensão relativamente baixos, originando coeficientes de Poisson elevados 9

Fig. 2.11 - (a) Efeito das solicitações e do confinamento no plano de paredes de alvenaria, (b) modos de rotura típicos que podem ocorrer em simultâneo (c)diferentes direcções de solicitação possíveis 10

Fig. 2.12 - Representação esquemática de alguns mecanismos de rotura para a alvenaria 11

Fig. 2.13 - Modelo de comportamento da alvenaria à compressão simples quando a argamassa é mais deformável que o bloco 12

Fig. 2.14 - Modelo de Cheema e Klingner 13

Fig. 2.15 - Comparação entre resultados experimentais e numéricos 15

Fig. 2.16 - Resistência característica à compressão simples de alvenarias (fk) dada em função da resistência à compressão normalizada dos blocos (fb) 17

Fig. 2.17 - Curva de resposta genérica à compressão simples da alvenaria considerada no EC6 18

Fig. 2.18 - Exemplos de curvas de resposta para diferentes tipos materiais utilizados em blocos de alvenaria 18

Fig. 2.19 - Exemplo da influência da direcção de carga aplicada no comportamento da alvenaria à compressão simples 20

Fig. 2.20 - Distribuição teórica das cargas aplicadas perpendicularmente às juntas de assentamento em paredes construídas com blocos assentes sem coincidência das juntas verticais 20

Fig. 2.21 - Mecanismos principais de rotura ao corte com compressão 22

Fig. 2.22 - Estado de tensão compressão/corte de acordo com Mann&Müller 22

Fig. 2.23 - Rotura ao corte nas paredes em função da intensidade das tensões de compressão aplicadas 23

Fig. 2.24 - Representação esquemática da envolvente das tensões de rotura 23

Fig. 2.25 - Ensaio ao corte nos provetes constituídos por blocos de betão de argila expandida 26

Fig. 2.26 - Modelo adoptado no EC6 para o cálculo da resistência ao corte 26

Fig. 2.27 - Relação entre a resistência à compressão da alvenaria (fk) e da argamassa (fm), expressas relativamente à resistência dos blocos (fb) 28

Fig. 2.28 - Influência da espessura da junta de argamassa nos módulos de elasticidade da alvenaria e da argamassa em função do módulo de elasticidade do bloco 29

Fig. 2.29 - Influência da espessura da argamassa na resistência à compressão da alvenaria em função da resistência da argamassa e do bloco 30

Fig. 2.30 - Mecanismo de equilíbrio e de distribuição de tensões no septos transversais em blocos assentes em juntas descontinuas 31

Fig. 2.31 - Mecanismo de rotura à compressão simples em alvenaria com juntas horizontais descontínuas 31

Fig. 2.32 - Curvas de resposta de ensaios à compressão diagonal em provetes reforçados com reboco armado e em provetes sem qualquer tipo de reforço 34

Fig. 2.33 - Curvas de resposta tensão-distorção em painéis de alvenarias não reforçados (D0000), reforçados numa face (D0100) e nas duas faces (D1100) 35

Fig. 2.34 - Síntese comparativa dos resultados de resistência e deformabilidade da alvenaria em função da utilização de juntas com argamassa-cola (rectified) e juntas com argamassa corrente (normal) 37

Fig. 2.35 - Relação entre a resistência à compressão da alvenaria e a aderência bloco-junta 38

Fig. 2.36 - Estratégias de modelação de alvenaria 41

Fig. 2.37 - Representação esquemática do modelo de junta-compósito 41

Fig. 2.38 - Superfície de cedência e sua evolução em regime plástico para os diferentes modos de rotura 42

Fig. 2.39 - Critérios de cedência das juntas para os diferentes modos de rotura 42

Fig. 2.40 - Comportamento de dano plástico de materiais semelhantes ao betão 43

Fig. 2.41 - Resistência do betão em estado biaxial/plano de tensão 44

Fig. 2.42 - Funcionamento do algoritmo de marcação de elementos 45

Fig. 2.43 - Componentes de tensão nas juntas de assentamento 45

Fig. 2.44 - Principio de funcionamento da formulação por elementos discretos 46

Fig. 2.45 - Modelo de contacto deformável em que u_s representa a componente de deslizamento e u_n representa a sobreposição dos elementos 47

Capítulo 3

DESENVOLVIMENTO DE UM BLOCO E SISTEMA DE ALVENARIA

Fig. 3.1 - Esquemas de concepção do bloco de base do sistema 51

Fig. 3.2 - Esquemas do bloco de remate com topo liso 52
Fig. 3.3 - Esquemas do bloco para realização de meias peças 52
Fig. 3.4 - Esquema de concepção do aparelho de assentamento 53
Fig. 3.5 - Cunhal em alvenaria armada 53
Fig. 3.6 - Zona de ligação entre paredes exterior/interior de alvenaria armada 54
Fig. 3.7 - Esquema construtivo do sistema de alvenaria desenvolvido para alvenaria armada 55
Fig. 3.8 - Esquema de concepção do molde com a distribuição dos blocos 56
Fig. 3.9 - Molde executado para produção dos blocos em fábrica 56
Fig. 3.10 - Bloco de base 57
Fig. 3.11 - Bloco de remate com topo liso 57
Fig. 3.12 - Bloco para realização de meias peças 58

Capítulo 4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

Fig. 4.1 - Exemplo do bloco de base produzido experimentalmente em fábrica 65
Fig. 4.2 - Exemplo do meio-bloco produzido experimentalmente em fábrica 65
Fig. 4.3 - Amostra de uma embalagem da argamassa utilizada para realizar as juntas de assentamento 66
Fig. 4.4 - Esquema do aparelho de alvenaria (dimensões em mm) 66
Fig. 4.5 - Aspecto geral da máquina de ensaios à compressão do LSC 67
Fig. 4.6 - Aspecto dos transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios (LVDTs) 68
Fig. 4.7 - Aspecto da máquina de ensaios à flexão e compressão do LMC 69
Fig. 4.8 - Aspecto das máquinas de ensaio à compressão simples existentes no Labest 69
Fig. 4.9 - Exemplo do “setup” de ensaio para determinação da resistência normalizada à compressão simples 70
Fig. 4.10 - Esquema do ensaio à compressão simples em blocos na direcção perpendicular (em cim a) e paralela (em baixo) à junta de assentamento: medição dos deslocamentos verticais (Δv) e horizontais (Δh) 71
Fig. 4.11 - Exemplo do “setup” de ensaio visando a determinação das curvas de resposta à compressão simples dos blocos 71
Fig. 4.12 - Ensaio para determinação das dimensões exteriores e tolerâncias 72
Fig. 4.13 - Exemplo do ensaio para determinação da percentagem de vazios e volume efectivo 73
Fig. 4.14 - Exemplo da preparação dos provetes de argamassa no molde triplo 74
Fig. 4.15 - Exemplo do “setup” do ensaio à flexão num provete de argamassa 74

Fig. 4.16 - Exemplo do “setup” de ensaio à compressão num provete de argamassa..... 75

Fig. 4.17 - Esquema funcional do ensaio para caracterização mecânica à compressão simples (dimensões em mm)..... 76

Fig. 4.18 - Exemplo do “setup” de ensaio em laboratório para caracterização mecânica à compressão simples da alvenaria..... 76

Fig. 4.19 - Esquema do ensaio (dimensões em mm) para caracterização do comportamento mecânico ao corte das juntas de assentamento..... 77

Fig. 4.20 - Esquema de base do “setup” de ensaio para caracterização do comportamento mecânico ao corte no plano das juntas de assentamento..... 78

Fig. 4.21 - Concretização do “setup” montado em laboratório para ensaio ao corte das juntas horizontais de assentamento com instrumentação (LVDTs) para medição do deslocamento ou deslizamento vertical (Δv)..... 78

Fig.4.22 - Esquema com princípio de ensaio: direcção de aplicação da carga (F) e medição dos deslocamentos verticais e horizontais (Δv,Δh) nas diagonais do provete (dimensões em mm)..... 79

Fig.4.23 - Exemplo do “setup” de ensaio em laboratório para caracterização mecânica ao corte..... 80

Fig. 4.24 - Esquema do ensaio (dimensões em mm)..... 81

Fig. 4.25 - Exemplo do “setup” de ensaio em laboratório para caracterização mecânica à compressão simples em provetes com 2 blocos com instrumentação montada para medir os deslocamentos verticais (Δv) 81

Fig. 4.26 - Exemplo do efeito do comprimento dos provetes na curva de resposta do betão à compressão: provetes com uma área constante de100x100 mm^2 82

Fig. 4.27 - Exemplificação dos cortes efectuados para retirar amostras dos septos dos blocos 83

Fig. 4.28 - Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do “setup” do ensaio à compressão simples dos septos dos blocos no laboratório..... 84

Fig. 4.29 -: Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do “setup” do ensaio à compressão simples dos provetes cúbicos de betão no laboratório 84

Fig. 4.30 -: Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do “setup” do ensaio à flexão dos septos dos blocos no laboratório..... 85

Fig. 4.31 - Técnica de nivelamento e execução das juntas horizontais de assentamento (exemplo da técnica aplicada na regularização das superfícies de carga dos blocos para testes à compressão simples) 87

Fig. 4.32 - Algumas fases da execução do aparelho de alvenaria nos provetes à compressão simples (Série CSalv) 87

Fig. 4.33 - Algumas fases envolvidas na aplicação de reboco nas faces dos provetes de alvenaria para caracterização mecânica ao corte (série CDalv-C)..... 88

Fig. 4.34 - Aspecto final de um provete de alvenaria para caracterização mecânica à compressão simples (série CSalv)..... 88

Fig. 4.35 - Aspecto final de um provete de alvenaria com juntas verticais preenchidas para caracterização mecânica ao corte (série de referência CDalv-A)..... 89

Fig. 4.36 - Aspecto final de um provete de alvenaria sem juntas verticais preenchidas (juntas secas) para caracterização mecânica ao corte (série CDalv-B) 89

Fig. 4.37 - Aspecto final de um provete de alvenaria com faces rebocadas com argamassa (15mm de espessura) e juntas verticais preenchidas para caracterização mecânica ao corte (Série CDalv-C) .. 90

Fig. 4.38 - Provetes de alvenaria para caracterização mecânica ao corte nas juntas horizontais de assentamento 90

Fig. 4.39 - Provetes de alvenaria construídos com 2 blocos para caracterização mecânica à compressão simples com e sem junta horizontal descontínua (Séries CS2b-A e CS2b-B)..... 90

Fig. 4.40 - Vista dos provetes de alvenaria construídos em laboratório 91

Fig. 4.41 - Aspectos da execução envolvidos na aplicação dos testemunhos para instalação da instrumentação necessária para medir os deslocamentos e as deformações dos provetes (LVDTs). 91

Fig. 4.42 - Alguns aspectos envolvidos na preparação dos ensaios ao corte (colocação dos pedestais para aplicação de forças nas diagonais e transporte dos provetes até à máquina de ensaios à compressão) 92

Fig. 4.43 - Forma de pesagem dos provetes de alvenaria e pormenor do aparelho de medida (antes da tara) 92

Fig. 4.44 - Preparação e colocação de um provete para ensaio ao corte (compressão diagonal) na máquina de ensaios 93

Fig. 4.45 - Caracterização do comportamento ao corte das juntas horizontais de assentamento [EN 1052-3, 2005] 97

Fig.4.45 - Diagrama com as curvas experimentais dos blocos testados à compressão na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento 99

Fig. 4.46 - Diagrama com as curvas experimentais dos blocos testados à compressão na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento 100

Fig. 4.47 - Diagrama comparativo com os valores dos ensaios dos blocos à compressão simples nas duas direcções e as respectivas curvas interpoladoras 100

Fig. 4.48 - Diagrama com as curvas representativas dos blocos à compressão na direcção perpendicular determinadas por regressão numérica visando estimar o coeficiente de Poisson..... 101

Fig. 4.49 - Exemplo da configuração de rotura dos blocos testados na direcção perpendicular 102

Fig. 4.50 - Exemplo da configuração de rotura nos dos blocos testados na direcção perpendicular (regularização descontínua das superfícies de carregamento com argamassa) 102

Fig. 4.51 - Exemplo da configuração de rotura nos dos blocos testados na direcção paralela 102

Fig. 4.52 - Configuração de rotura nos provetes de argamassa (flexão e compressão)..... 106

Fig. 4.53 - Diagrama com as curvas experimentais dos septos à compressão simples e respectiva curva interpoladora..... 104

Fig. 4.54 - Diagrama com as curvas experimentais dos cubos de betão à compressão simples e respectiva curva interpoladora 105

Fig. 4.55 - Exemplo da configuração de rotura nos septos à compressão..... 105

Fig. 4.56 - Exemplo da configuração de rotura nos septos à flexão 106

Fig. 4.57 - Exemplo da configuração de rotura nos provetes cúbicos à compressão 106

Fig. 4.58 - Diagrama com as curvas experimentais de provetes de alvenaria com 2 blocos à compressão simples e respectivas curvas interpoladoras 107

Fig. 4.59 - Aspecto geral da configuração de rotura nos provetes de alvenaria com 2 blocos com junta horizontal descontínua (à esquerda) e com junta horizontal continua (à direita) 108

Fig. 4.60 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes com 2 blocos e junta descontínua (da esquerda para a direita: zona frontal com fendas sensivelmente na horizontal e zona lateral com fendas sensivelmente na vertical) 108

Fig. 4.61 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes com 2 blocos e junta contínua..... 109

Fig. 4.62 - Diagrama com as curvas experimentais dos provetes de alvenaria normalizados à compressão simples e respectiva curva de interpolação 110

Fig. 4.63 - Exemplos da configuração de rotura à compressão nos provetes de alvenaria normalizados (indicação das principais fendas de rotura) 111

Fig. 4.64 - Aspecto geral da configuração de rotura à compressão nos provetes de alvenaria normalizados (indicação das principais fendas de rotura) 111

Fig. 4.65 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-A (referência) 113

Fig. 4.66 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-B (juntas verticais secas) 114

Fig. 4.67 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-C (com faces rebocadas) 115

Fig. 4.68 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com faces rebocadas e juntas verticais preenchidas (série CDalv-C) 116

Fig. 4.69 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com juntas verticais secas (série CDalv-B com indicação dos planos de rotura) 117

Fig. 4.70 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com juntas verticais preenchidas (provetes de referencia CDalv-A com indicação dos planos de rotura)..... 117

Fig. 4.71- Exemplos de danos localizados nos provetes ensaiados ao corte (dano mais evidente na zona oposta à aplicação de carga – bloco do canto parcialmente destruído) 118

Fig. 4.72 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 1º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,17 N/mm^2 120

Fig. 4.73 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 2º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,47 N/mm^2 121

Fig. 4.74 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 3º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,77 N/mm^2 122

Fig. 4.75 - Lei de comportamento mecânico ao corte das juntas horizontais de assentamento 123

Fig. 4.76 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes submetidos ao corte nas juntas horizontais 124

Fig. 4.77 - Aspectos sugestivos da rotura no plano das juntas horizontais na zona de interface entre a camada de argamassa e as faces do bloco 124

Fig. 4.78 - Diagrama comparativo das curvas experimentais interpoladoras dos blocos à compressão simples nas duas direcções de carga 126

Fig. 4.79 - Diagrama com a curva representativa os blocos à compressão nas duas direcções de carga 127

Fig. 4.80 - Diagrama com as curvas experimentais interpoladoras dos resultados dos septos e cubos de betão 129

Fig.4.81 - Exemplo da lei constitutiva à compressão simples dos betões leves com agregados de argila expandida 130

Fig. 4.82 - Diagrama com as curvas experimentais interpoladoras dos provetes de alvenaria com 2 blocos à compressão simples 131

Fig. 4.83 - Diagrama com as curvas experimentais representativas da resposta ao corte para cada série de provetes testados em laboratório 134

Fig. 4.84 - Diagrama comparativo com as curvas experimentais representativas dos provetes de alvenaria normalizados e dos provetes com 2 blocos à compressão simples 138

Fig. 4.85 - Exemplos esquemáticos de possíveis mecanismos de rotura evidenciados em testes em paredes reais de alvenaria solicitados ao corte no seu plano 140

Capítulo 5

ANÁLISE NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

Fig. 5.1 - Exemplo de um elemento padrão tetraédrico de 4 nós para as funções de forma lagrangianas 147

Fig. 5.2 - Exemplo gráfico do processo iterativo que visa actualizar a matriz de rigidez e encontrar a solução força-deslocamento (l_a-u_a) dentro de um dado incremento de carga ΔP em função de uma curva de resposta 149

Fig. 5.3 - Representação esquemática dos modelos de contacto 149

Fig. 5.4 - Representação gráfica da lei de Mohr-Coulomb 150

Fig. 5.5 - Diagramas típicos referentes as leis constitutivas do betão em termos de tensão-extensão uniaxiais 152

Fig. 5.6 - Representação esquemática das extensões utilizadas na definição do comportamento do betão à compressão simples 154

Fig. 5.7 - Representação esquemática das extensões utilizadas na definição do comportamento do betão à tracção simples 154

Fig. 5.8 - Ilustração do conceito de energia de fractura pós-pico do betão em tracção: (a) modelo de base teórico e (b) implementação no modelo por intermédio de pontos discretos 155

Fig. 5.9 - Representação do critério de cedência em estado de tensão plana 157

Fig. 5.10 - Modelação geométrica dos provetes para simulação à compressão simples 159

Fig. 5.11 - Modelação geométrica dos provetes para simulação à compressão diagonal (da esquerda para a direita: com juntas vertical preenchida ou seca e com faces rebocadas)..... 159

Fig. 5.12 - Leis constitutivas à compressão estimadas para as argamassas de assentamento /reboco consideradas nas simulações numéricas..... 161

Fig. 5.13 - Leis constitutivas à compressão simples do betão dos blocos considerado na análise numérica..... 163

Fig. 5.14 - Comparação entre as curvas de resposta à compressão simples do septo após calibração do modelo (1ª análise)..... 168

Quadro 5.3 - Parâmetros elásticos e inelásticos do modelo constitutivo do betão obtidos na calibração do septo à compressão simples (1ªanálise)..... 168

Fig. 5.15 - Comparação entre as curvas de resposta à compressão simples do bloco com os parâmetros inelásticos do septo (2ª análise)..... 169

Fig. 5.16 - Diagrama comparativo entre as curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples..... 171

Fig. 5.17 - Comparação entre a curva de resposta experimental (regressão numérica) e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples..... 172

Fig. 5.18 - Representação das leis constitutivas estimadas para os materiais (argamassa f_m e betão f_b) e lei constitutiva da alvenaria simulada numericamente à compressão simples..... 173

Fig. 5.20 - Curvas de resposta experimentais e curvas de resposta numérica dos provetes de alvenaria com juntas verticais preenchidas submetidos à compressão diagonal..... 175

Fig. 5.21 - Curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria com juntas verticais secas submetidos à compressão diagonal..... 176

Fig. 5.22 - Curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria com faces rebocadas e juntas verticais preenchidas submetidos à compressão diagonal 177

Fig. 5.23 - Diagramas com as curvas de resposta interpoladoras dos testes experimentais e as curvas de resposta das simulações numéricas das 3 séries de provetes submetidos à compressão diagonal 179

Fig. 5.24 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 175x) e das tensões principais mínimas (compressões predominantes) no provete à compressão simples..... 182

Fig. 5.25 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 175x) e das tensões principais máximas (tracções predominantes) no provete à compressão simples..... 182

Fig. 5.26 - Corte vertical do provete à compressão simples: representação do estado de tensão (tensões principais) e da deformação (ampliada cerca de 175x)..... 183

5.4.4.2. Provetes de alvenaria simulados à compressão diagonal (corte)..... 184

Fig. 5.27 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais preenchidas)..... 184

Fig. 5.28 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais secas)..... 185

Fig. 5.29 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais preenchidas e faces rebocadas)..... 185

Fig. 5.30 - Corte vertical pela diagonal vertical dos provetes com representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e distribuição das tensões pelo critério de Von Mises no ponto de rotura 186

Fig. 5.31- Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com juntas de assentamento com argamassas de diferentes resistências (provete de referência - f_m) 188

Fig. 5.32 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com blocos de diferentes resistências (provete de referência - f_b)..... 189

Fig. 5.33 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com juntas horizontais de assentamento contínuas e descontínuas (provete de referência - junta descontínua)..... 190

Fig. 5.34 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (provete de referência - e=10mm) 191

Fig. 5.35 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com variação do preenchimento das juntas verticais de assentamento (provete de referência - junta preenchida) 192

Fig. 5.36 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com juntas de assentamento com argamassas de diferentes resistências (provete de referencia - f_m) 193

Fig. 5.37 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com blocos de diferentes resistências (provete de referência - f_b)..... 194

Fig. 5.38 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com faces rebocadas com argamassas com diferentes resistências (provete de referência - sem reboco)..... 195

Fig. 5.39 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com juntas horizontais de assentamento contínuas e descontínuas (provete de referência - junta descontínua)..... 196

Fig. 5.40 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (provete de referência - e=10mm) 197

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

Quadro 4.1 - Programa de ensaios aos provetes de alvenaria 61

Quadro 4.2 - Programa de ensaios aos constituintes da alvenaria (blocos e argamassa) 62

Quadro 4.3 - Programa de ensaios realizado aos constituintes da alvenaria com carácter mais simplificado 63

Quadro 4.4 - Dimensões normalizadas dos provetes de alvenaria à compressão simples 76

Quadro 4.5 - Factores de forma para cálculo da resistência à compressão 94

Quadro 4.6 - Resumo dos resultados dos ensaios com as características físicas e mecânicas do bloco 98

Quadro 4.7 - Resultados dos ensaios à compressão simples nos blocos (características resistentes) 99

Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios à compressão simples nos blocos (características de deformabilidade) 99

Quadro 4.9 - Valores das características mecânicas dos blocos determinados pelas expressões interpoladoras 101

Quadro 4.10 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e à flexão nos provetes de argamassa 103

Quadro 4.11 - Resultados dos ensaios à compressão nos provetes dos septos dos blocos 103

Quadro 4.12 - Resultados dos ensaios à flexão nos provetes dos septos dos blocos 104

Quadro 4.13 - Resultados dos ensaios à compressão nos provetes cúbicos de betão leve 104

Quadro 4.14 - Características mecânicas dos septos e dos cubos à compressão simples determinadas através da curva de regressão numérica 105

Quadro 4.15 - Resultados dos ensaios nos provetes com 2 blocos (características resistentes) 106

Quadro 4.16 - Resultados dos ensaios nos provetes com 2 blocos (características de deformabilidade) 107

Quadro 4.17 - Características mecânicas da alvenaria à compressão simples determinadas através das respectivas curvas de regressão numérica (provetes de 2 blocos) 107

Quadro 4.18 - Resultados dos ensaios à compressão simples em provetes normalizados de alvenaria (características resistentes e de deformabilidade) 109

Quadro 4.19 - Características mecânicas da alvenaria à compressão simples determinadas através da curva de regressão numérica (provetes normalizados) 110

Quadro 4.20 - Resultados dos ensaios ao corte nos provetes de alvenaria (características resistentes e de deformabilidade) 112

Quadro 4.21 - Características mecânicas da alvenaria ao corte determinadas através das curvas interpoladoras 116

Quadro 4.22 - Resultados dos ensaios ao corte nas juntas horizontais de assentamento (características resistentes) 118

Quadro 4.23 - Resultados dos ensaios ao corte nas juntas horizontais de assentamento (características de deformabilidade) 119

Quadro 4.24 - Características mecânicas ao corte das juntas horizontais determinadas por regressão numérica 123

Quadro 4.25 - Determinação do peso volúmico aparente dos provetes de maior dimensão 125

Quadro 4.26 - Rácios entre valores médios obtidos na direcção de carga paralela e perpendicular para as principais características mecânicas dos blocos 127

Quadro 4.27 - Valores das características mecânicas do bloco determinado através da expressão interpoladora dos resultados dos blocos nas duas direcções de carga 128

Quadro 4.28 - Rácios entre os valores dos provetes c/ juntas horizontais descontínuas e contínuas para as principais características mecânicas dos provetes de alvenaria de 2 blocos 131

Quadro.4.29 - Rácios das principais características mecânicas associadas à resistência ao corte para cada série de provetes testados em laboratório (provetes de referência como base de comparação) 135

Quadro.4.30 - Rácios das principais características mecânicas dos provetes de alvenaria testados à compressão simples em laboratório (provetes normalizados como base de comparação) 139

Capítulo 5

ANÁLISE NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

Quadro 5.1 - Características mecânicas estimadas para as argamassas considerados na análise numérica 161

Quadro 5.2 - Características mecânicas consideradas para o betão do bloco na análise numérica . 163

Quadro 5.3 - Parâmetros elásticos e inelásticos do modelo constitutivo do betão obtidos na calibração do septo à compressão simples (1ªanálise) 168

Quadro 5.4 - Parâmetros elásticos e inelásticos do modelo constitutivo do betão considerados na simulação do do septo à compressão simples (2ªanálise) 169

Quadro 5.5 - Características elásticas e inelásticas consideradas no modelo constitutivo da argamassa 170

Quadro 5.6 - Características mecânicas e respectivos rácios determinados pela média dos valores experimentais e pela curva resultante da simulação numérica 171

Quadro 5.7 - Características mecânicas e respectivos rácios determinados pela curva interpoladora e pela curva resultante da simulação numérica 172

Quadro 5.8 - Características mecânicas dos provetes á compressão diagonal: valores médios experimentais e dos valores resultantes das simulações numéricas 178

Quadro 5.9 - Rácios entre as características mecânicas determinadas na simulação numérica e as características determinadas experimentalmente (valores médios) 178

Quadro 5.10 - Características mecânicas dos provetes à compressão diagonal determinadas pelas curvas interpoladoras dos resultados experimentais e das curvas das simulações numéricas 179

Quadro 5.11 - Rácios entre as características mecânicas determinadas na simulação numérica e as características determinadas pelas curvas interpoladoras dos resultados experimentais 180

Quadro 5.12 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da resistência da argamassa (f_m) 187

Quadro 5.14 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da descontinuidade das juntas horizontais de assentamento (g/t) 189

Quadro 5.15 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (e) 190

Fig. 5.34 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com variação da espessura das juntas horizontais de assentamento 191

Quadro 5.16 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função do preenchimento das juntas verticais 191

Quadro 5.17 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência da argamassa (fm) 191

Quadro 5.18 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência do bloco (fb) 191

Quadro 5.19 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência da argamassa dos revestimentos das faces (f_m) 194

Quadro 5.20 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da descontinuidade das juntas horizontais de assentamento (g/t) 196

Quadro 5.21 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da espessura (e) das juntas horizontais de assentamento 197

Quadro 5.22 - Síntese das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com a metodologia do EC6 202

Quadro 5.23 - Síntese das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com as simulações numéricas 202

Quadro 5.24 - Rácios das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com a simulação numérica e de acordo com a metodologia do EC6 203

Capítulo 1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO E OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

A informação sobre o comportamento mecânico de alvenaria realizada com blocos de betão leve (betão com agregados de argila expandida) é muito escassa e dispersa. Por outro lado, os custos elevados e dificuldades inerentes à concretização de ensaios em paredes de alvenaria em laboratório motivam a utilização de ferramentas informáticas para simular o comportamento mecânico da alvenaria, uma vez que a via numérica possibilita diminuir drasticamente a necessidade de realizar campanhas de ensaio extensas, demoradas e onerosas. Por sua vez, as ferramentas informáticas nas últimas décadas têm evoluído bastante e encontram-se actualmente algumas aplicações capazes de simular pelo MEF o comportamento mecânico da alvenaria.

Assim, o objectivo principal deste trabalho consiste em estudar o comportamento mecânico de elementos de alvenaria com características de isolamento térmico distribuído, neste caso de alvenaria constituída por blocos de betão com agregados leves (argila expandida), caracterizando-os por via experimental em laboratório e por via numérica pelo método dos elementos finitos. Por outro lado, pretende-se estudar a viabilidade de realizar ensaios simulados em computador em elementos de alvenaria deste tipo, recorrendo a um modelo numérico que, após calibração, permita efectuar uma análise de sensibilidade na alvenaria em estudo, nomeadamente na análise de alguns factores que influenciam o comportamento das alvenarias.

O sistema de alvenaria, que constitui o objecto deste estudo, foi desenvolvido no âmbito de um projecto de investigação e de desenvolvimento aplicado ao sector da construção no qual o autor participou. A motivação desse projecto decorre da compatibilização entre as novas exigências no domínio da térmica dos edifícios e as exigências mecânicas estabelecidas nos Eurocódigos 6 e 8. Estas exigências são aplicáveis às em paredes resistentes ou sismo resistentes com funções de isolamento térmico.

O trabalho principal desta dissertação desenvolve-se de acordo com 2 pontos principais:

- caracterização experimental do comportamento mecânico dos elementos constituintes do sistema de alvenaria em estudo, realizando ensaios em laboratório à argamassa de assentamento, aos blocos e a paredes de alvenaria de escala reduzida;
- caracterização numérica do comportamento mecânico dos elementos de alvenaria recorrendo a simulações em computador de alguns ensaios realizados em laboratório, e que envolveu os seguintes trabalhos:
  - estudo e escolha de um modelo numérico de comportamento mecânico não linear por recurso a informação de referência resultante de pesquisa bibliográfica;
  - calibração e validação do modelo numérico recorrendo aos resultados dos ensaios realizados e à simulação numérica dos provetes de alvenaria, utilizando um programa de elementos finitos;

– simulação numérica do comportamento mecânico do sistema de alvenaria sujeito a acções monotónicas no seu plano, utilizando o modelo numérico calibrado no qual se discretiza a geometria dos elementos através de uma malha fina de elementos finitos, e se considera a variação dos parâmetros mecânicos e geométricos mais condicionantes no comportamento não linear da alvenaria (análise de sensibilidade).

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura desta dissertação organiza-se em 6 capítulos da seguinte forma:

No Capitulo 1 faz-se uma pequena síntese sobre os objectivos e do trabalho desenvolvido nesta dissertação.

No Capitulo 2 faz-se o estado da arte sobre o comportamento mecânico da alvenaria. Neste capítulo faz-se um pequeno enquadramento histórico sobre o uso da alvenaria na construção e um resumo sobre a problemática inerente à caracterização mecânica da solução em si. Abordam-se ainda os principais mecanismos de rotura ao corte e à compressão simples e os modelos simplificados que surgiram para caracterizar esse comportamento. Indicam-se também os factores que mais influenciam o comportamento mecânico da alvenaria, designadamente aos esforços de corte e de compressão simples no seu plano. Por último, faz-se uma abordagem sucinta sobre os modelos numéricos utilizados na caracterização mecânica da alvenaria. Estes aspectos foram desenvolvidos com base referências bibliográficas de estudos experimentais dispersos e de teses de mestrado e de doutoramento que o autor teve acesso.

No capítulo 3 descreve-se a origem dos elementos de alvenaria que constituem o objecto de estudo desta dissertação, designadamente dum projecto de investigação que visou desenvolver um sistema de alvenaria em pano simples constituída por blocos de betão leve (com agregados de argila expandida).

No capítulo 4 faz-se uma descrição da caracterização experimental levada a cabo nos elementos de alvenaria em estudo e apresentam-se os resultados obtidos. Estes resultados vão sustentar a calibração e validação do modelo numérico utilizado para a caracterização numérica do comportamento mecânico da alvenaria em estudo. Neste capítulo faz-se uma comparação entre os resultados obtidos por via experimental com os resultados obtidos pela metodologia do Eurocódigo 6. No final deste capítulo formulam-se conclusões gerais sobre os resultados obtidos.

No capítulo 5 faz-se uma abordagem dos principais aspectos que sustentaram a realização da caracterização numérica da alvenaria em estudo. Descreve-se os conceitos de base dos modelos constitutivos utilizados para a modelação dos materiais e dos elementos de junta. Descreve-se a forma como foi calibrado o modelo numérico e apresentam-se os resultados obtidos na análise de sensibilidade efectuada com o modelo calibrado. Realiza-se uma comparação entre os resultados obtidos da análise de sensibilidade com os resultados obtidos pela metodologia do Eurocódigo 6. No final deste capítulo formulam-se conclusões gerais sobre os resultados obtidos.

No capítulo 6 procuram-se formular conclusões globais sobre o trabalho desenvolvido, procurando abrir um espaço para desenvolvimentos futuros no âmbito desta tese.

Capítulo 2

ESTADO DA ARTE - Caracterização Mecânica de Alvenaria

2.1. INTRODUÇÃO

2.1.1. BREVE CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

A alvenaria é um dos materiais de construção mais antigos que se conhece e foi utilizado como solução estrutural de construções antigas que perduraram até aos dias de hoje, bem como em outras construções mais recentes, ambas com diferentes funcionalidades e sentido estético.

(a) (b)

(c) (d)

Fig. 2.1 - Exemplos de construções em alvenaria: (a) Pirâmides de Gisé, Egipto - 2550 a.C, (b) Coliseu de Roma, Itália-70 d.C., (c) Edifício Monadnock, E.U.A-1891 e (d) Philadelphia City Hall, E.U.A-1901

No passado as estruturas de alvenaria eram erguidas por métodos de construção que eram transmitidos de geração em geração com base no conhecimento empírico adquirido. Esta forma de construir permitiu erguer construções de grande porte que perduraram ao longo do tempo.

No entanto, só no final do século XIX e que se conhecem os primeiros testemunhos de experiências realizadas em laboratório para tentar explicar o comportamento mecânico da alvenaria. Em 1873, um engenheiro alemão (Bauschinger) desenvolveu um dos primeiros testes em laboratório para determinar a resistência ao corte da alvenaria (fig. 2.2). Actualmente, o princípio de funcionamento deste ensaio ainda é utilizado para determinar a resistência ao corte nas juntas de assentamento.

Fig. 2.2 - “Set up” do ensaio ao corte desenvolvido por Bauschinger em 1873 [Dialer, C. (2002)]

Durante a 1ª metade do século XX surgiu uma tendência para a construção de edifícios mais altos realizados essencialmente em aço e em betão armado. Consequentemente, o uso de alvenaria como solução estrutural foi ganhando cada vez menor expressão, sendo essencialmente utilizada como solução para edifícios de alvenaria estrutural de pequeno porte ou como solução para paredes de compartimentação de espaços e de revestimento estético.

Mais tarde houve um maior interesse pela utilização da alvenaria na construção, em parte devido à crise enérgica entre as décadas de 70 e 80, que favoreceu a utilização da alvenaria de tijolo devido às suas propriedades de isolamento térmico, sendo utilizada como solução preferencial na construção de paredes em fachadas de edifícios.

Actualmente, as tendências económicas levaram a indústria da construção a ritmos mais acelerados de produção, com tendência para a mecanização dos seus processos construtivos e a realizar obras mais leves e esbeltas. Por outro lado exige-se às construções, particularmente aos edifícios, a satisfação de um conjunto de requisitos funcionais cada vez mais exigentes e que estão associados ao conforto térmico e acústico, resistência estrutural, entre outros.

No que diz respeito às construções de alvenaria, com a recente publicação de documentos de referência aplicáveis em diversas áreas de conhecimento (eurocódigos 6 e 8, normas de produtos e ensaios, legislação térmica e acústica, entre outros) potenciaram o uso da alvenaria. Consequentemente a alvenaria os seus constituintes passaram a ser produzidos com preocupações de rigor e de controlo de qualidade ao nível das suas características físicas e mecânicas.

Estes aspectos potenciaram o uso da alvenaria como uma solução capaz de satisfazer as diversas exigências que se colocam aos edifícios na construção, particularmente em edifícios de pequeno a médio porte constituídos por alvenaria estrutural dado que a solução consegue ser eficiente e económica desde que correctamente executada [Rei, J. (1999)].

2.1.2. A CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ALVENARIAS

A análise e caracterização mecânica da alvenaria, numérica ou experimental, ainda envolvem um grau complexidade e variabilidade elevada, apesar da melhoria do conhecimento e das potencialidades das ferramentas e dos equipamentos de ensaio. Este facto deve-se à variedade de blocos e argamassas existentes, às possibilidades de combinações entre estes elementos e à tipologia de paredes construídas.

Na Europa tem-se utilizado alvenarias constituídas essencialmente por 4 tipos de blocos/unidades, designadamente blocos cerâmicos, blocos de betão (com agregados correntes ou leves e betão celular autoclavado), blocos de cálcio-silicato e blocos de pedra (natural ou artificial), embora os mais utilizados sejam os blocos cerâmicos e blocos betão. Além desta gama de materiais possíveis de utilizar nos blocos ainda temos as diferentes possibilidades de formas e geometrias internas (blocos perfurados ou maciços) (fig. 2.3 e 2.4)

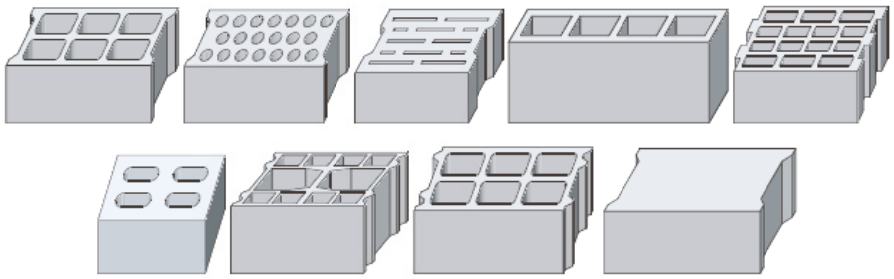


Fig. 2.3 - Exemplos de diferentes possibilidades de configuração geométrica para blocos de betão [CEN - EN 771-3 (2003)]

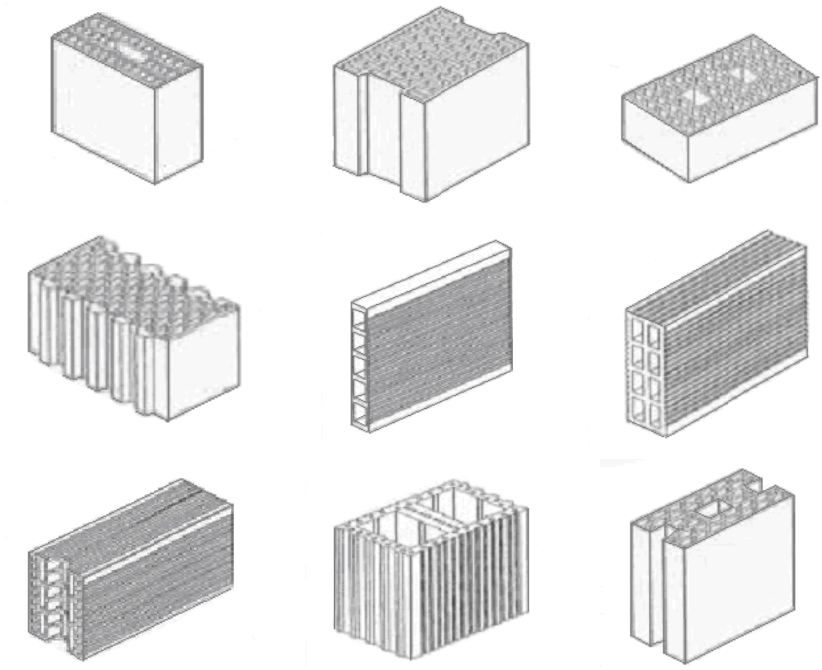


Fig. 2.4 - Exemplos de diferentes possibilidades de configuração geométrica para blocos cerâmicos [IPQ - NP EN 771-1 (2006)]

Por outro lado há grandes diferenças nas capacidades resistentes dos blocos, cuja variabilidade está associada a diversos factores, como por exemplo ao comportamento mecânico do seu material constituinte (fig.2.5), as formas geométricas e à qualidade de produção dos blocos.

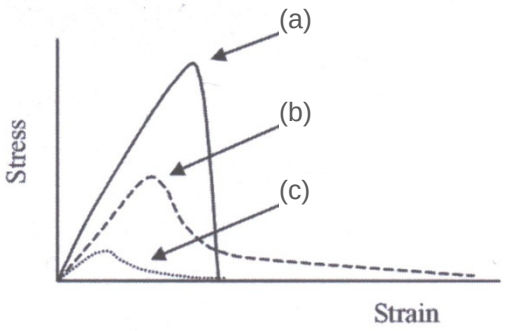
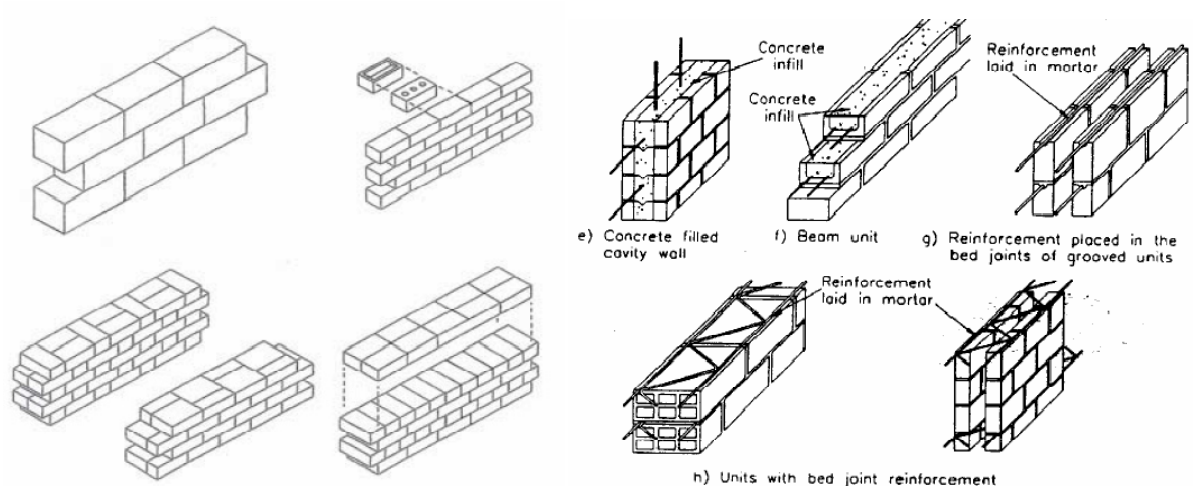


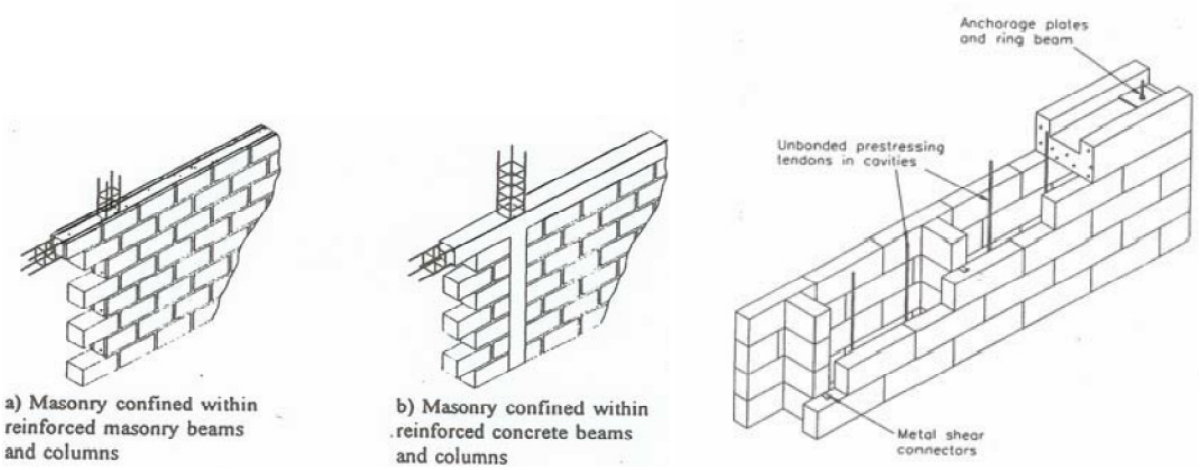
Fig. 2.5 - Exemplos do comportamento mecânico à compressão de materiais utilizados nos elementos de alvenaria: (a) cerâmico; (b) betão; (c) betão de agregados leves

Outros aspectos associados às diferentes abordagens de construção utilizada em diferentes países também dificultam a caracterização mecânica da alvenaria, como por exemplo a utilização de alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada, constituídas por panos duplos ou simples (fig. 2.6 e 2.7).



(a) (b)

Fig. 2.6 - Exemplos de paredes estruturais de alvenaria [Santos, S. (2007)]: (a) simples e (b) armada



(a) (b)

Fig. 2.7 - Exemplos de paredes estruturais de alvenaria [Santos, S. (2007)]: (a) confinada e (b) pré-esforçada

Por outro lado, temos ainda as diferentes tipologias construtivas de paredes dadas pelo aparelho ou forma de assentamento dos blocos (fig. 2.8).

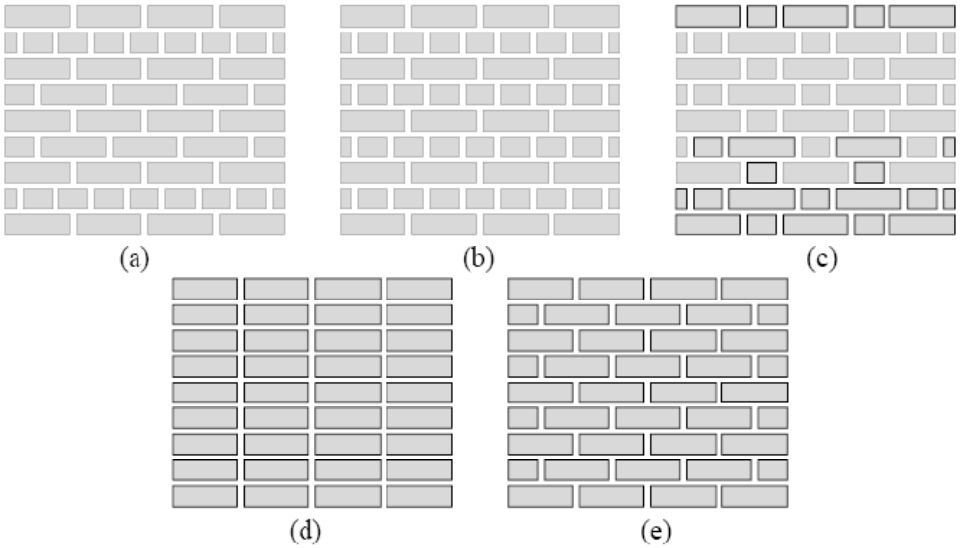


Fig. 2.8 - Diferentes tipologias de paredes dadas pela forma de assentamento dos blocos [Lourenço, P. (1998)]: (a) estilo americano comum, (b) estilo inglês ou “cross bond”, (c) estilo flamengo, (d) estilo “stack bond” e (e) estilo “stretcher bond”

Outros aspectos também importantes e que influenciam significativamente o comportamento mecânico da alvenaria estão associados às juntas de assentamento, como por exemplo, as diferentes capacidades de ligação das juntas argamassadas aos blocos (aderência), as características resistentes e composições diversificadas das argamassas (argamassas correntes, leves, argamassas-cola) e as formas geométricas das juntas de assentamento (diferentes espessuras, descontinuidade ou continuidade das juntas horizontais, utilização de juntas verticais secas ou preenchidas).

Em conclusão, todos estes aspectos mencionados tornam a alvenaria num material de construção com um nível de anisotropia elevado e de difícil caracterização mecânica, sendo quase impossível estabelecer uma teoria generalizada para o seu comportamento mecânico, tendo em conta o número de variáveis possíveis.

Sob o ponto de vista normativo, com a publicação recente dos Eurocódigos estruturais, houve lugar à criação de um código modelo em específico para as alvenaria (Eurocódigo 6) e de um código modelo, que na sua parte aplicável, permite estabelecer critérios para dimensionar construções sismo resistentes de alvenaria (Eurocódigo 8).

Apesar desta evolução no sentido de tipificar os métodos de construção e uniformizar os métodos de dimensionamento de alvenaria em toda a Europa, ainda assim é difícil estabelecer métodos genéricos e eficazes de dimensionamento que consigam reproduzir a complexidade do comportamento mecânico da alvenaria.

Talvez por isso haja lugar a um interesse crescente da comunidade científica nesta área, expresso em diversos estudos experimentais e numéricos que têm vindo a ser realizados e que visam uma melhor compreensão sobre a complexidade deste material.

Em Portugal, salvo algumas excepções, ainda não existem núcleos de investigação aplicada e canais de informação generalizada sobre o tema. Por outro lado, a generalidade das escolas de Engenharia ainda não leccionam sobre este tema com a profundidade necessária.

Internacionalmente existem grupos de investigação científica, comissões técnicas de normalização e centros de investigação que publicam artigos em revistas internacionais e realizam encontros de carácter mundial. Apenas como carácter ilustrativo temos:

- Grupos de investigação sobre alvenaria: MI-Masonry International (Inglaterra); TMS-The Masonry Society (EUA);
- Comissões técnicas: CEN (European Committee for Standardization): TC250/SC6-Masonry Structures; CIB (International Council For Research and Innovation In Building and Construction): W23-Wall Structures;
- Centros de investigação: CSTB-Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (França).

Apesar da informação divulgada por estes canais nem sempre possa ser utilizada para extrapolar conclusões para casos específicos de estudo, particularmente de forma quantitativa, no entanto esta informação é útil para procurar entender de forma generalizada o comportamento da alvenaria e os aspectos que mais influenciam o seu comportamento.

2.2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ALVENARIA

2.2.1. ASPECTOS GERAIS DO SEU COMPORTAMENTO

A alvenaria é constituída por unidades (blocos) unidos entre si por juntas de argamassa, formando um material compósito onde as juntas de assentamento constituem potenciais planos de fragilidade. A alvenaria é um material descontínuo, heterogéneo, anisotrópico, demonstrando um comportamento mecânico não-linear, frágil ou quase frágil.

A forma de rotura da alvenaria simples, ou mesmo reforçada, é tendencialmente frágil ou quase frágil, sendo fortemente condicionada pelas características mecânicas dos materiais utilizados nas juntas e nos blocos (fig.2.9). De uma forma geral os materiais mais correntemente utilizados nas alvenarias

proporcionam uma resistência à tracção baixa e uma capacidade de aderência entre os blocos e juntas de argamassa igualmente baixa, fragilizando assim o comportamento mecânico da alvenaria.

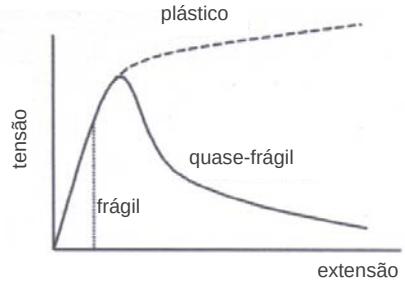


Fig. 2.9 - Exemplo de materiais com comportamento tipicamente frágil, quase-frágil e plástico

As descontinuidades geradas pela fractura dos elementos, especialmente na zona das juntas, fazem com que as tensões principais não sejam coincidentes com os eixos das deformações principais (eixos do material). Por outro lado o coeficiente de Poisson apresenta frequentemente valores superiores ao máximo estabelecido pela teoria da elasticidade ($\nu \leq 0{,}5$). Este aspecto deve-se em parte à fragilidade das juntas de assentamento perante níveis de carga relativamente baixos. De facto, para determinado tipo de solicitação a rotura ocorre preferencialmente nas juntas e potencia a ocorrência de deslocamentos horizontais desproporcionados em relação aos verticais (fig. 2.10).

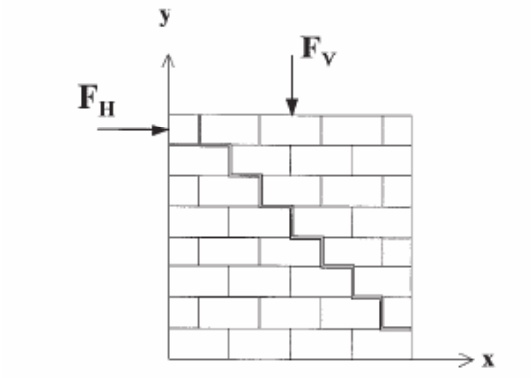


Fig. 2.10 - Exemplo de um caso de solicitação onde a fractura ocorre para níveis de tensão relativamente baixos, originando coeficientes de Poisson elevados [Dialer, C. (2002)]

No entanto, apesar da natureza frágil da alvenaria, na maioria dos casos os materiais utilizados permitem que alvenaria tenha um comportamento à compressão satisfatório. Assim, em muitos casos a alvenaria é basicamente considerada para resistir à compressão, tornando esta característica importante de se caracterizar.

Numa perspectiva mais global, a análise do comportamento mecânico de paredes construídas em edifícios evidencia-se ainda mais complexo. Mesmo numa análise no plano das paredes, a possibilidade de diferentes formas e intensidades de solicitação e o efeito de elementos confinantes nas paredes provoca estados de tensão complexos e em direcções distintas (biaxial ou uniaxiais de tracção, compressão e corte puro em simultâneo), conduzindo frequentemente a diferentes formas de rotura em simultâneo. Este aspecto dificulta a identificação do mecanismo de rotura mais condicionante e a formulação uma teoria representativa da realidade (fig. 2.11).

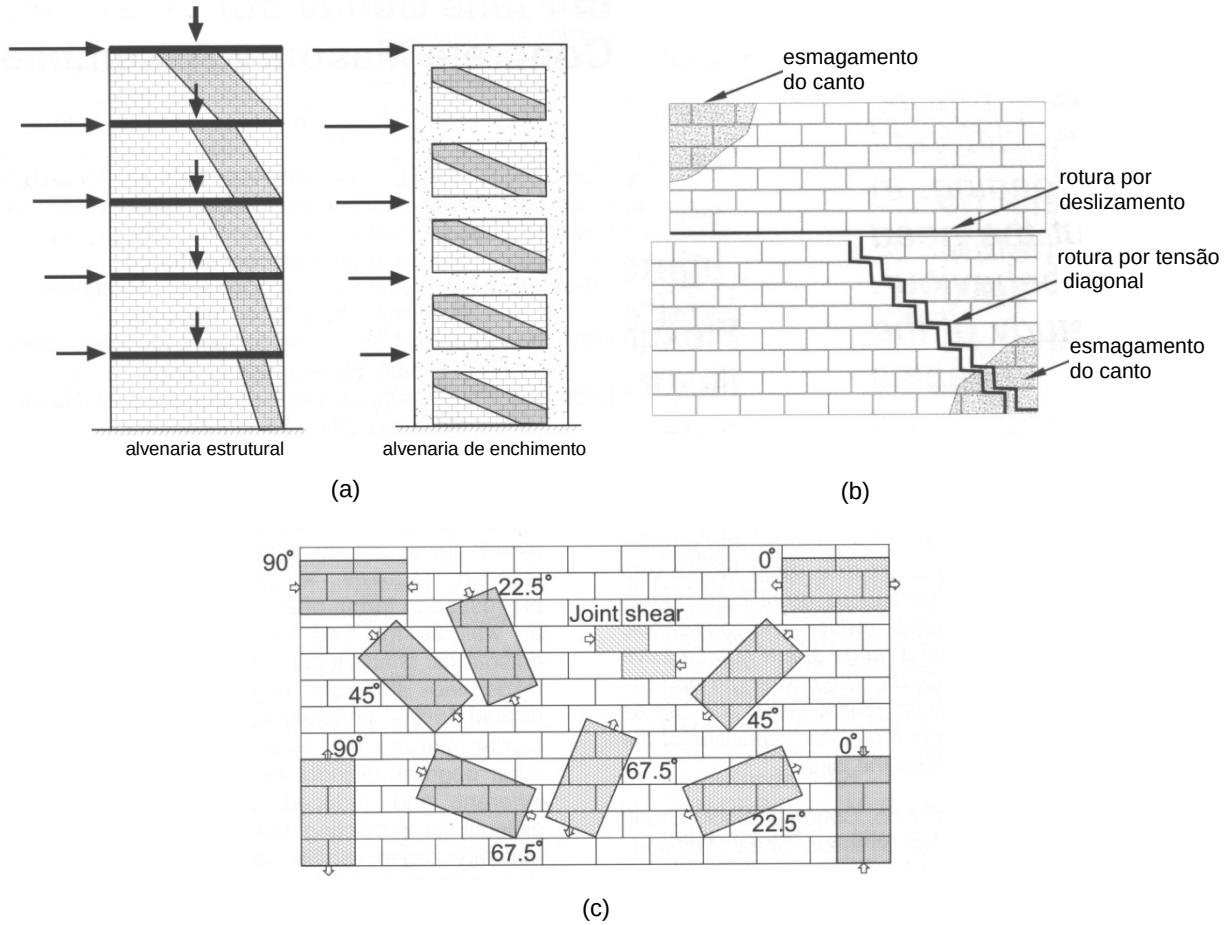


Fig. 2.11 - (a) Efeito das solicitações e do confinamento no plano de paredes de alvenaria, (b) modos de rotura típicos que podem ocorrer em simultâneo e (c) diferentes direcções de solicitação possíveis [Drysdale, R., et al (2005)]

Apesar desta complexidade, são conhecidos vários estudos experimentais e numéricos que visam caracterizar o comportamento mecânico da alvenaria em diversos estados de tensão biaxial ou uniaxial. Estes estudos estabelecem leis constitutivas que consideram a anisotropia da alvenaria sendo possíveis de calibrar para um caso em concreto. Estas teorias são essencialmente vocacionadas para a macromodelação numérica de alvenaria [veja-se por exemplo Lourenço,P., Rots, J. (2000)], embora também existam teorias vocacionadas para a micromodelação. Ambas as formas de modelação apresentam níveis distintos de complexidade, precisão e peso computacional, em geral crescentes à medida que nos aproximamos de uma análise mais detalhada da alvenaria (micromodelação).

Sob o ponto de vista da regulamentação aplicável na Europa, a caracterização experimental do comportamento da alvenaria no seu plano é realizada através de testes experimentais normalizados à compressão simples e ao corte directo nas juntas de assentamento, com diferentes níveis de compressão para caracterizar o comportamento ao corte. Não se conhecem testes normalizados para caracterizar a resistência à tracção da alvenaria ou caracterizar o comportamento da alvenaria perante estados de tensão biaxiais. Sob o ponto de vista da caracterização numérica são formuladas regras empíricas simples e formulações baseadas essencialmente na resistência dos elementos. Esta simplicidade na abordagem conduz na maioria dos casos a análises conservativas e por vezes desajustadas da realidade. Este aspecto só reforça a ideia da complexidade inerente ao material e do

relativo pouco conhecimento que temos sobre ele, apesar desse conhecimento ter evoluído bastante nas últimas décadas.

2.2.2. MECANISMOS DE ROTURA POSSÍVEIS

A fissuração é um sinal evidente da rotura da alvenaria, pelo que é essencial compreender a causa da sua ocorrência. A fissuração é produzida por deformações induzidas directa ou indirectamente por esforços de tracção. As deformações podem ser provocadas pelas forças aplicadas ou por restrição à variação volumétrica dos materiais. Para caracterizar numericamente o comportamento mecânico da alvenaria é necessário estabelecer um conjunto de leis constitutivas no modelo numérico que contemplem os possíveis mecanismos de rotura (fig. 2.12)

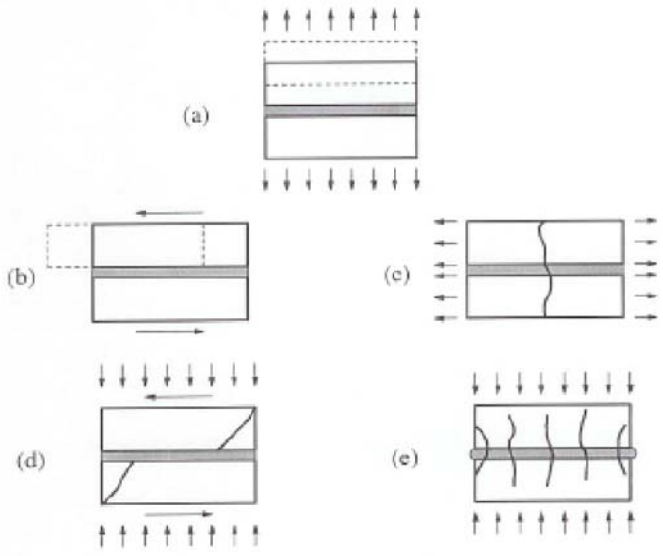


Fig. 2.12 - Representação esquemática de alguns mecanismos de rotura para a alvenaria [Lourenço, P. (1996)]

De acordo com a figura, os mecanismos que provocam a rotura da alvenaria têm origem nos elementos e nas diferentes interacções entre eles, e que poderão ser os seguintes:

- (a) fendilhação por tracção directa na direcção perpendicular da junta;
- (b) deslizamento ao longo das juntas de assentamento (para valores baixos ou inexistentes de tensão normal);
- (c) fendilhação das unidades de alvenaria na direcção do esforço de tracção;
- (d) fendilhação diagonal por tracção nos blocos, com valores de tensão normal suficientemente elevados para desenvolver forças de atrito nas juntas;
- (e) fendilhação das unidades à tracção, devido ao confinamento da argamassa (mais deformável) pelo bloco, para valores altos de tensão normal de compressão.

Os fenómenos (a) e (b) são mecanismos de rotura das juntas, (c) é um mecanismo induzido pelos blocos, (d) e (e) são mecanismos mistos bloco/junta. Os mecanismos de rotura ao nível dos blocos e das juntas submetidas a esforços de tracção e compressão são essencialmente os mesmos, ou seja, ocorrência de fendilhação ao nível do material até à sua rotura por completo.

2.2.3. Aspectos do Comportamento Mecânico da Alvenaria à Compressão Simples

2.2.3.1. Mecanismo de rotura

O comportamento mecânico da alvenaria não depende apenas da resistência individual do bloco e da argamassa, mas também da forma de ligação dos 2 materiais. As diferentes propriedades mecânicas (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson) e geométricas dos elementos (espessura e forma das juntas e blocos, área de vazios dos blocos, disposição e espessura dos septos) afectam a resistência à compressão da alvenaria, assim como o efeito de confinamento das juntas pelos blocos ou vice-versa (dependendo da rigidez relativa entre ambos).

Quando a alvenaria é submetida a tensões de compressão na direcção perpendicular às juntas de assentamento, a argamassa fica impedida de se deformar transversalmente. Nessas condições, a argamassa das juntas deixa de comportar-se como um material frágil e passa a comportar-se como um material com características visco-elásticas devido à compactação das juntas provocada pelo confinamento dos blocos. Este efeito introduz um estado de tensão de compressão triaxial nas juntas e um estado de tensão biaxial de tracção nos blocos na direcção transversal. Este fenómeno conduz à fendilhação dos blocos devido à sua fraca resistência à tracção e à rotura da alvenaria. Esta forma de rotura ocorre quando a deformabilidade das juntas é maior em relação aos blocos na direcção transversal (fig. 2.13).

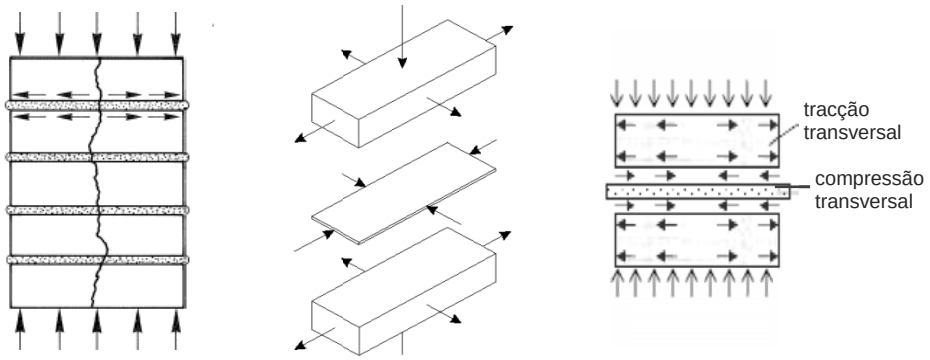


Fig. 2.13 - Modelo de comportamento da alvenaria à compressão simples quando a argamassa é mais deformável que o bloco

Este mecanismo de rotura da alvenaria à compressão simples foi estabelecido por Hilsdorf, tendo como base os seguintes pressupostos [Hilsdorf, H. (1969) *in* Sousa, H. (1996)]:

- os blocos são maciços e existe uma perfeita aderência com argamassa;
- a distribuição de tensões verticais e transversais é uniforme;
- a alvenaria comporta-se segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

No entanto, o efeito de confinamento entre o bloco e a junta poderá modificar-se se a rigidez relativa entre ambos se alterar de forma significativa.

No caso dos blocos possuírem uma deformabilidade transversal substancialmente superior em relação às juntas (por exemplo, blocos com percentagens elevadas de furação vertical e constituídos por materiais mais deformáveis em relação às juntas), os blocos ficam impedidos de se deformar transversalmente e as juntas passam a ser o elemento confinante. Nesse caso introduz-se um estado de tensão de tracção nas juntas e de compressão nos blocos na direcção transversal.

A rotura nesse caso poderá ser provocada pelo esmagamento da argamassa fissurada por compressão do bloco ou pelo esmagamento do material do bloco. Em blocos de furação vertical a rotura pode ocorrer por punçoamento da argamassa das juntas produzido pelos septos do bloco [Sousa, H. (1996)].

Num estudo realizado por outros investigadores [Cheema e Klingner (1986) *in* Mohamad,G. (2007)], propôs-se um modelo de comportamento considerando a rigidez relativa entre o bloco e a argamassa para prever a resistência à compressão da alvenaria. Este modelo baseou-se em testes experimentais com provetes de alvenaria com blocos de betão. Os resultados experimentais serviram para calibrar o modelo através de simulações pelo método dos elementos finitos. A informação obtida nesse estudo é dada através de gráficos em função de rácios entre módulo de elasticidade da argamassa e do bloco e de 2 parâmetros adimensionais (γ e ζ) que permitem obter as tensões no bloco e na argamassa (fig. 2.14).

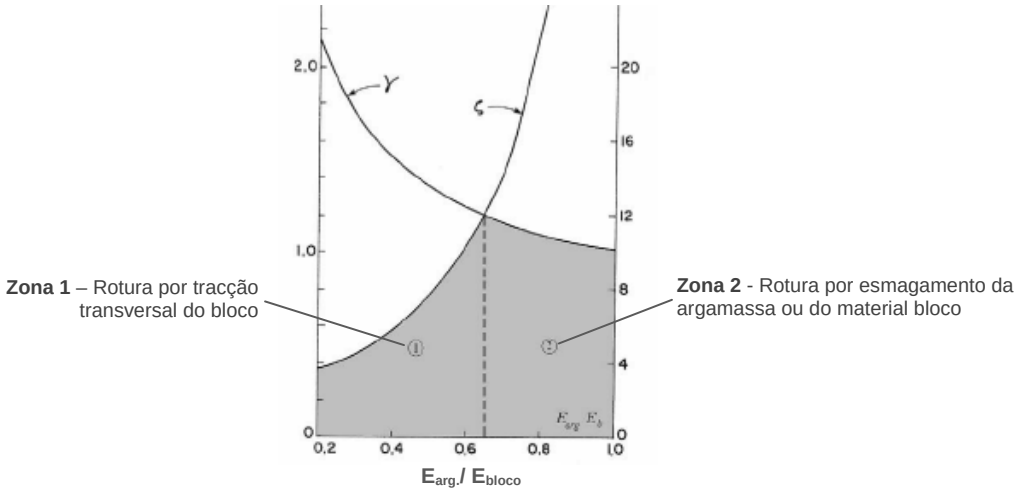
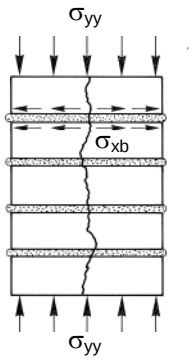


Fig. 2.14 - Modelo de Cheema e Klingner [Mohamad, G. (2007)]

A vantagem deste modelo consiste na facilidade em visualizar que para uma dada relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, a rotura dar-se-á preferencialmente por tracção no bloco se $E_{arg}/E_b \leq 0{,}66$ (zona 1), ou por esmagamento da junta de argamassa ou do material do bloco se $E_{arg}/E_b > 0{,}66$ (zona 2).

Noutro estudo detalhado sobre a interacção entre blocos e juntas argamassadas deduziu-se uma relação matemática entre a tensão do bloco na direcção transversal com a tensão de compressão aplicada na direcção vertical, em regime linear-elástico, em estado de tensão plana e para um estado homogéneo de deformação [Rots, J. (1991)].



$$\frac{\sigma_{xb}}{\sigma_{yy}} = \frac{v_j(1+v_j)E_b - v_b(1+v_b)E_j}{(1-v_j^2)E_b.t_b + (1-v_b^2)E_j.t_j}\ t_j \qquad (2.6)$$

Em que:

σ_{xb} - tensão do bloco na direcção transversal
σ_{yy} - tensão de compressão aplicada na direcção vertical (introduzida com valor negativo)
t_j, - espessura da junta
t_b - altura do bloco
ν_j, ν_b - coeficiente de Poisson da junta e do bloco, respectivamente
E_j, E_b - modulo de elasticidade da junta e do bloco, respectivamente

Apesar da expressão 2.6 não considerar a influência de alguns efeitos não-lineares associados à fractura e concentração de tensões na zona das juntas [Rots, J. (1991)], no entanto é possível visualizar a influência que as características de deformabilidade dos elementos têm no comportamento da alvenaria.

Podemos constatar que os blocos ficam sujeitos à tracção na direcção transversal quando estes são mais rígidos que as juntas. Neste caso, mantendo constante a tensão aplicada na direcção vertical (σ_{yy}), quanto maior for a espessura da junta maior será a tensão de tracção no bloco na direcção transversal (σ_{xd}). O aumento da tensão de tracção nos blocos potencia uma menor capacidade resistente na alvenaria. Também podemos constatar que no caso das juntas serem substancialmente mais rígidas que os blocos, estes ficam num estado de compressão biaxial.

2.2.3.2. Modelos simplificados

Actualmente, ainda não se dispõe um modelo analítico que consiga traduzir com toda a generalidade a influência dos múltiplos factores que condicionam a resistência à compressão das alvenarias. A generalidade dos regulamentos adopta correlações empíricas entre a resistência da alvenaria com a resistência à compressão dos blocos e da argamassa, ou em alternativa recorre-se a ensaios em laboratório realizados com provetes de escala reduzida.

A determinação da resistência à compressão através do ensaio de provetes de alvenaria com 3 ou mais fiadas de blocos (provetes tipo europeu) tem sido realizada com frequência, dado que estes provetes incluem a influência de vários aspectos do aparelho da alvenaria, como por exemplo o efeito da geometria do elemento, da argamassa de assentamento e das condições de execução. Esta via coloca no entanto alguns problemas associados sobretudo aos requisitos das máquinas de ensaio, manuseio dos provetes e custo.

Num estudo realizado em França pelo CSTB foi desenvolvido um modelo simplificado de cálculo com base em dados experimentais para explicar, de forma aproximada, o comportamento das alvenarias à compressão simples constituídas por blocos cerâmicos ou por blocos de betão existentes na Europa do Sul (com estrutura alveolar ou maciços). Admitindo um comportamento elástico e linear, deduziu-se a seguinte expressão para blocos de furação vertical [Delmotte, P., *et al* (1992) *in* Sousa, H. (1996)]:

$$f_M = f_b \frac{s_r}{s_n} \frac{t_u}{t_u + \frac{e}{h_u} \frac{E_b}{E_m} \frac{s_b}{s_n} \frac{1}{R_1}} \tag{2.7}$$

f_M - resistência à compressão da alvenaria
f_b - resistência à compressão do bloco
s_r - secção resistente do elemento
s_b - secção aparente do elemento
s_n - secção efectiva do elemento, correspondente à secção aparente deduzida dos vazios
e - espessura/altura da junta horizontal

h_u - altura do bloco
t_u - espessura do bloco
E_b - módulo de elasticidade do elemento
E_m - módulo de elasticidade da argamassa
R_1 - factor adimensional que traduz a esbelteza dos septos ($R1 \leq 1$)

Nestes elementos de furação vertical, a secção resistente (s_r) é entendida como a secção efectiva comum a duas fiadas consecutivas, ou seja, a secção correspondente à projecção dos septos longitudinais num plano paralelo às juntas horizontais, já que, devido ao aparelho aleatório de assentamento, não há garantia da sobreposição dos septos transversais. Por outro lado (s_r) também deverá traduzir a redução na largura das juntas horizontais de assentamento (juntas descontínuas). A inclusão do parâmetro (s_b/s_n) resultou dum estudo de correlação com resultados de ensaios.

O parâmetro (R_1) procura acautelar a possibilidade de ocorrer rotura por encurvadura dos septos dos blocos. Esta consideração pode revelar-se importante no caso de blocos de grande altura.

A comparação deste modelo com os resultados experimentais foi levada a cabo nesse trabalho e foi demonstrado que existe uma boa correlação entre ambos (fig. 2.15).

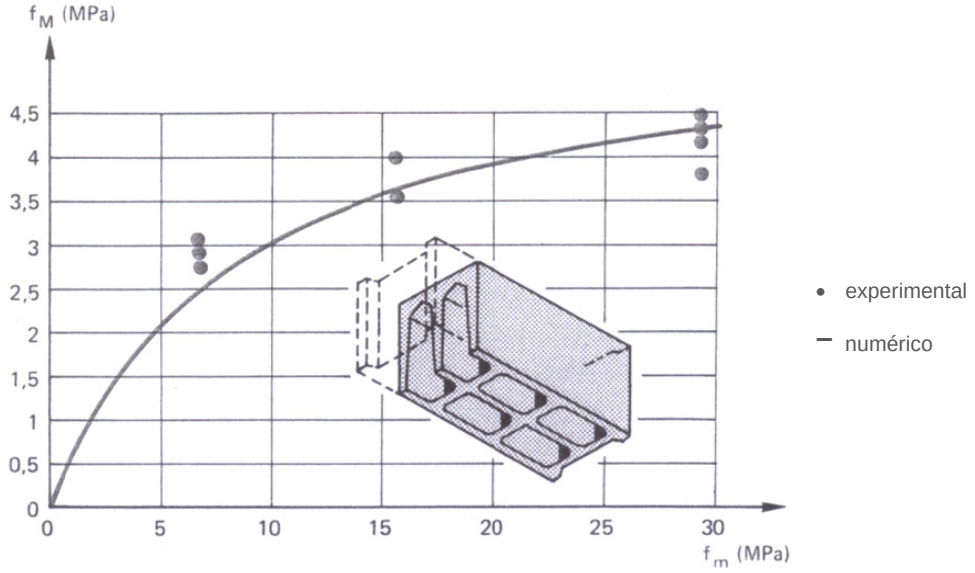


Fig. 2.15 - Comparação entre resultados experimentais e numéricos: resistência à compressão da alvenaria com blocos de betão (f_M) dada em função da resistência à compressão da argamassa (f_m) [Delmotte, P., *et al* (1992)]

A simples análise da expressão 2.5 permitir retirar algumas conclusões que concordam com as caracterizações experimentais conhecidas:

- a resistência da alvenaria nunca é superior à resistência do bloco;
- a resistência da alvenaria diminui com o aumento da espessura das juntas horizontais;
- a resistência da alvenaria aumenta com o aumento da rigidez da argamassa (menores espessuras e maior módulo de elasticidade).

Por outro lado, o EC6 [CEN - EN 1996-1-1 (2005)] propõe correlações empíricas entre a resistência à compressão da alvenaria com a resistência à compressão dos elementos. O valor característico da resistência à compressão da alvenaria (f_k) é determinado pela seguinte expressão:

$$f_k = K.\, f_b^{\alpha}.f_m^{\beta} \quad (2.8)$$

f_b - resistência à compressão normalizada do blocos na direcção da carga que se pretende determinar a resistência da alvenaria (paralela ou perpendicular às faces de assentamento)
f_m - resistência à compressão da argamassa
α e β - coeficientes adimensionais
K - factor que pretende ter em conta a geometria (% de furação, espessura dos septos, orientação dos furos) utilizada em vários tipos de blocos (betão, cerâmico, etc.), tipo de argamassa (argamassa-cola, corrente ou leve), descontinuidade nas juntas de assentamento e direcção de aplicação de carga (paralela ou perpendicular às juntas horizontais de assentamento).

De acordo com o EC6, esta expressão pode ser calibrada para fornecer um valor da resistência concordante com os resultados experimentais e o seu uso deve ser limitado em função da resistência dos elementos (f_b e f_m), do coeficiente de variação dos testes (C.V.) e do grupo a que pertencem os blocos.

Estes grupos, definidos no EC6 de 1 a 4 (1 a 3 para blocos de furação vertical e 4 para blocos de furação horizontal), estabelecem um conjunto de requisitos geométricos em função dos materiais constituintes de blocos (cerâmicos, betões e silicato de cálcio). Os blocos devem respeitar estes requisitos para que pertençam a um determinado grupo. Alguns desses requisitos são, por exemplo a percentagem de furação, espessura individual e combinada dos septos, entre outros. A consideração do grupo a que pertencem os blocos é necessária para o cálculo da resistência ao corte e à compressão simples.

Para determinar a resistência característica à compressão simples (f_k) de alvenarias constituídas por blocos cerâmicos ou de betão, o EC6 sugere as seguintes expressões:

- para argamassas convencionais (constituídas por agregados correntes ou leves, cuja espessura de junta esteja compreendida entre 6 a 15 mm);

  $f_k = K.\, f_b^{0.7}.f_m^{0.3}$ (aplicável a todo tipo de blocos e grupos) (2.9)

- para argamassas-cola (constituindo juntas finas de espessura compreendida entre 0,5 a 3mm);

  $f_k = K.\, f_b^{0.7}.$ (aplicável a todo tipo de blocos do grupo 1 e 4) (2.10)

  $f_k = K.\, f_b^{0.85}$ (aplicável a blocos cerâmicos do grupo 2 e 3) (2.11)

O EC6 estabelece valores para o factor K. Este factor é crescente com a diminuição da classe, i.e, o valor cresce em função da maior robustez do bloco (menor % de furação, septos mais espessos, entre outros) e com o uso de argamassa-cola nas juntas de assentamento (proporcionam juntas mais finas e com maior capacidade de aderência em relação às argamassas convencionais). O EC6 indica valores que variam entre 0,2 e 0,55 para argamassas genéricas e para argamassas-cola entre 0,35 e 0,80. O uso das expressões 2.9 a 2.11 é limitado a um conjunto de requisitos para que os resultados obtidos sejam minimamente representativos, como por exemplo:

- $f_m \leq 10$ N/mm^2 para argamassas leves e $f_m \leq 20$N/mm^2 ou $2xf_b$ (menor dos 2) para argamassas correntes;
- $f_b \leq 75$ N/mm2 para argamassas convencionais e f_b menor do que 50 N/mm^2 para argamassas-cola;
- C.V. $\leq 25\%$ (variação da amostra considerada para a determinação de f_b).

Numa simples análise das expressões sugeridas pelo EC6, é possível verificar que a resistência do bloco (f_b) tem uma influência mais acentuada na resistência da alvenaria do que a resistência da argamassa (f_m). Por outro lado, no caso das juntas serem constituídas por argamassas-cola, o valor da resistência à compressão da alvenaria, para o mesmo valor de (f_b), pode ser substancialmente superior. Este facto revela a importância atribuída à aderência entre os elementos e à espessura das juntas de assentamento. A utilização de juntas com menor espessura constituídas por argamassas com melhor capacidade de colagem proporciona um melhor desempenho mecânico à alvenaria.

Convém referir que a determinação da resistência à compressão da alvenaria através de relações empíricas entre as resistências do bloco e da argamassa resulta do tratamento estatístico de uma compilação de dados resultantes de ensaios experimentais desenvolvidos sobretudo na Europa do Norte, particularmente na Alemanha.

As expressões propostas pelo EC6 sofreram num passado recente alguma contestação pelo facto de resultarem de ensaios realizados sobretudo com blocos cerâmicos, cujas geometrias apresentam reduzida percentagem de furação, resistências mecânicas relativamente elevadas e as argamassas utilizadas apresentarem resistências moderadas.

Apresenta-se na figura seguinte (fig. 2.16) um conjunto de resultados relativos a uma argamassa de assentamento com resistência à compressão de 5 N/mm^2, utilizados para estabelecer as correlações empíricas do EC6.

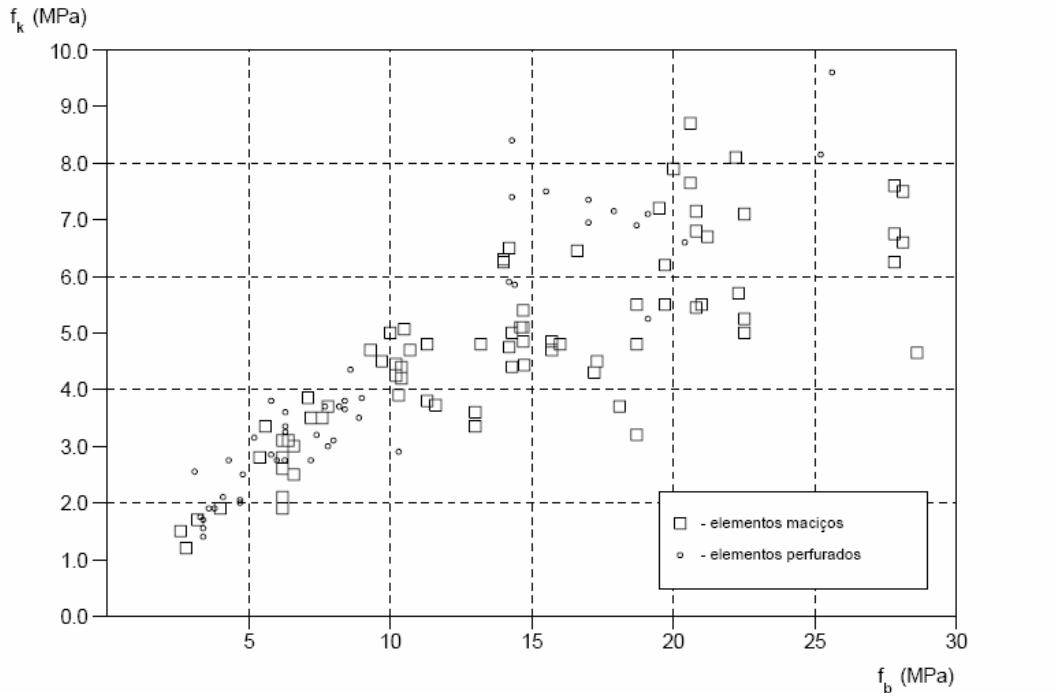


Fig. 2.16 - Resistência característica à compressão simples de alvenarias (f_k) dada em função da resistência à compressão normalizada dos blocos (f_b) [Sousa, H. (1996)]

Relativamente ao módulo de elasticidade secante (E) o EC6 sugere a relação f_k/E =1000 caso não seja possível determinar esta característica experimentalmente. Relativamente à curva de resposta não-linear da alvenaria à compressão simples, o EC6 fornece uma curva típica de carácter muito genérico (fig. 2.17).

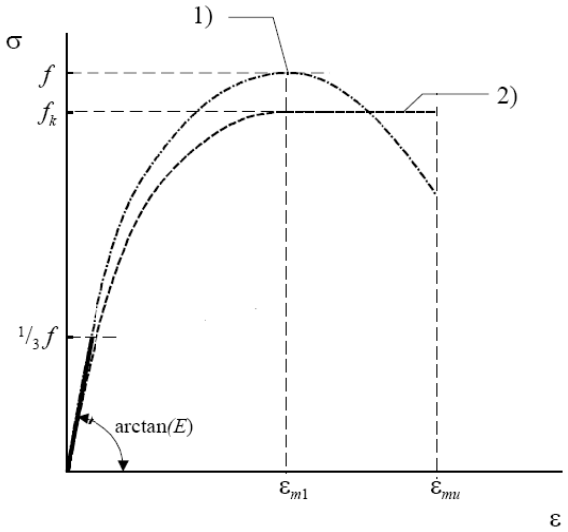


Fig. 2.17 - Curva de resposta genérica à compressão simples da alvenaria considerada no EC6: (1) diagrama típico não-linear; (2) diagrama idealizado (parábola-rectângulo)

No entanto o EC6 refere que esta curva pode não ser adequada para todos os tipos de alvenaria e não indica valores para extensões de pico (ε_{m1}) e extensão última (ε_{mu}) para alvenaria não reforçada (simples). Esta filosofia é coerente com os resultados experimentais conhecidos dado que o comportamento mecânico de alvenarias de diferentes tipos é distinto, em grande parte devido às possibilidades de combinação entre argamassas e blocos, com comportamentos mecânicos e geometrias distintas, e à qualidade de mão-de-obra empregue. Relativamente a este aspecto, mesmo construindo paredes de alvenaria para se realizarem testes em laboratório com mão-de-obra especializada e em condições controladas, é possível que aconteçam desvios significativos no seu comportamento mecânico. O EC6 prevê factores de segurança em função da qualidade de execução da alvenaria que variam entre 1,5 a 3. Estes factores penalizam a resistência da alvenaria, não só à compressão, mas também ao corte é à flexão.

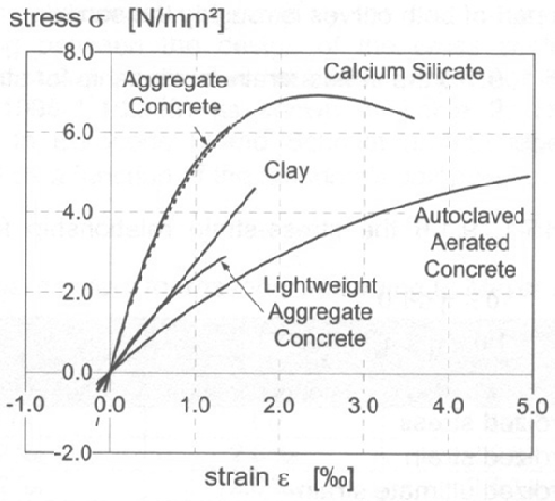


Fig. 2.18 - Exemplos de curvas de resposta para diferentes tipos materiais utilizados em blocos de alvenaria [Glock, C., Graubner, C. (2004)]

Um estudo realizado na Alemanha [Glock, C., Graubner, C. (2004)] sugere a utilização da expressão regulamentar para estruturas de betão, Eurocódigo 2 [CEN - EN 1992-1-1 (2004)], para caracterizar as curvas de resposta não linear de alvenaria não reforçada à compressão simples. Segundo os autores é possível calibrar essa expressão para se ajustar ao comportamento experimental da alvenaria. A expressão adaptada para a alvenaria é a seguinte:

$$\frac{\sigma}{f_k} = \frac{kn - n^2}{1 + (k-2)n} \tag{2.12}$$

f_k - tensão de rotura à compressão simples da alvenaria
$n = \varepsilon/\varepsilon_{m1}$
ε_{m1} - extensão de pico
k =1.05 E $|\varepsilon_{m1}| / f_k$ (factor de curvatura)

Os parâmetros experimentais necessários para a calibração da curva são E, f_k, ε_{m1}. O factor k, sendo um valor empírico, pode tomar outra forma para melhor se ajustar aos dados experimentais. Esta curva constitui uma forma prática para caracterizar a resposta da alvenaria à compressão simples de forma representativa, a partir de um conjunto de dados experimentais mais restrito.

No entanto, quando não existirem dados experimentais, os autores sugerem a utilização de valores indicados noutros estudos [Meyer, U., Schubert, P. (1992)]. Por exemplo, para alvenaria de betão corrente ou de agregados leves sugere-se k=1 e $\varepsilon_{m1}=1.2^0/_{00}$ e para alvenaria cerâmica sugerem k=1 e $\varepsilon_{m1}=2^0/_{00}$ [Glock, C., Graubner, C. (2004)]. Outros autores sugerem um intervalo de variação possível para k que se situa entre 1.1 e 5 [Prume, D. (1995)]. Nestes casos (f_k) é determinado pelas expressões 2.9 a 2.11. Evidentemente que neste caso a curva resultante poderá não ser muito exacta, mas constitui uma estimativa verosímil dado que se baseia em dados experimentais.

Outro aspecto particularmente importante no comportamento mecânico à compressão da alvenaria relaciona-se com a direcção de aplicação carga. A resistência à compressão da alvenaria tende a diminuir à medida que inclinamos a carga em relação às juntas de assentamento, devido ao facto do seu comportamento estar a ser influenciado por outros mecanismos de rotura potencialmente mais frágeis que o mecanismo de rotura por compressão. Estes mecanismos são causados por esforços de corte nas juntas, como por exemplo a rotura da ligação entre o bloco e a junta (aderência) ou rotura por fricção nas juntas de assentamento, que em geral são mecanismos de rotura que fragilizam a resistência da alvenaria (fig. 2.19).

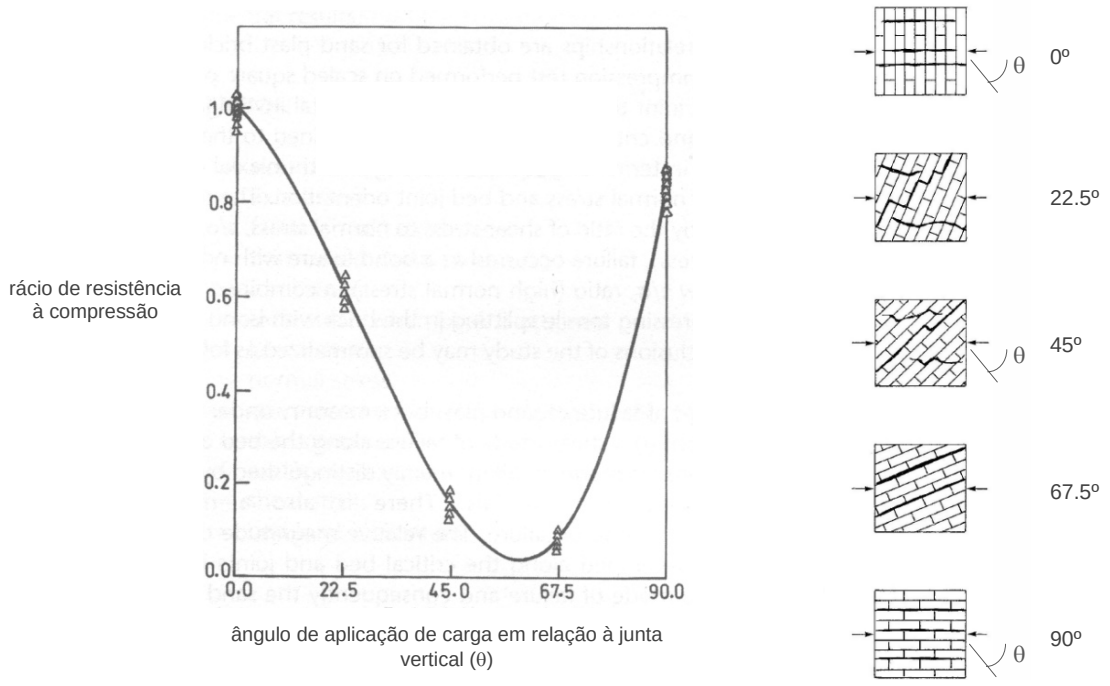


Fig. 2.19 - Exemplo da influência da direcção de carga aplicada no comportamento da alvenaria à compressão simples [Senthivel, R. et al (2000)]: (a) rácio entre a resistência para uma direcção carga e a resistência máxima (perpendicular às juntas horizontais de assentamento) versus do ângulo de aplicação de carga e (b) modos de rotura associados à variação do ângulo de aplicação de carga (θ)

Por outro lado, quando as cargas são aplicadas paralelamente às juntas horizontais de assentamento, a resistência à compressão é menor em relação à resistência determinada na direcção perpendicular (ver na figura 2.18). Este aspecto está em parte relacionado com a forma de assentamento das fiadas, i.e, a sobreposição dos blocos nas fiadas sem coincidência das juntas verticais confere à parede uma maior capacidade em distribuir as cargas aplicadas (fig. 2.20).

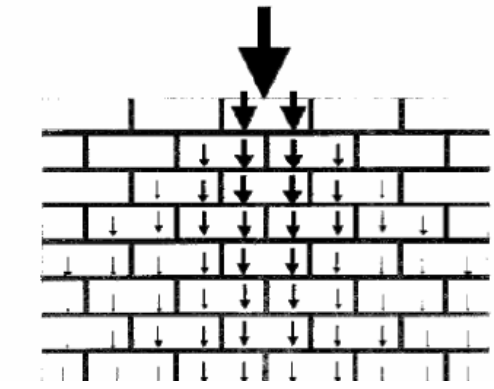


Fig. 2.20 - Distribuição teórica das cargas aplicadas perpendicularmente às juntas de assentamento em paredes construídas com blocos assentes sem coincidência das juntas verticais

Na direcção paralela a capacidade de distribuição das cargas pelos blocos é menor. Neste caso as fiadas de blocos são mais solicitadas e potencia-se fendilhação das juntas por corte e tracção nas juntas

horizontais ("splitting"), conduzindo assim a resistências menores, conforme se pode constatar pela análise da figura 2.19. Este aspecto é importante na análise das solicitações horizontais no plano das paredes causadas pela acção do vento ou do sismo.

Para considerar a influência da sobreposição dos blocos, o EC6 ao impõe limites mínimos à sobreposição dos blocos (dados em função da altura destes). Para traduzir a influência da direcção de aplicação de carga, designadamente no caso de esta ser aplicada na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento, o EC6 utiliza as mesmas expressões (2.9 a 2.11) para determinar a resistência na direcção perpendicular, introduzindo as seguintes modificações:

- redução de 50% do factor K para blocos mais frágeis , designadamente para unidades do grupo 2 e 3 que possuem percentagens de furação vertical mais elevadas (entre 25 a 70%);
- determinar experimentalmente a resistência normalizada à compressão do bloco (f_b) na direcção a paralela às juntas horizontais de assentamento, considerando um factor de forma igual à unidade (ver subcapítulo 4.9.1.1.).

Este facto indica que o EC6 reduz pelo menos 50% a resistência da alvenaria constituída por blocos mais frágeis e para blocos mais robustos essa redução é dada apenas pela eventual redução da resistência dos blocos na direcção paralela.

2.2.4. Aspectos do Comportamento Mecânico da Alvenaria ao Corte no Seu Plano

2.2.4.1. Mecanismos de rotura

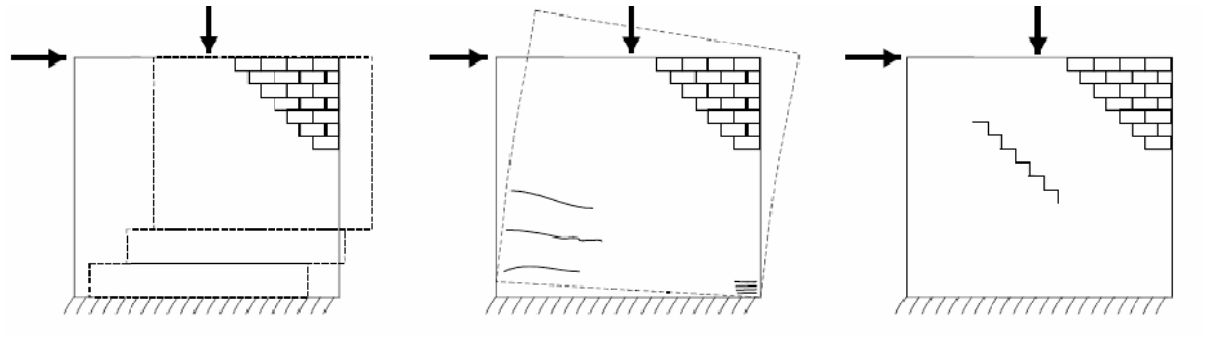
No passado as paredes eram consideradas unicamente como elementos verticais onde a resistência à compressão era o factor mais importante no seu comportamento mecânico. Nesse contexto foram desenvolvidos diversos estudos no sentido de se estabelecer o comportamento da alvenaria à compressão para várias combinações de blocos e argamassas.

Mais recentemente, com o surgimento de edifícios mais altos, as acções horizontais provocadas pelo vento e pelos sismos começaram a ser um dos principais aspectos a considerar. Assim a importância do conhecimento sobre os efeitos destas acções nos edifícios tomaram outra importância, constituindo um factor decisivo na garantia da estabilidade global das edificações. Em edifícios constituídos por paredes de alvenaria, a estabilidade às acções horizontais é fundamentalmente conseguida através de paredes com função de contraventamento. Nesse sentido houve um interesse cada vez maior em estudar os fenómenos mecânicos que regem o comportamento mecânico das paredes nessas condições.

De uma forma geral, em situações reais de paredes de alvenaria, as forças de corte associadas às acções horizontais actuam simultaneamente com as forças de compressão associadas às acções verticais (como por exemplo, o peso próprio e as acções de sobrecargas nos pavimentos de edifícios).

Este tipo de solicitação provoca distintas formas de comportamento mecânico e de rotura nas paredes. Em paredes com funções de contraventamento submetidas a cargas no seu plano, podem ocorrer os 3 modos seguintes de rotura (fig. 2.21):

- (a) rotura por atrito, definida por um deslizamento das fiadas de blocos ao longo das juntas horizontais de assentamento;
- (b) rotura por flexão, em que a parede se comporta como uma consola rígida submetida a carregamento horizontal, na qual ocorre fendilhação nas zonas traccionadas, eventualmente acompanhada por esmagamento nos cantos da parede;
- (c) rotura por fendilhação diagonal, caracterizada pela combinação de tensões principais de tracção e de compressão.



(a) (b) (c)

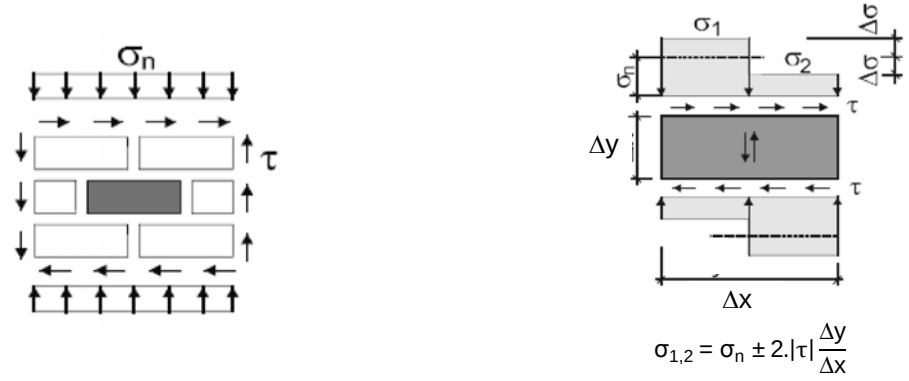
Fig. 2.21 - Mecanismos principais de rotura ao corte com compressão [Marzahn, G. (1998)]

2.2.4.2. Modelos simplificados

A alvenaria solicitada simultaneamente ao corte e à compressão não demonstra um colapso semelhante aos materiais considerados homogéneos. A sua rotura é fortemente condicionada pela rotura de cada um dos seus constituintes (blocos e juntas de argamassa) e pela intensidade das cargas aplicadas. No sentido de captar os possíveis modos de rotura, diferentes teorias foram desenvolvidas, sendo a mais conhecida a de Mann&Müller [Mann, W., Müller, H. (1976) *in* Marzahn,G. (1998)].

Esta teoria foi desenvolvida com base em testes experimentais para determinar a resistência ao corte de alvenarias simples (não reforçadas) construídas com sobreposição a meio comprimento dos blocos (fig. 2.8 (e)) e foi utilizada como base para a elaboração do regulamento alemão aplicável às alvenarias [DIN 1053-1 (1996)].

A teoria de Mann e Müller relaciona a tensão de corte (τ) com a tensão normal (σ_n) aplicada numa porção de parede, partindo da hipótese que não há transferência significativa de tensões de corte nas juntas verticais. Esta hipótese baseia-se no facto das juntas verticais não serem frequentemente bem preenchidas com argamassa, ou não serem convenientemente ajustadas aos blocos para garantir uma melhor aderência. Este aspecto modifica a forma como esta a tensão é distribuída pelos blocos. Para manter o equilíbrio do bloco, surge uma variação da tensão normal ($\Delta\sigma$) que provoca uma distribuição não uniforme das tensões normais aplicadas no bloco ($\sigma_{1,2}$) (fig. 2.22).



(a) (b)

Fig. 2.22 - Estado de tensão compressão/corte de acordo com Mann&Müller [Marzahn,G. (1998)]: (a) tensão aplicada numa porção de parede e (b) distribuição das tensões num bloco

Por outro lado, Mann e Müller observaram que a intensidade da tensão de compressão é essencial para a definição do modo de rotura da alvenaria ao corte. Por exemplo, se as tensões de compressão aplicadas forem suficientemente elevadas surge uma rotura por tracção nos blocos.

Deste modo, dependendo da intensidade de tensão de compressão aplicada nas paredes (σ), podem ocorrer os seguintes modos de rotura ao corte (fig. 2.23):

- (1) rotura por tracção ou por corte na ligação bloco-junta;
- (2) rotura por corte nas juntas de assentamento (rotura por atrito);
- (3) rotura por tracção nos blocos;
- (4) rotura por compressão da alvenaria.

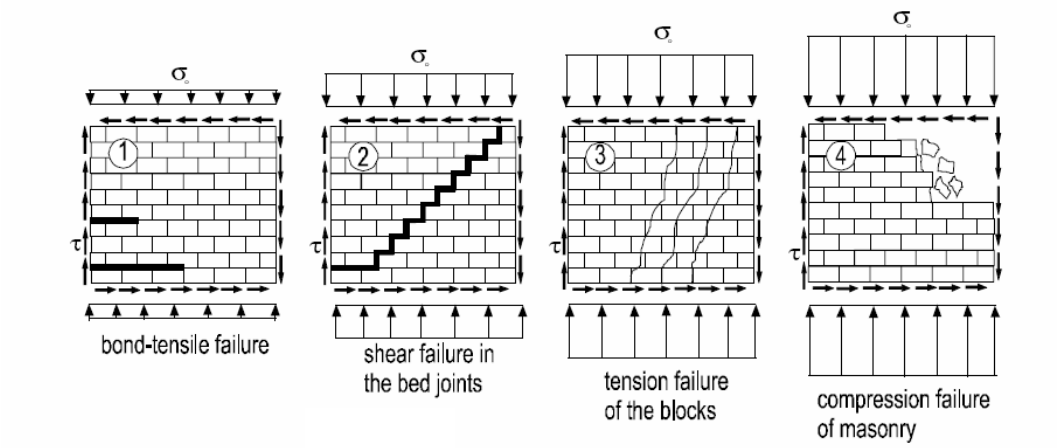


Fig. 2.23 - Rotura ao corte nas paredes em função da intensidade das tensões de compressão aplicadas [Marzahn, G. (1997)]

O modo de rotura (1) ocorre quando as tensões de compressão são muito baixas. Neste caso a resistência ao corte da alvenaria é condicionada pela resistência que a ligação entre o bloco e junta de argamassa oferece (aderência ao corte ou resistência à tracção).

Mann e Müller definem a envolvente das tensões de rotura ao corte da alvenaria para os modos de rotura 2, 3 e 4 (fig. 2.24).

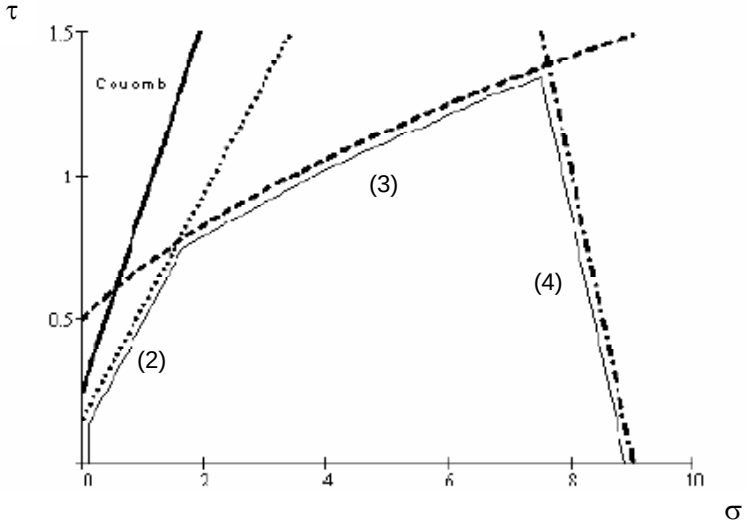


Fig. 2.24 - Representação esquemática da envolvente das tensões de rotura [Mann, W., Muller, H. (1976)]

Para tensões de compressão relativamente moderadas (modo de rotura 2), Mann e Müller propõem uma modificação da lei de Coulomb. Consideram uma redução dos valores do coeficiente de atrito interno e da coesão para levar em conta a distribuição não uniforme da tensão normal nas juntas horizontais de assentamento (fig. 2.22).

Para tensões de compressão elevadas, a rotura da alvenaria pode ser condicionada pela rotura dos blocos à tracção diagonal (modo de rotura 3), embora também possa ocorrer rotura por atrito, mas de forma menos pronunciada (modo de rotura 2). Este aspecto foi considerado por Mann e Müller através da introdução da resistência à tracção do bloco na formulação da resistência ao corte.

O modo de rotura (4) normalmente não se verifica na prática corrente, pelo facto das tensões de compressão serem muito elevadas o que, em geral, não ocorre em casos de paredes reais.

Para a determinação da resistência ao corte são propostas as seguintes expressões [Mann, W., Muller, H. (1976) *in* Bosiljkov, V., *et al* (2008)]:

- rotura por corte (rotura por atrito com deslizamento friccional) - modo de rotura (2);

$$\tau = \bar{\tau}_{vo} + \bar{\mu}.\sigma \tag{2.13}$$

$$\bar{\tau}_{vo} = \tau_{vo} \frac{1}{1 + 2\mu \, {\Delta x}/{\Delta y}}$$

$$\bar{\mu} = \mu \frac{1}{1 + 2\mu \, {\Delta x}/{\Delta y}}$$

- rotura por tracção diagonal dos blocos - modo de rotura (3);

$$\tau = \frac{f_{bt}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_d}{f_{bt}}} \tag{2.14}$$

- rotura por compressão da alvenaria - modo de rotura (4);

$$\tau = (f - \sigma) \frac{\Delta x}{2\Delta y} \tag{2.15}$$

τ - tensão de rotura ao corte
τ_{vo} - coesão ou tensão inicial ao corte para tensão nula
μ - coeficiente de atrito
σ - tensão de compressão normal às juntas horizontais de assentamento
Δx, Δy - comprimento e altura do bloco
f_{bt} - tensão rotura à tracção do bloco (pode ser determinada por forma indirecta, por exemplo com ensaios de resistência à tracção por compressão dos blocos)
f - tensão de rotura da alvenaria
$\bar{\tau}_{vo}$ - coesão ou resistência inicial ao corte reduzida
$\bar{\mu}$ - coeficiente de atrito reduzido

O modelo de Mann e Müller apresenta a vantagem de prever o modo de rotura ao corte em alvenaria simples a partir da sua resistência à compressão e da resistência à tracção dos blocos.

Este modelo demonstrou ser eficiente para estimar a resistência ao corte de paredes não reforçadas solicitadas de forma monotónica, de acordo com um estudo experimental [Bosiljkov, V., *et al* (2003) *in* Bosiljkov, V., et al. (2008)]. No entanto, no caso de cargas cíclicas este modelo demonstrou sobrestimar a resistência ao corte por não considerar a influência da deformabilidade das juntas argamassa no modo de rotura por deslizamento [Bosiljkov, V., *et al* (2008)].

O modelo proposto pelo EC6 inclui a rotura por deslizamento friccional (rotura por atrito) nas juntas de assentamento do tipo Mohr-Coulomb (modo de rotura 2) e impõe um limite para a tensão de rotura ao corte a utilizar. Este limite é determinado através da resistência à compressão dos blocos e pretende evitar a rotura da alvenaria por tracção do bloco (modo de rotura 3). De acordo com o EC6, a resistência ao corte é determinada da seguinte forma:

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{v0k} + \mu . \sigma_d \leq f_{vk,max} = k_v . f_b \quad (2.16)$$

f_{vk} - valor característico da tensão de rotura ao corte
g/t - factor para levar em conta a descontinuidade das juntas horizontais de assentamento sendo (t) a espessura da parede e (g) a largura total da junta de argamassa
f_{v0k} - valor característico da resistência inicial ao corte (ou aderência)
μ - coeficiente de atrito
σ_d - média da tensão de compressão determinada na secção critica na parede (ver fig. 2.24)
$f_{vk,max}$ - valor limite da resistência ao corte
f_b - resistência normalizada à compressão simples dos blocos
k_v - factor que assume valores de 0,065 a 0,045, respectivamente para alvenaria com e sem juntas verticais preenchidas com argamassa

Para o coeficiente de atrito (μ) o EC6 propõe um valor de 0,4. Este valor aplica-se a vários tipos de combinações de blocos e argamassas e pretende levar em conta o efeito da distribuição não uniforme das tensões de compressão nas juntas de assentamento. Para a aderência (f_{v0k}), o EC6 sugere que seja determinado em ensaios de corte directo nas juntas de assentamento, ou através de tabelas existentes no documento para várias combinações de blocos e argamassas. Em geral, valores superiores de aderência são atribuídos às argamassas-cola, facto que revela a importância da aderência na resistência ao corte. Por outro lado, os valores atribuídos para o coeficiente de atrito e para a aderência tem sofrido alguma contestação, porque demonstram ser conservativos ou desajustados quando comparados com resultados experimentais.

No caso de a alvenaria possuir juntas verticais não preenchidas ou secas, o EC6 sugere uma redução de 50% do valor característico da tensão inicial ao corte (f_{vok}). Este facto revela que a utilização de juntas verticais secas penaliza a resistência da alvenaria às solicitações ao corte.

No entanto, alguns estudos experimentais realizados na Alemanha em provetes de parede com dimensão apreciável (2,5x2,5m^2), constituídos por blocos cerâmicos de furação vertical, sugerem que o nível de redução da resistência inicial ao corte proposto pelo EC6 pode ser muito conservativo e pode levar a uma estimativa errónea do tipo de rotura ao corte [Meyer, U. (2000)]. Por outro lado, estudos experimentais mais recentes realizados pelo mesmo autor indicam que o limite máximo da resistência ao corte proposto pelo EC6 ($f_{vk,max}$) parece sobrestimar a resistência ao corte da alvenaria [Meyer, U. (2004)].

Num estudo experimental realizado no LNEC [Dias, J. (2007)] foi caracterizado o comportamento ao corte de provetes (ensaio de corte directo nas juntas de assentamento) constituídos por blocos maciços de diversos materiais, entre os quais blocos de betão com agregados de argila expandida (fig. 2.25).

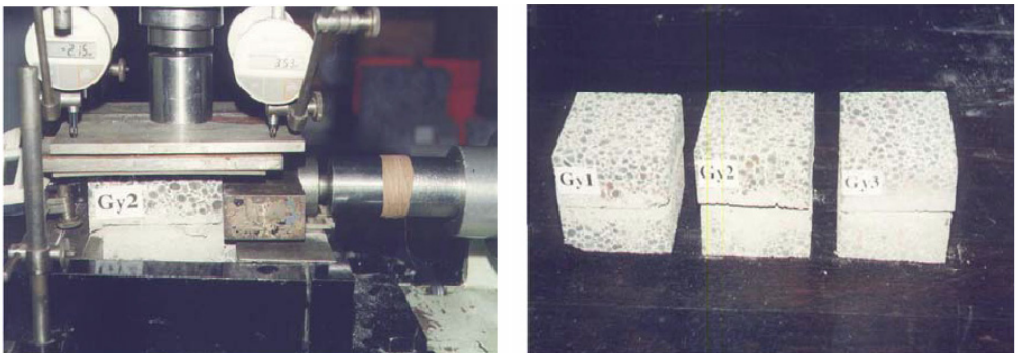


Fig. 2.25 - Ensaio ao corte nos provetes constituídos por blocos de betão de argila expandida [Dias, J. (2007)]

O autor desse estudo conclui que a resistência ao corte determinada por via experimental é mais elevada em relação à resistência ao corte determinada pela metodologia do EC6, uma vez que os valores do coeficiente de atrito (μ) e da resistência inicial ao corte (f_{v0}) obtidos experimentalmente são mais elevados em relação aos valores de referência indicados no EC6. O autor desse estudo refere que este facto poderá estar associado à abordagem conservativa do EC6, no sentido de se posicionar no lado da segurança na determinação da resistência ao corte da alvenaria. No caso dos ensaios realizados nesse estudo referentes aos provetes constituídos por blocos maciços de betão de argila expandida (fig. 2.25), determinaram-se valores (médios) da resistência inicial ao corte (f_{v0}) de 0,47N/mm^2 e um coeficiente de atrito (μ) de 0,75. As características destes provetes são as seguintes [Dias, J. (2007)]: resistência à compressão dos blocos - 10N/mm^2; módulo de elasticidade do betão - 8500N/mm^2; massa volúmica seca do betão - 1040kg/m^3; juntas dos provetes realizadas com argamassa corrente de cimento e areia (traço 1:5) e com 5mm de espessura; resistência à compressão da argamassa - 2,6N/mm^2.

Relativamente ao modelo de comportamento das paredes ao corte, o EC6 propõe uma distribuição linear das tensões de corte na secção crítica da parede e só a parte comprimida dessa secção é que oferece resistência ao corte ($\tau_{vk} = f_{vk}$). A média da tensão de compressão vertical (σ_d) é determinada nessa secção com a apropriada combinação de acções (fig. 2.26).

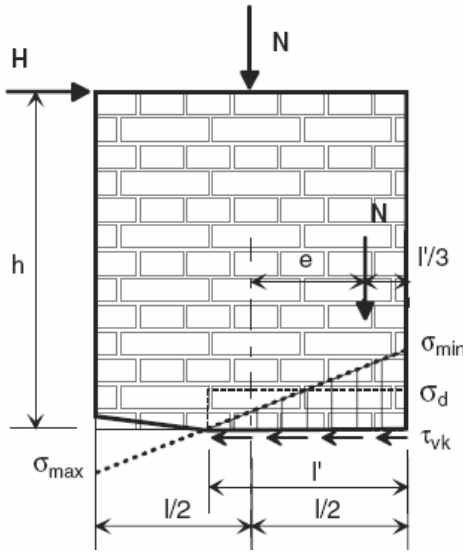


Fig. 2.26 - Modelo adoptado no EC6 para o cálculo da resistência ao corte [Bosiljkov, V., *et al* (2008)]

A generalidade das paredes de alvenaria apresentam relações entre a altura e o comprimento relativamente baixas e as tensões de compressão aplicadas são relativamente moderadas. Desta forma será provável que a rotura ao corte por atrito de acordo com a lei de Mohr-Coulomb se verifique com mais frequência [Marzahn, G. (1997)]. Este aspecto parece servir de base para a filosofia de análise do EC6 já que só considera a lei de Mohr-Coulomb para determinar a resistência ao corte e limita o valor máximo a considerar para evitar outro tipo de rotura. Esta abordagem é própria da maioria dos regulamentos estruturais, já que pretendem posicionarem-se do lado da segurança.

Por outro lado, de acordo com um estudo efectuado [Wankang, Luo *et al* (1997) *in* Bosiljkov, V., *et al* (2008)], a lei linear de Mohr-Coulomb é considerada válida para tensões de compressão inferiores a $2N/mm^2$. Este valor pode constituir uma referência para validarmos o modelo de comportamento que pretendemos assumir para a parede, e definir o nível de carga para que a lei de Mohr-Coulomb seja aplicável.

2.3. Influência de Alguns Factores na Resistência Mecânica da Alvenaria

Em Portugal não existem muitos estudos aplicados a alvenaria estrutural constituída por elementos de betão com agregados de argila expandida. No entanto, procurou-se informações provenientes de artigos científicos de diferentes países e que resultam maioritariamente de experiências laboratoriais realizadas em provetes de alvenaria cerâmica e de betão de agregados correntes. Este provetes foram realizados de forma diversa, com técnicas de ensaio que nem sempre são coincidentes e que condicionam bastante os resultados e as conclusões que se podem formular. Porém julga-se possível formular conclusões qualitativas relativamente gerais, sem efectuar comparações quantitativas, já que estas nem sempre se podem realizar por implicarem uma análise detalhada e cuidada que nem sempre é possível concretizar a partir da informação disponibilizada.

De uma forma geral os principais factores que mais condicionam o comportamento mecânico das alvenarias são os seguintes:

- resistência da argamassa e dos blocos;
- geometria dos blocos;
- geometria das juntas de assentamento;
- aderência entre bloco/junta;
- revestimentos;
- aparelho de assentamento;
- qualidade de execução.

Serão abordadas apenas os factores relacionados com a resistência e aderência dos elementos, a geometria das juntas de assentamento e os revestimentos na resistência à compressão simples e na resistência ao corte. Não se analisam os efeitos de segunda ordem, como por exemplo, a encurvadura que penaliza o desempenho de paredes de alvenaria relativamente esbeltas à compressão simples.

Sempre que possível faz-se referência às disposições do EC6 sobre os factores em análise. A referência dessas disposições reflecte o actual estado da arte sobre a influência desses factores no comportamento mecânico da alvenaria.

2.3.1. Propriedades Mecânicas dos Elementos Constituintes

A resistência à compressão das alvenarias é muito condicionada pela resistência à compressão dos elementos que a constituem. Essa importância está expressa na generalidade dos modelos de

comportamento das alvenarias que fazem depender a resistência à compressão da resistência dos blocos e das juntas de argamassa.

Uma conclusão que se pode retirar, aliás expressa nas expressões 2.9 a 2.11, é o facto da resistência da alvenaria à compressão simples ser sempre inferior à resistência dos blocos que a constituem. Por outro lado, a resistência à compressão dos blocos tem mais influência na resistência à compressão da alvenaria do que a resistência da argamassa.

Num estudo experimental realizado no LNEC com provetes de blocos de betão de furação vertical [Carvalho, F. (1990)] verificou-se um aumento da tensão de rotura da alvenaria à compressão em cerca de 10% quando se aumenta em cerca do dobro a resistência à compressão da argamassa. Assim, a resistência à compressão da alvenaria melhora ligeiramente com o aumento da resistência da argamassa, mas no entanto essa melhoria não é significativa.

A figura 2.27, adaptada de um estudo experimental realizado em provetes de alvenaria com blocos de betão procura explicitar a influência mútua entre a resistência à compressão de alvenaria, do bloco e da argamassa das juntas de assentamento [Hurez, M. (1986) *in* Sousa, H. (1996)].

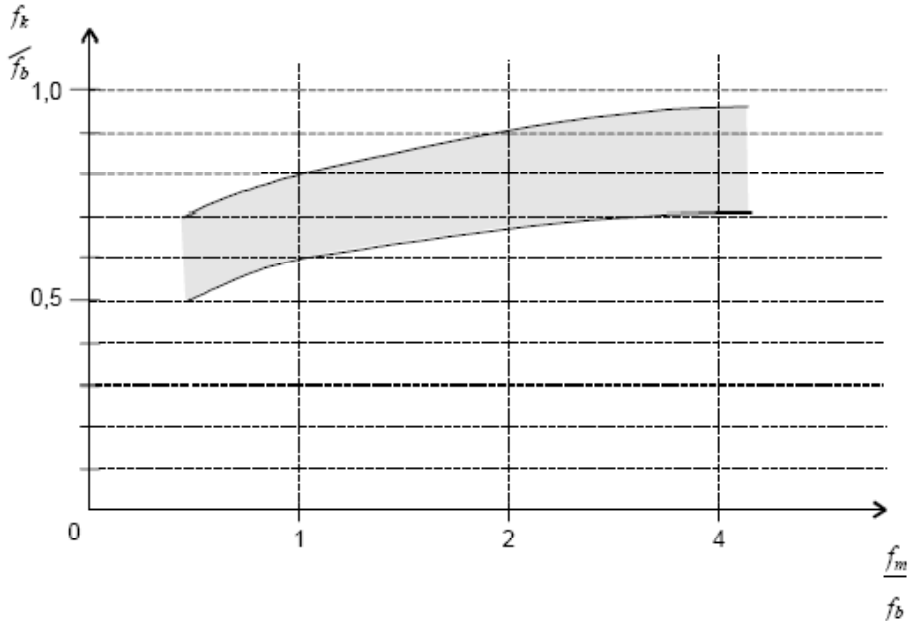


Fig. 2.27 - Relação entre a resistência à compressão da alvenaria (f_k) e da argamassa (f_m), expressas relativamente à resistência dos blocos (f_b)

Neste gráfico pode-se observar, por exemplo, que a resistência cresce à medida que cresce a resistência da argamassa de assentamento embora de forma assímptota, i.e, a partir de uma certa altura a contribuição da argamassa na resistência não se faz sentir. Por outro lado constata-se que a resistência da alvenaria à compressão é sempre inferior à resistência dos blocos.

O facto de a alvenaria possuir uma resistência inferior aos blocos deve-se ao facto da rotura ocorrer em pontos frágeis. Essa fragilidade deve-se à utilização de elementos pouco resistentes, ou à falta de aderência entre elementos, ou à ocorrência de concentração de tensões especialmente nas juntas de assentamento. Apesar das juntas de argamassa poderem constituir eventuais planos de fragilidade penalizando o comportamento da alvenaria, no entanto são necessárias pois desempenham as seguintes funções:

- atenuam os pontos duros de contacto entre as superfícies, reduzindo a concentração de tensões e permitindo à parede adaptar-se às deformações;
- permitem corrigir, fiada a fiada, a horizontalidade e verticalidade da parede;
- durante a construção contribuem para a auto-estabilidade da parede.

Por outro lado, algumas evidências experimentais demonstram que a resistência à compressão da argamassa não é um parâmetro directamente influente na resistência ao corte (resistência determinada em ensaios de corte directo nas juntas de assentamento) em provetes constituídos por blocos de furação vertical, cerâmicos, ou de betão [Cavalheiro, O., Pedroso, G. (2000)].

2.3.2. Espessura das Juntas de Assentamento

A generalidade dos investigadores refere que a espessura das juntas de argamassa é um parâmetro que influencia a resistência da alvenaria à compressão. Esta constatação aparece na análise das expressões 2.6 e 2.7 onde se pode observar que a utilização de juntas mais espessas diminui a resistência da alvenaria.

Segundo um estudo experimental efectuado na América do Norte em provetes de alvenaria constituídos por blocos de betão corrente [Drysdale, R., Hamid, A. (1979) *in* Sousa, H. (1996)], a duplicação da espessura das juntas, de 9,5mm para 19mm, implicou uma redução da resistência à compressão da alvenaria da ordem dos 16%.

Outro estudo experimental [Shalin, S. (1979)] realizado em alvenaria cerâmica demonstra a influência da variação da espessura da junta (T_j) na deformabilidade na alvenaria (E_m) em função do módulo de elasticidade da argamassa (E_j) e do bloco (E_b) (fig. 2.28).

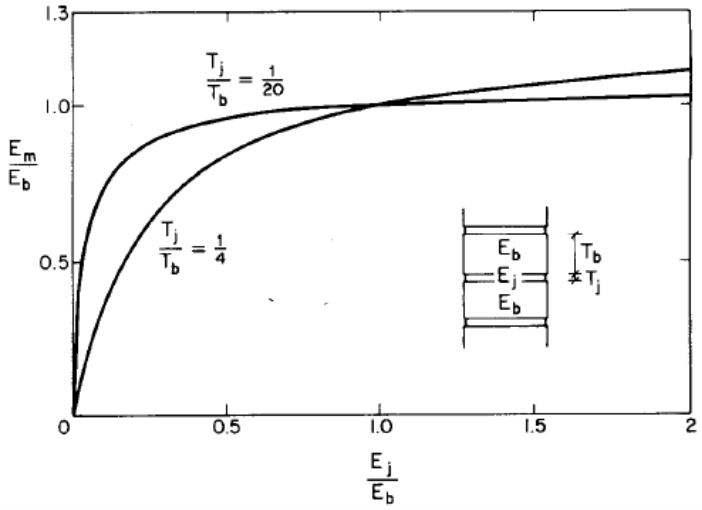


Fig. 2.28 - Influência da espessura da junta de argamassa nos módulos de elasticidade da alvenaria e da argamassa, em função do módulo de elasticidade do bloco [Shalin, S. (1979) *in* Juste, A. (2001)]

Neste gráfico é possível constatar que, para um mesmo bloco, o aumento da espessura da junta aumenta a deformabilidade da alvenaria (diminui o módulo de elasticidade) de forma mais acentuada para argamassas substancialmente mais deformáveis do que o bloco. Para argamassas com módulos de elasticidade superiores ao bloco a deformabilidade da alvenaria diminui ligeiramente, embora de forma assímptota, com o aumento da espessura da argamassa.

Um trabalho experimental levado a cabo em provetes de alvenaria cerâmica constituídos por 3 tipos de blocos maciços e por 3 tipos de argamassas, ambos com diferentes resistências e constituição, demonstra que o efeito da espessura da junta também depende da resistência e deformabilidade relativa entre argamassa e o bloco [El-Refai, F., *et al* (1984)]. Os blocos, designados por LB, RB e SLB, possuem resistências à compressão (f_b) de 1,8- 2,1- 9,4N/mm^2, respectivamente. As argamassas, designadas por M1, M2 e M3, possuem resistências de 11,5- 4- 0,4N/mm^2 e são constituídas por cimento, cal e areia com traços 1:3, 1:1:6 e 0:1:3, respectivamente (fig. 2.29).

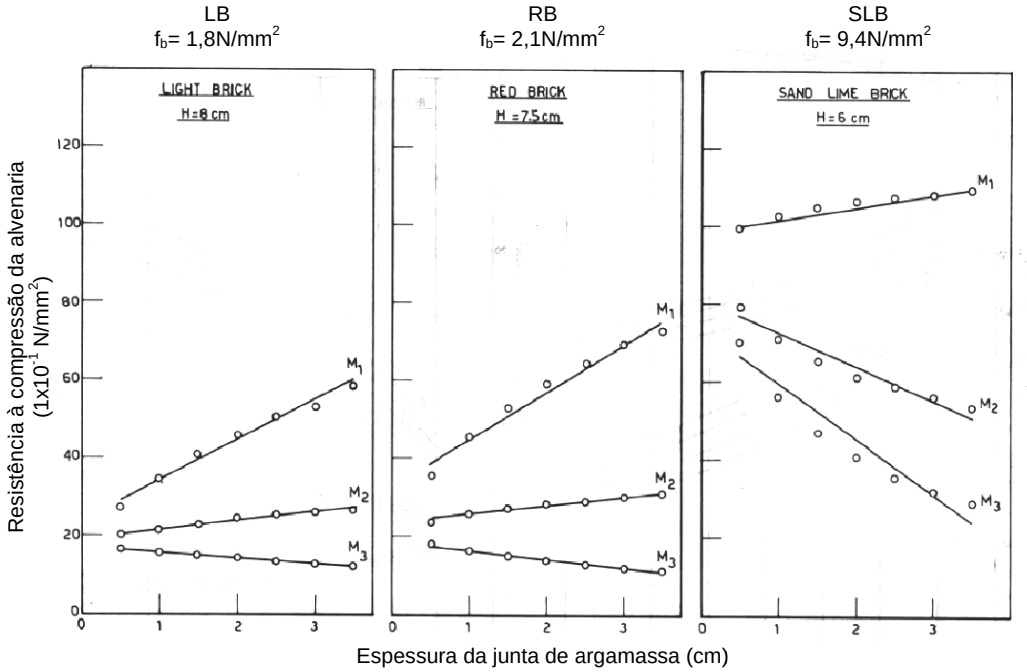


Fig. 2.29 - Influência da espessura da argamassa na resistência à compressão da alvenaria em função da resistência da argamassa e do bloco [El-Refai, F., *et al* (1984)]

O estudo demonstrou que para argamassas muito deformáveis e pouco resistentes (M3) o aumento da espessura da junta resulta num decréscimo significativo da resistência à compressão. Por outro lado, com a utilização de argamassas mais resistentes (M1) do que o bloco, o aumento da junta propicia um aumento da resistência à compressão da alvenaria.

De acordo com outro estudo experimental [Drysdale, R., *et al* (1994) *in* Juste, A. (2001)], a influência da espessura das juntas parece ser mais influente nas alvenarias constituídas por blocos cerâmicos e será de menor importância em alvenarias constituídas por blocos de betão, dada a semelhança entre as propriedades mecânicas e afinidade entre os materiais constituintes (betões e argamassas) que melhoram as condições de ligação entre os blocos e as juntas.

O EC6 procura traduzir a influência da espessura das juntas no comportamento da alvenaria limitando a espessura a utilizar. No caso de juntas realizadas com argamassa convencional estabelece que estas deverão estar compreendidas entre 6 e 15mm de espessura. Por outro lado favorece a resistência à compressão da alvenaria se estas forem realizadas com juntas constituídas por argamassa-cola. Em parte esta melhoria é devida ao facto destas juntas serem menos espessas que as juntas com argamassas convencionais (entre 0,5 a 3mm de espessura de acordo o com o EC6), embora os benefícios possam também dever-se às melhores características mecânicas da argamassa-cola.

A espessura das juntas parece ser um fenómeno mais influente nas alvenarias solicitadas à compressão. No caso das alvenarias solicitadas ao corte não se teve acesso a estudos que permitissem formular uma conclusão sustentada sobre a influência deste aspecto no comportamento da alvenaria.

2.3.3. JUNTAS HORIZONTAIS DESCONTÍNUAS

A utilização de juntas horizontais de assentamento descontínuas prejudica a resistência à compressão e modifica o modo de rotura da alvenaria. A descontinuidade nas juntas de argamassa vai solicitar os septos transversais dos blocos à flexão, originando tensões de tracção que potenciam a fissuração na face inferior dos septos transversais (fig. 2.30).

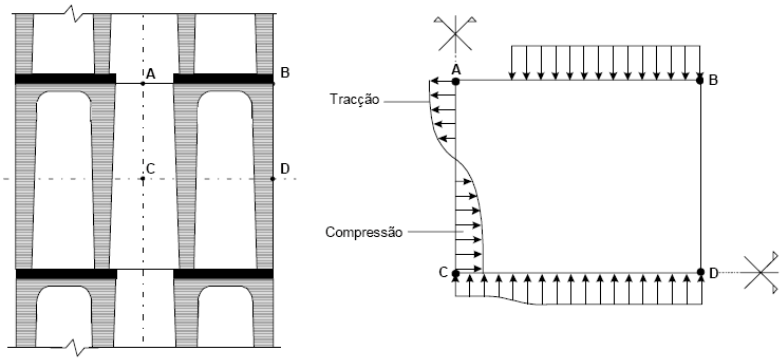


Fig. 2.30 - Mecanismo de equilíbrio e de distribuição de tensões no septos transversais em blocos assentes em juntas descontinuas [Sousa, H. (1996)]

Vários estudos experimentais foram realizados com provetes de blocos de betão assentes sobre juntas descontínuas de argamassa [Shrive, G. (1982) *in* Mohamad, G., (2007); Page, A., *et al* (2000)]. Nesses trabalhos é referido que a rotura inicia-se nos septos transversais e é causada pela rotação dos blocos sobre as juntas de argamassa. Esta rotação é provocada pela deformação da argamassa das juntas e introduz tensões horizontais de tracção que provocam a fissuração dos septos transversais dos blocos (mecanismo de rotura semelhante às vigas em flexão). Para níveis de deformação mais elevados também pode ocorrer o esmagamento da argamassa e o destacamento dos septos longitudinais assentes sobre as juntas descontínuas (fig. 2.31).

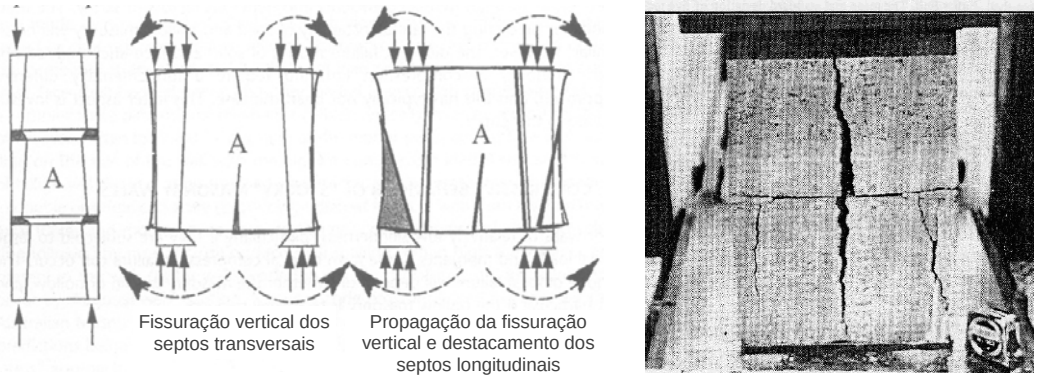


Fig. 2.31 - Mecanismo de rotura à compressão simples em alvenaria com juntas horizontais descontínuas: (a) fissuração vertical dos septos transversais, (b) propagação da fissuração vertical e destacamento dos septos longitudinais e (c) aspecto do modo de rotura observado em provetes testados em laboratório

Num estudo experimental levado a cabo com provetes constituídos por blocos cerâmicos de furação vertical, com e sem juntas descontínuas, conclui-se que a utilização de juntas descontínuas (g/t=0,5) reduziu a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade em cerca de 45% [Capozucca, R. (2004)]. Os provetes possuíam dimensões de 1x1m^2, eram constituídos por blocos cerâmicos com 45% de vazios, 30cm de largura e com resistência à compressão situada entre 21 e 24N/mm^2. As juntas de assentamento eram constituídas por argamassa corrente com resistência à compressão de 24,5N/mm^2.

A influência desta disposição construtiva na resistência da alvenaria é dependente da dimensão da descontinuidade das juntas e da resistência à tracção dos blocos. No entanto o factor mais influente é a dimensão da descontinuidade, dado que esta pode aumentar o nível de tensão de tracção nos blocos. Deve-se minimizar o nível de tracções na alvenaria dado que a generalidade dos materiais utilizados nos elementos (blocos e juntas) possuem uma resistência à tracção muito baixa. Assim, quanto maior for a largura utilizada na descontinuidade das juntas menor será a resistência à compressão da alvenaria.

O EC6 sugere uma redução da resistência à compressão da alvenaria através do factor K (expressão 2.9 a 2.11), cuja redução depende do coeficiente g/t. Para blocos do grupo 1 e 4, ou seja, blocos com baixa percentagem de vazios (inferior a 25%) e blocos com furação horizontal, respectivamente, o EC6 estabelece uma redução de 50% do factor K para g/t=0,4 e para g/t = 1 não existe redução (podem-se extrapolar valores intermédios de K). Indica ainda que as tiras de argamassa deverão possuir 30mm de largura mínima e o factor g/t devera ser superior a 0,4. Para unidades do grupo 2 e 3, o EC6 sugere a determinação experimental da resistência à compressão dos blocos (f_b), cujas faces deverão ser regularizadas com juntas horizontais descontínuas, realizadas de forma igual às juntas executadas nas paredes.

Por outro lado a descontinuidade destas juntas também reduz a capacidade resistente da alvenaria ao corte, dado que a área de aderência entre os blocos e as juntas é menor. Esta redução na resistência está patente no EC6. Pela análise da expressão 2.16 pode-se constatar que a redução da resistência ao corte da alvenaria é dada em função da redução da aderência (ou resistência inicial ao corte). Quanto mais baixo for o coeficiente g/t, menor será a capacidade de aderência entre o bloco e a junta.

2.3.4. JUNTAS VERTICAIS NÃO PREENCHIDAS OU SECAS

A supressão total ou parcial das juntas verticais preenchidas com argamassa visa melhorar a produtividade e economia dos trabalhos de assentamento da alvenaria. A generalidade da informação disponível relativa ao desempenho mecânico das alvenarias com juntas verticais secas, aponta para uma redução pouco significativa da resistência à compressão simples da alvenaria. No entanto, a redução na resistência ao corte é mais significativa [Capozucca, R., *et al* (2000)].

Um trabalho de tese realizado em França em blocos de betão [Hurez, M. (1986) *in* Sousa, H. (1996)], aponta para uma redução da resistência à compressão simples entre 10 a 12% por supressão total das juntas verticais.

Um estudo experimental realizado no LNEC refere que a supressão total das juntas verticais em alvenaria de tijolo cerâmico resultou num decréscimo da resistência ao corte (determinada em ensaios de compressão diagonal) em cerca de 70% e de 47% no módulo de distorção [Carvalho, F. (1990)].

Num estudo experimental mais recente levado a cabo com provetes constituídos por blocos cerâmicos de furação vertical, conclui-se que a utilização de juntas secas reduziu a resistência à compressão da alvenaria em cerca de 12% e o módulo de elasticidade praticamente manteve-se inalterado

[Capozucca, R. (2004)]. No entanto, nesse mesmo estudo, a supressão das juntas verticais em provetes testados ao corte (via compressão diagonal) resultou num abaixamento significativo desta resistência (cerca de 2,4 vezes).

Por outro lado, num trabalho experimental realizado com provetes constituídos por blocos de betão de furação vertical [Ramirez, R., Franco, L. (2007)], com e sem juntas verticais preenchidas, constatou-se que não houve redução significativa na resistência à compressão utilizando-se juntas verticais secas (as reduções situaram-se entre 2 a 11%). No mesmo trabalho refere-se que no caso de juntas totalmente preenchidas a resistência ao corte sofreu um incremento de 20% e aumentou a capacidade de deformação da alvenaria. Neste trabalho foram construídos provetes com blocos de betão com 3 resistências distintas à compressão (5, 8, 12N/mm^2) e por 3 tipos de argamassas com traços e resistências distintas (entre 3, 4, 9N/mm^2).

O EC6 indica que as juntas verticais devem ser preenchidas, no mínimo, em 40% da largura do bloco e em toda a altura deste. Esta disposição tem como principal preocupação a influência que juntas verticais preenchidas têm na resistência ao corte da alvenaria, dado que as paredes numa situação real poderão estar submetidas não só a esforços de compressão, mas também a esforços de corte devido às acções horizontais.

No caso da utilização de juntas secas, e no caso de não existirem acções horizontais, o EC 6 permite a utilização das expressões 2.9 a 2.11 para determinar a resistência à compressão simples sem qualquer redução. Este facto traduz a pouca influência que a regulamentação atribui ao preenchimento das juntas verticais na resistência à compressão simples.

No entanto, o EC6 penaliza a resistência ao corte da alvenaria pela utilização de juntas secas, reduzindo em 50% o valor da aderência (f_{vok}) entre bloco e junta, mas mantendo constante o coeficiente de atrito.

O EC8 [CEN-EN 1998-1 (2004)], através do documento nacional da aplicação [CEN-NP EN 1998-1 (DNA), 2005], permite ainda a utilização de juntas verticais secas em estruturas sismo-resistentes, desde que os blocos possuam encaixes (estes encaixes vão formar juntas verticais macheadas) que assegurem uma resistência ao corte pelo menos igual às juntas totalmente preenchidas com argamassa. Esta especificação visa melhorar a transmissão e distribuição dos esforços gerados nas paredes solicitadas pelas acções horizontais.

Desta forma conclui-se que a existência das juntas verticais, sejam elas macheadas, semi-preenchidas ou totalmente preenchidas, é um factor importante no comportamento ao corte da alvenaria, principalmente na resistência às acções horizontais, mas menos influente na resistência à compressão.

2.3.5. INFLUÊNCIA DOS REVESTIMENTOS

Os revestimentos aplicados sobre as paredes podem constituir uma reserva de segurança e influenciar o comportamento mecânico da alvenaria. Este facto é corroborado pela existência de técnicas de reabilitação que têm como base o recurso a reboco armado para melhorar o comportamento mecânico das paredes de alvenaria. No entanto a influência deste factor parece ser mais evidente no comportamento nas alvenarias sujeitas ao corte.

Num estudo experimental realizado no LNEC com alvenaria de tijolo cerâmico verificou-se um aumento de cerca de 45% na resistência ao corte e na rigidez quando se colocou reboco tradicional nas faces dos provetes (reboco constituído por argamassa com 15mm de espessura em ambas as faces) [Carvalho, F. (1990)].

Segundo um trabalho levado a cabo no Brasil visando o estudo de soluções reabilitação de paredes, avaliou-se a influência de vários tipos de reboco na resistência à compressão e ao corte em provetes de alvenaria de betão [Oliveira, F., Hanai, J. (2005)]. Numa parte desse trabalho foram utilizados provetes com as 2 faces revestidas com 2 tipos de reboco não armado. Os rebocos possuíam cerca de 20mm de espessura, sendo constituídos por 2 argamassas com resistências distintas. A argamassa mais fraca possuía uma resistência à compressão entre 3 a 4 N/mm^2 e a mais forte entre 23 a 25 N/mm^2.

Os resultados obtidos apontaram para um aumento de cerca de 20% na resistência à compressão da alvenaria quando se utilizou no reboco a argamassa com menor resistência à compressão. No entanto, quando se utilizou no reboco a argamassa com maior resistência não se verificou um acréscimo superior a 20% na resistência à compressão da alvenaria. Segundo os autores desse estudo, esta constatação poderá estar associada ao facto do núcleo dos provetes (parede no tosco) atingir a sua capacidade máxima resistente quando a argamassa do revestimento ainda não atingiu o seu limite de resistência. Por outro lado, verificou-se que a utilização dos 2 tipos de reboco resultou num ligeiro acréscimo da rigidez da alvenaria.

Relativamente aos ensaios ao corte (via compressão diagonal), a influência dos revestimentos não armados foi mais significativa. A utilização da argamassa com menor resistência à compressão resultou num aumento de cerca de 55% na resistência ao corte da alvenaria e no caso da argamassa mais resistente a resistência ao corte duplicou.

Outros resultados experimentais evidenciam a contribuição positiva de rebocos, especialmente rebocos armados, na resistência ao corte e na capacidade de deformação das paredes [Hamid, A. (1994); Drysdale, R., *et al* (1999)]. Por exemplo, o estudo experimental levado a cabo em provetes de blocos cerâmicos por Drysdale, R., *et al* (1999), revelou que a utilização de reboco armado com malha de aço nas faces dos provetes resultou num aumento significativo da resistência e da deformabilidade ao corte da alvenaria (fig.2.32).

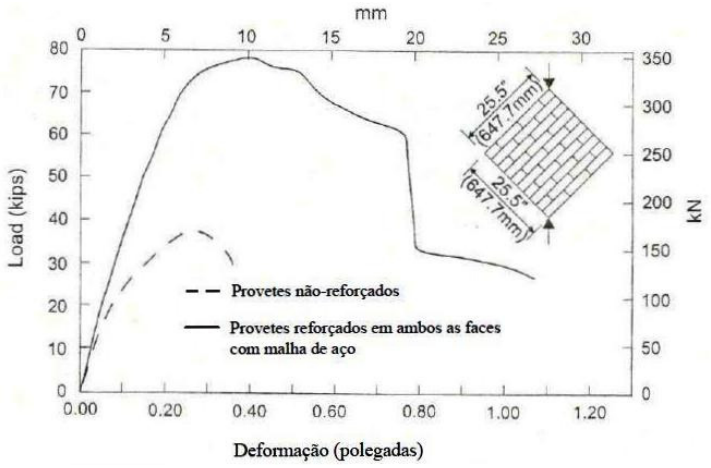


Fig.2.32 - Curvas de resposta de ensaios à compressão diagonal em provetes reforçados com reboco armado e em provetes sem qualquer tipo de reforço [Drysdale, R., *et al* (1999) *in* Roque, J.(2002)].

Este estudo também revelou que o método mais eficaz para reforçar a resistência à tracção da parede, introduzida indirectamente pela compressão da diagonal comprimida no plano da parede, consiste na utilização de rebocos armados com rede de fibra de vidro ou com malha de aço [Hamid, A. (1994) *in* Roque, J. (2002)].

No entanto, é essencial que a ligação nas zonas de interface entre os materiais aplicados e a alvenaria seja adequada, para que a contribuição dos revestimentos no comportamento mecânico da alvenaria seja mais eficaz.

Outro estudo mais recente [Ignatakis, C., Stylianides, K. (2004)] visando o reforço estrutural de uma alvenaria antiga de fraca resistência constituída por blocos maciços cerâmicos (resistência média à compressão dos blocos e da argamassas de 8 e 1N/mm^2, respectivamente) demonstrou que o uso de revestimentos armados com malha de aço pode ser uma solução bastante eficaz para aumentar a resistência ao corte da alvenaria. No entanto também ficou demonstrado que a resistência à compressão simples da alvenaria não foi substancialmente alterada. Neste estudo experimental foram testados painéis à compressão diagonal e à compressão simples com dimensões aproximadas de 1x1 m^2. Estes painéis foram retirados das paredes de um edifício com cerca de 100 anos. A técnica de reforço consistiu em revestir as faces dos painéis com uma camada de argamassa com 20mm de espessura, cuja resistência à compressão se situava nos 12N/mm^2. O revestimento foi armado com uma malha de aço soldada constituída por armadura de aço S500 com 5mm de diâmetro. A fixação desta armadura aos painéis foi realizada por amarração mecânica ao nível das juntas de assentamento. Foram realizados testes em provetes sem revestimentos, com revestimento armado aplicado numa face e com revestimento armado aplicado nas duas faces. De acordo com os resultados obtidos, em ambos os casos o incremento da resistência e deformação ao corte foi significativo. Na figura 2.33 apresenta-se os resultados para uma pré-compressão nula (σ_{no}=0).

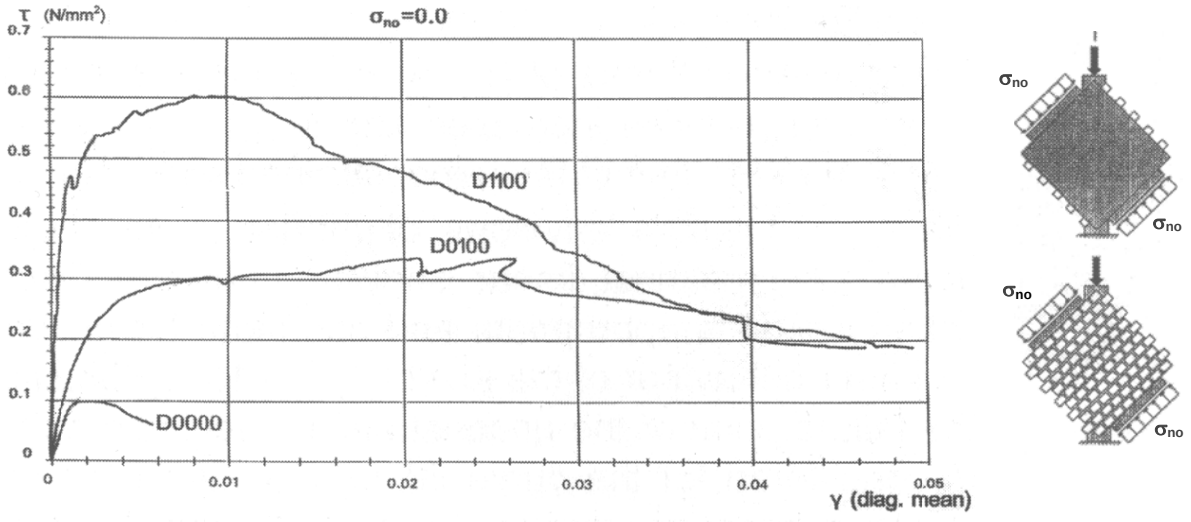


Fig. 2.33 - Curvas de resposta tensão-distorção em painéis de alvenarias não reforçados (D0000), reforçados numa face (D0100) e nas duas faces (D1100) [Ignatakis, C., Stylianides, K. (2004)]

Assim a contribuição dos revestimentos é um aspecto a considerar no comportamento mecânico da alvenaria, especialmente se for um revestimento que possua uma boa resistência à tracção (revestimentos armados). No entanto esta contribuição parece ser mais significativa ao nível da resistência e na deformabilidade ao corte, já que o comportamento mecânico da alvenaria apresenta-se significativamente melhorado na generalidade dos estudos experimentais, especialmente no caso de revestimentos armados.

Embora a contribuição dos revestimentos no comportamento mecânico da alvenaria não seja considerado no EC6, no entanto estes podem constituir uma reserva de segurança na resistência da

alvenaria e, caso sejam armados, podem ainda constituir uma técnica eficaz de reforço de paredes de alvenaria.

2.3.6. ADERÊNCIA ENTRE OS ELEMENTOS

Uma boa aderência entre o bloco e a argamassa permite melhorar a resistência da alvenaria ao corte e à compressão, uma vez que a capacidade da alvenaria em absorver os esforços normais e tangenciais gerados na interface bloco-junta será melhor. No entanto a aderência também constitui um dos pontos fracos da alvenaria sendo assim necessário melhorar as condições de aderência entre os elementos.

O uso de argamassa-cola (argamassas à base de resinas epoxy) permite obter melhores valores de resistência ao corte e de resistência à compressão na alvenaria em relação às argamassas correntes [Nishiyama, M., *et al* (2000)]. No entanto esta técnica requer a rectificação das superfícies dos blocos com tolerâncias dimensionais mais rigorosas, uma vez que a espessura das juntas é muito fina (normalmente entre 1 a 3mm).

A melhoria das características mecânicas da alvenaria pelo uso deste tipo de argamassas nas juntas de assentamento está prevista na metodologia do EC6.

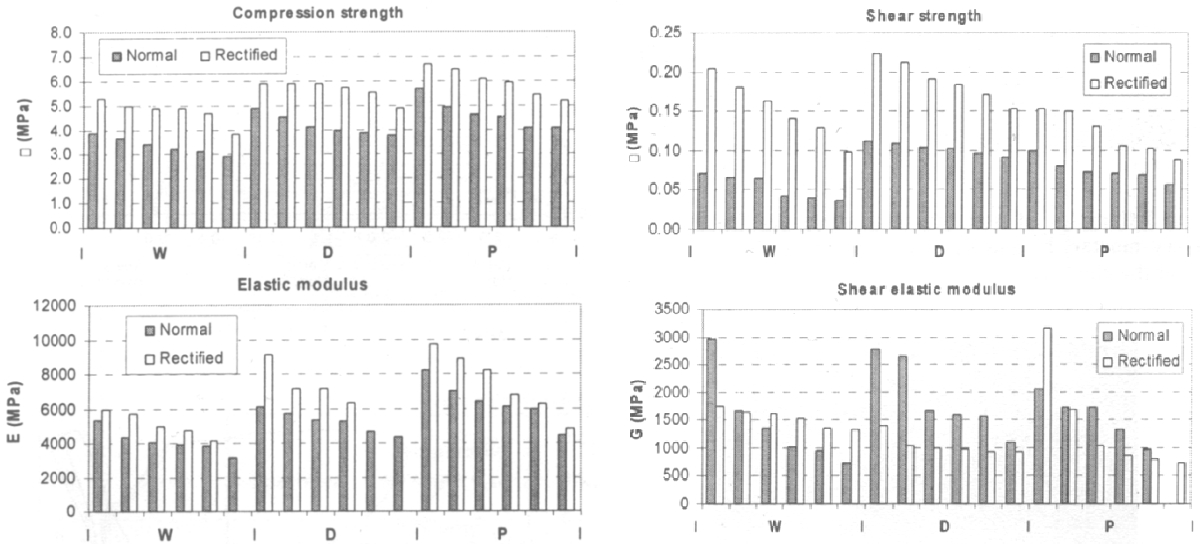
O valor da aderência (ou resistência inicial ao corte – f_{vok}) é dado no EC6 em função do tipo de argamassa e do material constituinte do bloco utilizado, que em geral é maior para argamassas de maior resistência à compressão (maior quantidade de cimento), sendo os maiores valores de aderência conseguidos com o uso de argamassas-cola.

A influência deste tipo de argamassa na resistência à compressão da alvenaria é dada pelo factor K (expressão 2.9 a 2.11). O EC6 atribui valores superiores ao factor K para argamassas-cola em relação às argamassas convencionais, resultando assim num aumento do valor da resistência à compressão.

Um trabalho experimental levado a cabo em Itália [Valluzzi, M., *et al* (2002)] com provetes de alvenaria cerâmica demonstrou que a utilização de juntas finas (com cerca de 3mm de espessura) realizadas com argamassa-cola em detrimento de juntas realizadas com argamassa corrente (com cerca 12mm de espessura) resultou numa melhoria considerável na resistência mecânica de alvenaria. Foram realizados testes à compressão simples e ao corte (via compressão diagonal e via corte directo nas juntas de assentamento). As características dos elementos são as seguintes:

- *blocos:* 3 tipos de blocos cerâmicos de furação vertical com geometria alveolar distinta (com designações W, D, P); percentagem de furação entre 43 e 51%; resistência à compressão situada entre 16 e 17N/mm^2; dimensões - 25cm de comprimento, 30cm de espessura e altura entre 19 e 25cm;
- *argamassas utilizadas nas juntas de assentamento:* 3 argamassas pré-doseadas - 2 argamassas cola com resistência à compressão de 19 e 24N/mm^2 e 1 argamassa corrente (cimento; cal e areia) com resistência à compressão de 8N/mm^2; coeficiente de Poisson de 0,14 e 0,21 para as argamassas-cola e 0,28 para argamassa corrente.

De acordo com os resultados indicados nesse estudo, nos provetes realizados com argamassa-cola registaram-se incrementos entre 60 a 180% na resistência ao corte (via compressão diagonal), de 28 a 40 % na resistência à compressão, de 17 a 42% para o módulo de elasticidade e um incremento de 200% da resistência ao corte determinada em ensaios ao corte directo nas juntas de assentamento. Neste ensaio registou-se também um aumento generalizado do coeficiente de fricção e da coesão nos provetes realizados com argamassa-cola.



(a) (b)

Fig. 2.34 - Síntese comparativa dos resultados de resistência e deformabilidade da alvenaria em função da utilização de juntas com argamassa-cola (rectified) e juntas com argamassa corrente (normal) [Valluzzi, M., *et al* (2002)]: (a) compressão simples e (b) corte - via compressão diagonal

A análise dos resultados deste estudo permite concluir que, embora a menor espessura das juntas de argamassa-cola possa ter contribuído para esta melhoria generalizada das características resistentes da alvenaria, no entanto o principal factor foi a maior capacidade de ligação/aderência dada pela utilização de argamassa-cola nas juntas de assentamento, uma vez que os resultados da resistência ao corte atingiram incrementos mais expressivos.

Duma forma geral, a aderência em argamassas convencionais pode ser melhorada através da adição de uma maior quantidade de cimento e de agregados finos na composição da argamassa. No entanto não é aconselhável utilizar quantidades de cimento uma vez que poderá resultar numa retracção elevada e fissuração precoce durante a cura da argamassa. Em geral pequenas adições de cal hidráulica na composição das argamassas são benéficas porque diminuem a fissuração no processo de cura, melhoram a trabalhabilidade e a aderência [Carvalho, F. (1990)].

Por outro lado esta aderência varia em função do teor de humidade do bloco na altura do assentamento. O bloco não deve estar nem muito seco nem muito húmido, para evitar o excesso de absorção de água existente na argamassa fresca e para permitir que se estabeleça a ligação entre os elementos. De uma forma geral, quanto maior for o teor de humidade do bloco na altura do assentamento, menor será a capacidade de aderência entre o bloco e a junta. Por outro lado pode-se melhorar a aderência modificando a textura da face dos blocos (sulcos) ou aplicando capeamentos químicos na superfície dos blocos.

Um estudo experimental realizado com provetes constituídos por blocos cerâmicos submetidos ao corte directo nas juntas (sem forças de pré-compressão aplicadas) e ao arrancamento por flexão visou determinar a relação entre a aderência das juntas e a resistência à compressão da alvenaria [Sarangapani, G., *et al* (2005)]. Nesse trabalho foi concluído que mantendo a resistência da argamassa relativamente constante e melhorando as condições de aderência na interface bloco através de realização de sulcos e capeamentos químicos, há um aumento da resistência à compressão (fig. 2.35).

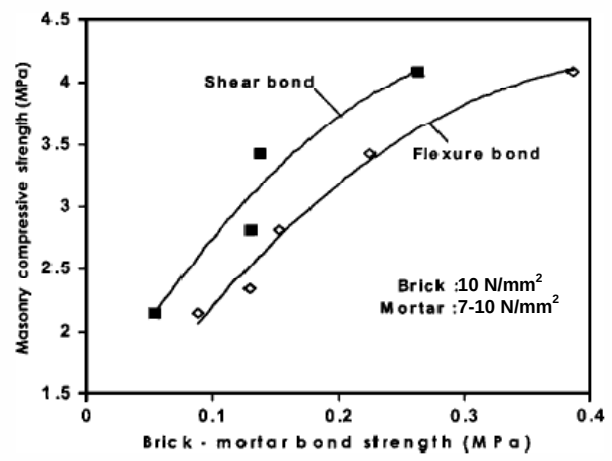


Fig. 2.35 - Relação entre a resistência à compressão da alvenaria e a aderência bloco-junta [Sarangapani, G., *et al* (2005)]

Um estudo experimental realizado com provetes constituídos por blocos maciços e por blocos perfurados, sugere que a utilização de blocos de furação vertical melhora as condições de aderência ao corte porque a furação existente nos blocos permite a penetração da argamassa nos vazios [Abdou, L., et al 2004]. Este efeito é semelhante à técnica de melhoramento da aderência criando sulcos na superfície do bloco. Nesse estudo também foi constatado que a existência de furação vertical nos blocos não interfere no coeficiente de atrito das juntas de assentamento.

Noutro trabalho experimental foram testados provetes ao corte directo nas juntas de assentamento [Khalaf, R., Naysmith, M. (1997)]. Os provetes eram constituídos por blocos cerâmicos maciços e por blocos perfurados (furação vertical) com diferentes geometrias internas, sendo as juntas constituídas por 3 tipos de argamassa com composição e resistência distintas. Os autores sugerem que, para o mesmo tipo de argamassa, a quantidade e forma geométrica dos vazios não interfere significativamente na resistência inicial ao corte (aderência). Por outro lado, também indicam que o aumento da resistência da argamassa (dada pela adição de uma maior quantidade de cimento) resultou num aumento da aderência ao corte, mas até um determinado limite. Segundo os autores este aspecto sugere que o incremento da capacidade de aderência por via da adição de cimento na composição da argamassa tem um limite, ou seja a melhoria da aderência terá que ser conseguida através de outras técnicas (outros materiais de colagem ou preparação das superfícies de contacto).

Num estudo experimental realizado no LNEC com provetes de alvenaria constituídos por blocos de betão, registou-se incremento de 22% da resistência ao corte (via compressão diagonal) e de cerca de 28% na rigidez (modulo de distorção) quando se duplicou a resistência à compressão da argamassa de assentamento [Carvalho,F. (1990)]. A melhoria da resistência da argamassa teve subjacente a adição de uma maior quantidade de cimento na sua composição, resultando assim numa melhor aderência entre os blocos e as juntas. Por outro lado esse estudo revelou que a resistência ao corte em unidades perfuradas verticalmente é inferior em relação a unidades perfuradas horizontalmente, devido à maior área resistente solicitada na interface bloco-junta. Nesse estudo foi sugerido que as argamassas com melhor trabalharidade contribuem para uma melhor aderência porque permitem uma melhor colmatagem com as irregularidades existentes na superfície dos blocos.

Concluindo, a aderência entre o bloco e a junta é um aspecto fundamental no comportamento mecânico da alvenaria, não só ao corte, mas também à compressão, sendo assim necessário melhorar

as condições de aderência entre os elementos. Esta melhoria pode-se conseguir através da utilização de argamassas que ofereçam melhores condições de ligação aos blocos (argamassas-cola ou argamassas convencionais com traços mais fortes), pela melhoria das condições de preparação das superfícies dos blocos (textura, capeamentos químicos e condições de humidade dependendo do tipo de argamassa), deixar penetrar ligeiramente a argamassa na furação vertical dos blocos durante o seu assentamento e manter a argamassa em boas condições de trabalhabilidade durante a sua aplicação nas juntas ao longo da cura (para argamassa convencionais).

2.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA

Actualmente a alvenaria é um material ainda pouco valorizado pelos agentes de construção, em parte devido à menor capacidade para resistir às acções sísmicas, à falta de critérios de dimensionamento optimizados e ao desconhecimento da qualidade dos materiais empregues quando comparado com outros materiais de construção (aço ou betão armado). Os métodos de dimensionamento actuais e as abordagens de modelação da alvenaria actuais ainda não são completamente satisfatórios. Os cálculos existentes ainda são maioritariamente empíricos e as ferramentas de cálculo ainda não estão suficientemente desenvolvidas.

Apesar da modelação da alvenaria ser potencialmente complexa e trabalhosa, no entanto ela é necessária para ser possível conhecer alguns aspectos importantes do seu comportamento (estado de tensão e deformação em condições de serviço e em condições de rotura, segurança das estruturas em diferentes condições de carga, simulações numéricas para validar resultados antes ou após testes experimentais, entre outros).

Os métodos de análise numérica para simular o comportamento mecânico de alvenaria apenas podem ser considerados válidos se as propriedades mecânicas forem correctamente avaliadas. Estas propriedades podem ser obtidas por via experimental, cujos resultados vão permitir calibrar e validar os modelos numéricos. De uma forma geral, as ferramentas de cálculo actuais ainda não possuem modelos específicos para simular o comportamento mecânico da alvenaria, sendo a simulação realizada utilizando conceitos da mecânica de materiais granulares como as rochas e o betão.

2.4.1. MODELAÇÃO CLÁSSICA COM ELEMENTOS FINITOS

Os primeiros estudos do comportamento das alvenarias através do recurso à modelação pelo método dos elementos finitos foram desenvolvidos para tijolos maciços, admitindo em geral um comportamento linear, elástico e isotrópico e aderência perfeita entre os elementos e a argamassa.

O primeiro estudo que se conhece com uma abordagem mais cuidada foi conduzido nos anos 70 [Page, A. (1978) *in* Sousa, H. (1996)] e diz respeito a alvenarias de tijolos maciços carregados no seu plano. Os tijolos são assimilados a elementos rectangulares com propriedades isotrópicas e elásticas. As juntas são assimiladas a elementos de junta com comportamento não linear, integrando os fenómenos de descolamento, escorregamento e atrito. Conhecem-se trabalhos desenvolvidos com dois níveis de discretização, designadamente a micromodelação e a macromodelação, dependendo do nível de detalhe pretendido.

Conforme referido a alvenaria é um material de natureza compósita constituída por blocos unidos por juntas de argamassa, podendo ainda ser preenchidas com outros materiais que visam a melhoria das suas propriedades mecânicas (lintéis, armaduras de juntas, etc.).

De uma maneira geral, a modelação numérica da alvenaria estrutural pode ser realizada através de uma representação detalhada de todos os seus componentes (blocos, juntas de argamassa e interfaces juntas-blocos), que normalmente se designa por micro-modelação, ou adoptar uma representação macro da estrutura (macro-modelação), na qual o material é considerado como um compósito com propriedades elásticas médias obtidas através de um processo de homogeneização. Podemos assim separar estes conceitos de modelação em 2 grupos:

- *modelação heterogénea*: os blocos, as juntas de argamassa e planos de interface são modelados em separado, sendo necessário conhecer as leis constitutivas dos materiais e das juntas de interface.
- *modelação homogénea*: os blocos e juntas são distribuídos num contínuo formando um material homogéneo ortotrópico ou anisotrópico.

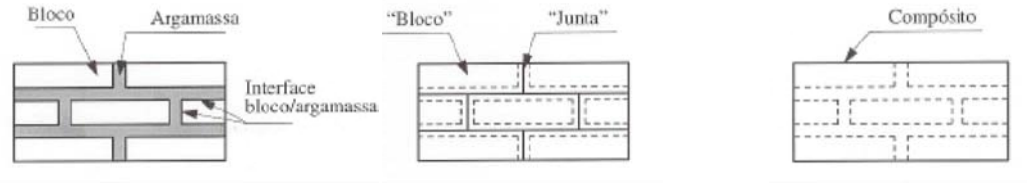
O objectivo da modelação heterogénea consiste na representação da alvenaria com as propriedades mecânicas de cada constituinte e da interface. Este tipo de modelação é preciso e é actualmente a melhor ferramenta para a compreensão do comportamento da alvenaria. No entanto, este tipo de modelação é complexa sendo mais apropriada para simulações em menor escala devido à necessidade de excedentes recursos computacionais e ao tempo que consome (modelos pesados). Dependendo do nível de detalhe necessário, podemos ter as seguintes formas de modelação heterogénea:

- *micro-modelação detalhada:* os blocos e as juntas de argamassa são representados por elementos contínuos separados por juntas de interface. As propriedades dos elementos são definidas individualmente na alvenaria senda os elementos ligados entre si por superfícies de contacto (fig. 2.36-a);
- *micro-modelação simplificada:* os blocos são expandidos e modelados com elementos contínuos e as juntas são condensadas em elementos descontínuos de espessura nula (constituídos por planos onde se concentram as propriedades mecânicas da argamassa e da interface bloco-junta) (fig. 2.36-b).

Ambas as estratégias possibilitam analisar detalhadamente as tensões e deformações mas no entanto exigem um conhecimento detalhado da geometria e das leis constitutivas dos elementos constituintes. Este tipo de estratégia conduz a um número elevado de graus de liberdade, gerando cálculos pesados e demorados (principalmente a micro modelação detalhada), facto que constitui um problema na simulação de estruturas com maior dimensão.

A modelação homogénea ou macromodelação é mais vantajosa devido aos menores recursos computacionais que envolve e à possibilidade de gerar malhas mais simples de elementos finitos. Os blocos e as juntas de assentamento não são detalhados, tratando-se a alvenaria como um material equivalente obtido através de técnicas de homogeneização. No entanto não é possível visualizar um perfil detalhado das distribuições das tensões que, em certos casos, pode ter interesse (fig 2.36-c). Nesta abordagem é necessário realizar ensaios em alvenaria com as combinações adequadas de blocos e juntas. Esta estratégia é indicada para simular modelos de maior escala (grandes estruturas) sendo necessário estabelecer um compromisso entre a eficiência e precisão [Lourenço, P. (2002)].

As técnicas de homogeneizarão podem ser obtidas utilizando o conceito de energia potencial de deformação, assumindo a perfeita aderência entre blocos e argamassa e o alinhamento das juntas verticais [Lee, J., *et al* 1996]. A primeira hipótese assegura a integridade da ligação argamassa/bloco, garantindo a inexistência de deslocamentos relativos entre eles. A segunda hipótese é fundamental para a técnica de homogeneização, que apesar de não constituir a realidade, tem pouca influência no estado de tensão dos materiais constituintes da parede.



(a) (b) (c)

Fig. 2.36 - Estratégias de modelação de alvenaria [adaptado de Lourenço, P. (1996)]: (a) micromodelação detalhada; (b) micromodelação simplificada, (c) macromodelação

Alguns autores, como por exemplo [Costa, A. (2006)] utilizam uma análise detalhada da alvenaria com elementos finitos, modelando as juntas, blocos e interfaces tal como ilustrado na figura 2.25(a) e que conduz a cálculos precisos, mas demorados e pesados.

Outros autores, como por exemplo [Lourenço, P. (1996)], optam por estratégias de micromodelação simplificada para permitir diminuir o tempo de cálculo sem significativa perda de precisão. Este autor apresenta um modelo designado por modelo de junta-compósito. Este modelo permite concentrar o modos básicos de rotura de alvenaria nas juntas (que se assumem serem relativamente fracas), excepto a fendilhação por tracção pura do bloco (ver figura 2.12-c). Aqui o autor propõe a definição de uma superfície vertical de fractura nos blocos para considerar a possibilidade de ocorrência deste modo de rotura. Os blocos (h_u) são expandidos da altura da argamassa (h_m) e são modelados com elementos contínuos. As juntas e as superfícies verticais de fractura dos blocos são simuladas com elementos de junta de espessura nula (fig. 2.37).

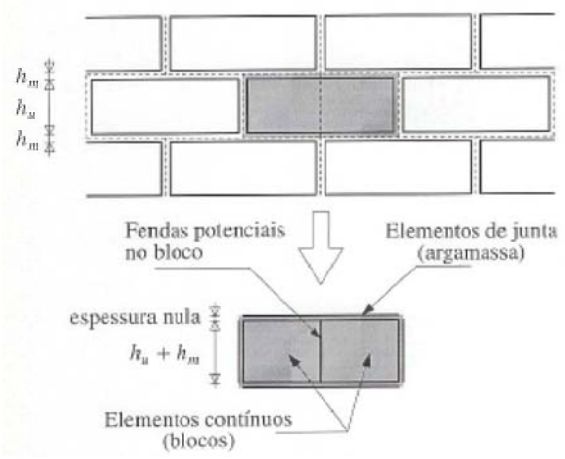


Fig. 2.37 - Representação esquemática do modelo de junta-compósito [Lourenço, P.(1996)]

Na formulação deste modelo é proposto um critério de cedência com base no modelo de Ducker-Pragner, também designado por "Cap" ou "Cap model", proposto por [Drucker, D., *et al* (1957) *in* Lourenço, P. (1996)] para a análise da mecânica dos solos. No entanto este modelo sofre algumas modificações para se adaptar ao comportamento mecânico conhecido para a alvenaria. Na formulação da superfície de cedência das juntas de assentamento foi incluído a evolução da superfície de cedência em regime plástico para os modos de rotura à tracção, à compressão e ao corte (lei de Coulomb) (fig. 2.38).

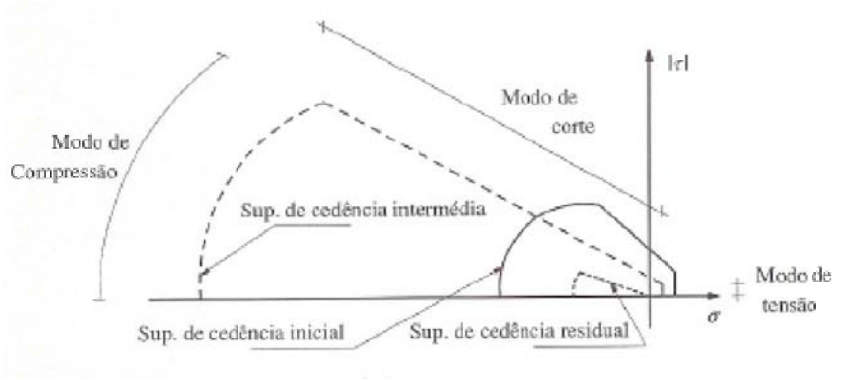


Fig. 2.38 - Superfície de cedência e sua evolução em regime plástico para os diferentes modos de rotura [Lourenço, P. (1996)]

Baseado nesta abordagem, outro investigador apresenta um método similar para simular os modos de rotura. No entanto é sugerido uma modificação da superfície de cedência em modo de compressão [Chaimoon, K. (2007)] (fig. 2.39).

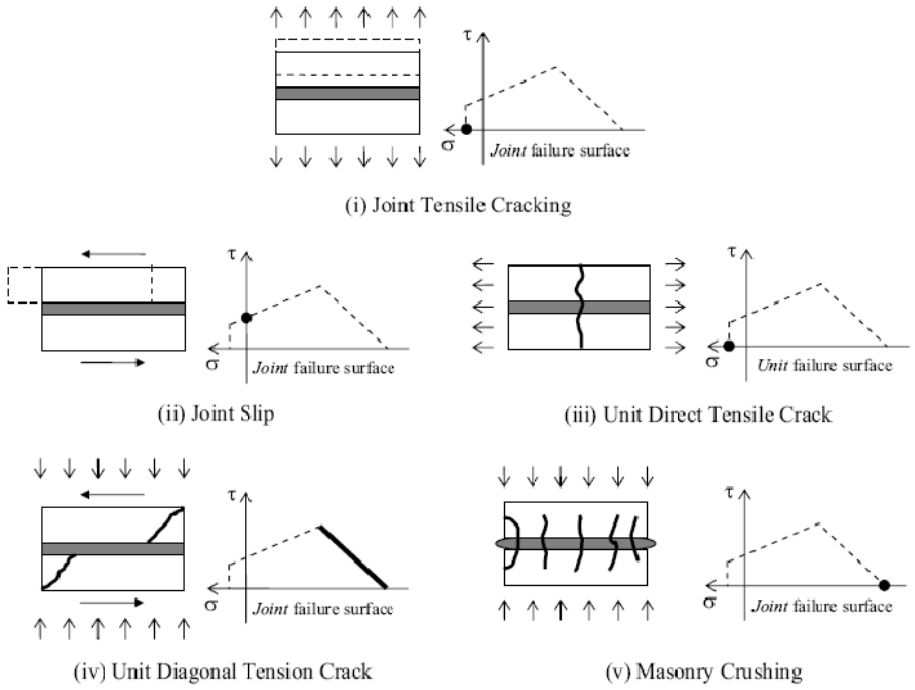


Fig. 2.39 - Critérios de cedência das juntas para os diferentes modos de rotura [Chaimoon, K. (2007)]

2.4.2. Modelação com Modelos de Dano

2.4.2.1. Conceitos gerais

A resposta mecânica de materiais do tipo do betão (com comportamento frágil ou quase-frágil) é fragilizada pelo desenvolvimento de microfissuras, aspecto que provoca o amolecimento ("softening"), deterioração progressiva, dilatância volumétrica e anisotropia na sua estrutura intrínseca.

Do ponto de vista das teorias de plasticidade, do dano e da fractura, estes fenómenos podem ser considerados com uma combinação de deformação plástica irrecuperável com a degradação da rigidez elástica material de forma crescente e interactiva, como ilustrado na figura seguinte (fig. 2.40)

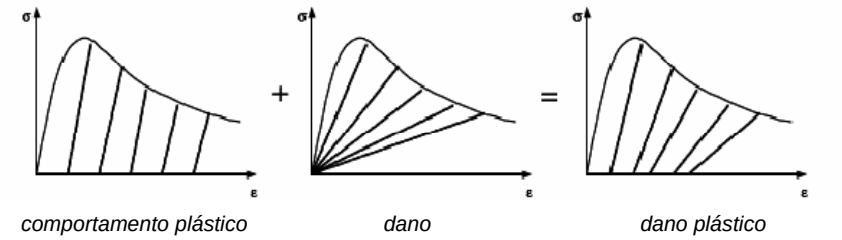


Fig. 2.40 - Comportamento de dano plástico de materiais semelhantes ao betão [Tao,X., Phillips, D. (2005)]

É possível simular a degradação da rigidez através da mecânica do dano contínuo, na qual se assume que as fendas reduzem o módulo de elasticidade do material.

Vários modelos de dano têm vindo a ser desenvolvidos, tais como modelos de dano plástico [La Borderie, C. (1992)] ou modelos de dano elasto-plástico [Lubliner, J. (1989)], entre outros, conforme citado em [Tao,X., Phillips, D. (2005)] .

Os modelos de dano elasto-plástico utilizam a teoria clássica de plasticidade associada à degradação da rigidez do material através de um parâmetro de dano escalar (d) que traduz a degradação da matriz de rigidez do material.

Uma apresentação mais detalhada do modelo proposto por Lubliner, J. (1989) é apresentada no capítulo 5, já que serviu de base para modelar o comportamento material da argamassa das juntas de assentamento e do betão dos blocos.

Sob o ponto de vista de implementação numérica, estes modelos permitem ser calibrados de acordo com resultados experimentais provenientes de ensaio aos materiais (curvas experimentais). No caso de materiais como o betão, em geral são necessários ensaios uniaxiais de compressão e tracção, os quais são relativamente fáceis de se concretizar (ensaios normalizados). Por outro lado, também são necessários dados de ensaios em estados multiaxiais de tensão (biaxial ou triaxal).

Caso não seja possível caracterizar experimentalmente o comportamento do betão em estados de tensão multiaxiais podem-se utilizar alguns resultados conhecidos disponíveis em bibliografia. Por exemplo, para betões em estados de tensão biaxial é possível utilizar-se as relações estabelecidas entre as tensões principais (σ_1,σ_2) e a tensões de rotura à compressão do betão (f_c) nos trabalhos de Kupfer [Kupfer,H., *et al* (1969)]. De acordo como um trabalho mais recente realizado por [Tao,X., Phillips, D. (2005)] encontraram-se boas relações com os estudos realizados por Kupfer (fig. 2.41).

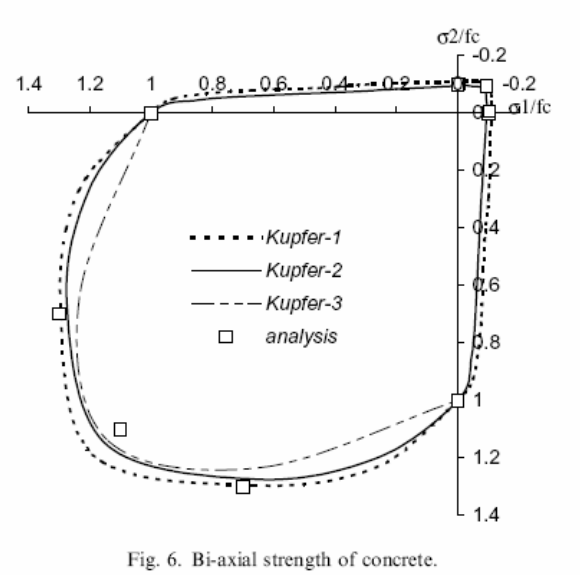


Fig. 6. Bi-axial strength of concrete.

Fig. 2.41 - Resistência do betão em estado biaxial/plano de tensão [Tao,X., Phillips, D. (2005)]

2.4.2.2. Modelação da alvenaria

A modelação de estruturas de alvenaria pelo método dos elementos finitos pode ser realizada através da utilização de modelos de dano escalares de fendilhação distribuída, ou de outros modelos semelhantes [Faria, R., (1994) ou Cervera, M. (2003) *in* Silva, B. (2008)] para a simulação da argamassa das juntas e do betão dos blocos.

Neste tipo de modelos, o dano é definido num determinado ponto por um valor escalar (d) que define o nível de dano do material, variando desde o estado elástico até à rotura. A fendilhação é tratada como sendo distribuída.

Estes modelos são normalmente usados na modelação e análise de estruturas de betão armado ou em grandes volumes de betão, tendo apresentado nesses campos de aplicação bons resultados [Faria, R. *et al* (2004)]. Conhecem-se no entanto algumas dificuldades quando se trata de modelar estruturas de alvenaria uma vez que estes modelos tendem a sobrevalorizar o dano.

Como resposta a este problema vários autores têm partido destes modelos e efectuado modificações com algum sucesso. De acordo com [Silva, B. (2008)] um modelo foi desenvolvido baseado no modelo de dano escalar de fendilhação distribuída, modificado de forma a reproduzir fendilhação individual localizada [Clemente, R., *et al* (2006)]. Esta alteração consistiu na criação de um algoritmo que localiza o ponto na fronteira do elemento em que aparece a fendilhação, obrigando-a a desenvolver em função da direcção principal de tracção. O algoritmo identifica um conjunto de elementos finitos pertencentes ao caminho da fenda e que poderão vir a sofrer fendilhação ou dano. O critério usado para definir estes elementos depende da magnitude e da direcção das tensões principais em cada uma das direcções. Este algoritmo foi implementado na resolução de problemas 2D através de elementos finitos triangulares de 3 nós (fig. 2.42).

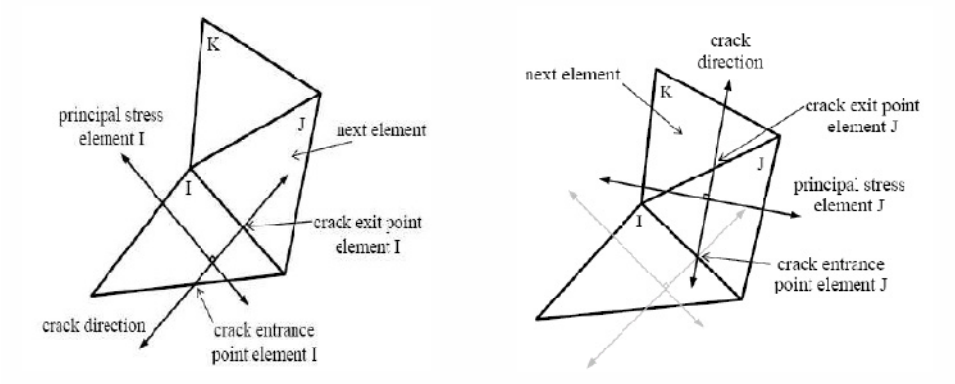


Fig. 2.42 - Funcionamento do algoritmo de marcação de elementos onde se desenvolve a fendilhação [Clemente,R., et al (2006) *in* Silva, B. (2008)]

Outro modelo para a análise de alvenaria com juntas argamassadas é apresentado por Lagomarsino [Lagomarsino, S. (1997) *in* Silva, B. (2008)]. Trata-se de um modelo baseado na mecânica de dano e que considera a fendilhação da junta e a falta de coesão da junta/bloco quando acontecem fenómenos de abertura de fendas e de deslizamento friccional. A equação constitutiva depende de duas variáveis internas que representam o deslizamento friccional e o dano da junta argamassada, sendo estas variáveis reguladas por um limite de deslizamento e por uma condição de dano. Este modelo é caracterizado por uma dissipação por atrito, juntamente com uma degradação da rigidez sob tensões de compressão (fig. 2.43).

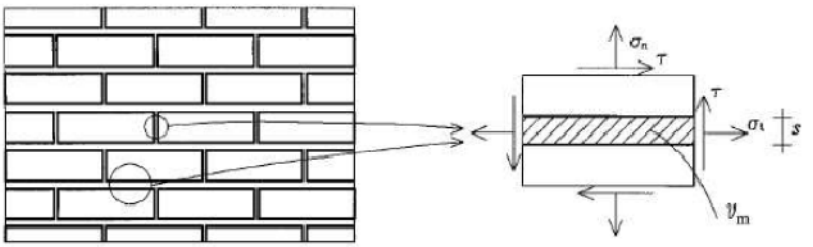


Fig. 2.43 - Componentes de tensão nas juntas de assentamento [Lagomarsino, S. (1997) *in* Silva, B. (2008)]

Os modelos de dano atrás descritos foram desenvolvidos em estratégias usadas na simulação do comportamento da alvenaria através de elementos finitos. Estes modelos têm na sua maioria um campo de aplicação direccionado principalmente para análises no plano (2D) e para a modelação de alvenaria regular o que torna a resolução numérica de estruturas de alvenaria relativamente acessível e pouco pesada em termos computacionais. No entanto a sua especificidade pode limitar o seu uso quando se pretende efectuar análises mais diversificadas, tridimensionais ou em estruturas de maior dimensão.

2.4.3. MODELAÇÃO COM ELEMENTOS DISCRETOS

Considerando a estrutura complexa da alvenaria, a extensa variedade de formas e qualidade de blocos, juntas de argamassa, resistência de ligação bloco-junta, entre outras, os investigadores têm procurado utilizar alternativas à modelação pelo método de elementos finitos.

Uma alternativa possível consiste na modelação através de elementos discretos, um método originalmente aplicado na área da mecânica das rochas [Cundall, P. (1971) *in* Lemos, J. (2007)]. Este método tem demonstrado ser útil na modelação micro ou macro de estruturas de alvenaria, sendo possível analisar os modos de rotura de forma consistente com os dados experimentais [Lemos, J. (2007) e Dialer, C. (2002)]

Este método permite analisar as estruturas de alvenaria submetidas a grandes deslocamentos, permitindo considerar grandes rotações e deformações dos blocos quando estes se separam ou se interpenetram nas juntas de assentamento.

Neste método cada elemento comunica com o vizinho por intermédio de pontos de contacto ou de fronteira os quais podem mudar em função do tempo. As forças geradas no contacto entre os elementos podem obedecer a leis constitutivas de contacto, como por exemplo, a lei de Mohr-Coulomb (fig. 2.44).

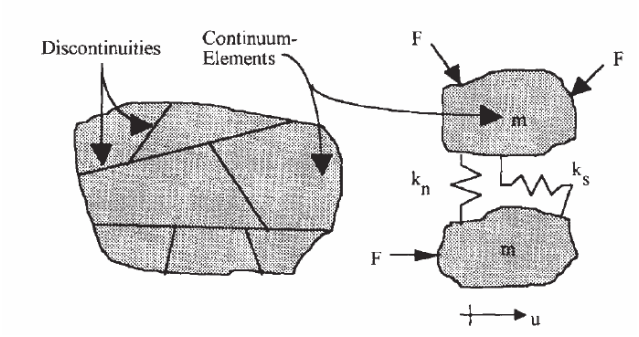


Fig. 2.44 - Princípio de funcionamento da formulação por elementos discretos [Dialer, C. (2002)]

Assim, esta abordagem permite idealizar a alvenaria como um elemento descontínuo onde se representam em separado as propriedades mecânicas dos elementos e das juntas de contacto entre eles.

O objectivo principal desta abordagem consiste em determinar um conjunto de deslocamentos num processo iterativo de forma a respeitar as condições de equilíbrio em todos os elementos constituintes. Se este estado não for possível de se estabelecer significa que foi atingido um modo de rotura. Os elementos do sistema podem desenvolver grandes deformações ou rotações, enquanto as condições de compatibilidade são sempre estabelecidas. As não linearidades são ou podem ser implementadas de forma incremental e não é requerido uma matriz de rigidez nesses regimes de grandes deformações [Dialer, C. (2002)]

Nesta abordagem, os blocos são modelados independentemente, estabelecendo-se zonas de contacto entre eles através de pontos de contacto que podem obedecer às leis constitutivas de contacto na direcção normal e tangencial. Os blocos são formados por uma malha de elementos finitos e existe a possibilidade de se estabelecer as seguintes condições de contacto:

- contacto deformável ou “soft contact” em que as tensões são obtidas a partir dos deslocamentos relativos entre os elementos, tendo em conta a rigidez adoptada para os elementos em contacto, sendo possível considerar uma ligeira sobreposição dos elementos em compressão (fig. 2.45);

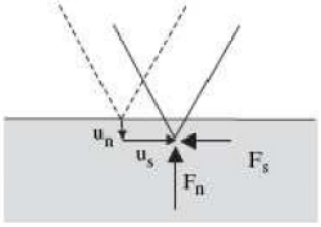


Fig. 2.45 - Modelo de contacto deformável em que u_s representa a componente de deslizamento e u_n representa a sobreposição dos elementos [Lemos, J. (2007)]

- contacto rígido ou "rigid contact" em que não existe sobreposição entre os elementos e o deslocamento de corte acontece se existir deslizamento (fig. 2.46);

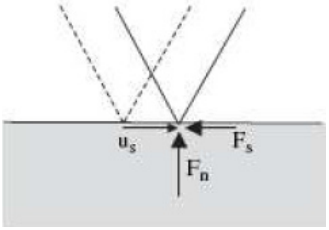


Fig. 2.46 - Modelo de contacto rígido em que u_s representa o deslocamento ao corte quando existe deslizamento [Lemos, J. (2007)]

Os modelos de contacto rígido e os modelos de contacto deformável (recorrem ao uso de molas na superfície dos blocos) foram incorporados no trabalho de diversos autores [Jean, M. (1995), Casolo, S. (2004) *in* Silva, B. (2008)].

A aplicação de elementos discretos a um nível micro apresenta vantagens evidentes, principalmente no que concerne a facilidade de modelação, dado que se pode modelar a geometria dos elementos individualmente com o nível de detalhe que se quiser.

As principais diferenças dos modelos de elementos discretos (ED) em relação aos modelos com elementos finitos (EF) são os seguintes [Lemos, J. (2007)]:

- o contacto é estabelecido através de pontos de contacto sem tentar obter uma distribuição continua das tensões ao longo da superfície de contacto;
- permite a separação dos elementos e a análise numérica em regime de grandes deslocamentos;
- a modelação do contacto através de pontos entre os elementos permite facilmente gerar diferentes malhas de elementos finitos entre os elementos, sem ter a necessidade de fazer coincidir os pontos de contacto.

Este método tem um vasto leque de aplicações, desde análises estáticas ou dinâmicas de construções históricas realizadas em alvenaria de pedra com geometria complexa (arcos, pontes edifícios) ou com geometria simples (painéis regulares de alvenaria).

No caso de painéis de alvenaria com blocos regulares e deformáveis, a abordagem dos EF com elementos de junta para representar as descontinuidades é essencialmente igual à abordagem do ED. Aqui é possível testar a eficiência da abordagem por ED já que existem um número significativo de testes em painéis de alvenaria para validar resultados. São conhecido trabalhos de vários autores que utilizaram esta abordagem para validar os seus modelos, conforme citado em Lemos, J. (2007).

No entanto, tal como sucede na abordagem pelo EF, a necessidade de realizar ensaios laboratoriais para validar os modelos numéricos assumidos, ou vice-versa, não permite a generalização para outros casos pelo que qualquer extrapolação deverá ser realizada criteriosamente.

Capítulo 3

DESENVOLVIMENTO DE UM BLOCO E SISTEMA DE ALVENARIA

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo destina-se a enquadrar o tema desta Tese. A caracterização experimental dos elementos de alvenaria apresentada no capítulo 4 insere-se num conjunto de ensaios realizados pelo autor, no âmbito de um projecto de investigação aplicado à indústria da construção.

Este projecto designa-se por OTMAPS - Optimização Térmica e Mecânica de um Sistema de Alvenaria em Pano Simples e envolveu uma parceria público-privada, designadamente entre a ADI - Agência de Inovação, IC- Instituto da Construção da FEUP e a Maxit-Portugal.

Este capítulo pretende dar uma perspectiva geral do trabalho realizado na concepção e desenvolvimento de um sistema de alvenaria estrutural em pano simples, constituída por blocos de agregados leves (argila expandida).

3.2. MOTIVAÇÃO DO PROJECTO

Reflectindo as exigências europeias relacionadas com a eficiência energética dos edifícios, o novo regulamento sobre as características de comportamento térmico [Decreto-Lei nº80/2006 (RCCTE)] impõe aos edifícios, e em particular às paredes de fachada, um desempenho térmico mais exigente em relação ao anterior regulamento. Este aspecto introduz mudanças nas soluções construtivas empregues nas paredes exteriores no sentido de melhorar o seu desempenho térmico.

Por outro lado, a publicação do Eurocódigo 6 [CEN - EN 1996-1-1 (2005)] e do Eurocódigo 8 [CEN - EN 1998-1 (2004)] veio possibilitar o dimensionamento de estruturas em alvenaria sismo resistentes. Para esse efeito, introduzem um conjunto de exigências às alvenarias e aos seus elementos. No entanto, a construção de alvenaria resistente em Portugal não é uma prática corrente quando comparada com outros países europeus onde o seu uso é relativamente aceite e generalizado.

Tendo presente este enquadramento, o objectivo principal do projecto foi desenvolver um bloco e um sistema de alvenaria em pano simples com características térmicas optimizadas que permitisse satisfazer as exigências térmicas do RCCTE para todas as zonas climáticas de Portugal, sem recorrer ao uso de materiais isolantes complementares, e ainda que respeitasse os requisitos dos Eurocódigos estruturais motivando o emprego de alvenaria resistente em Portugal.

O sistema desenvolvido visa aplicar-se fundamentalmente em edifícios de alvenaria estrutural (simples, armada, ou confinada) de pequeno a médio porte, podendo também ser utilizada em paredes com função apenas de enchimento com exigências de isolamento térmico.

3.3. DESENVOLVIMENTO DO BLOCO E DO SISTEMA DE ALVENARIA

O bloco e o sistema foram desenvolvidos para satisfazer um conjunto de requisitos funcionais aplicáveis às paredes exteriores, como por exemplo a resistência mecânica e estabilidade, a segurança ao fogo, conforto acústico e térmico, estanquidade à água da chuva, entre outros.

Por outro lado é necessário que os elementos das paredes contribuam para que estas exigências sejam atingidas. Nessa perspectiva é imposto um conjunto de requisitos aos elementos constituintes da alvenaria. Por exemplo, aos blocos são aplicáveis requisitos associados às dimensões, percentagem de furação, resistência mecânica, reacção ao fogo, entre outros. Estes requisitos funcionais aplicáveis à alvenaria e aos seus elementos, definidos em regulamentos, normas e em bibliografia de referência, constituíram a base para desenvolver o bloco e o sistema de alvenaria.

As fases principais do projecto foram as seguintes:

- Concepção - Optimizar a geometria dos blocos de betão de agregados leves de argila expandida sob ponto de vista térmico (via simulação numérica) e mecânico (via experimental), orientando a sua aplicação em paredes exteriores de edifícios em alvenaria de pano simples;
- Produção Experimental - Estudo experimental de uma composição de betão de agregados leves de argila expandida que permita obter blocos com as propriedades térmicas e mecânicas estabelecidas na concepção, e produção de uma pequena quantidade de blocos em fábrica para permitir a caracterização experimental;
- Caracterização experimental – determinação em Laboratório das propriedades físicas e mecânicas dos blocos e das paredes.

A concepção e produção do bloco constitui a maior parte do trabalho desenvolvido neste projecto, dado ser o elemento que mais influência o desempenho da alvenaria. O estudo concentrou-se fundamentalmente na caracterização do desempenho térmico e mecânico da parede, em consequência sobretudo da geometria e da massa volúmica do material constituinte do bloco.

3.3.1. CONCEPÇÃO DO BLOCO E DO SISTEMA DE ALVENARIA

Para o caso em estudo, e de acordo com a pesquisa bibliográfica efectuada aplicada a paredes de alvenaria de pano simples constituídas por blocos de betão leve, os parâmetros mais condicionantes na definição do bloco e do sistema foram os seguintes:

- *coeficiente de transmissão térmica*: $U \leq 0{,}5 W/(m^2.ºC)$ [Decreto-Lei nº80/2006 (RCCTE)];
- massa volúmica: $1000 \leq \gamma \leq 1150 kg/m^3$ [IPQ-NP EN 1745 (2005)];
- *resistência mecânica do bloco à compressão simples*: $f_b \geq 3 N/mm^2$ [Anexo Nacional do Eurocódigo 8 (DNA) *in* Santos, S. (2007)];
- *percentagem de furação* (p_f) *e espessura dos septos do bloco* (e_s): $25\% \leq p_f \leq 60\%$ com $e_s \geq 18$ mm [CEN - EN 1996-1-1 (2005)];
- *espessura mínima da parede*: $t_{min} \geq 270$mm, por questões associadas à estanquidade à água da chuva face à condição de exposição expectável para as paredes [CSTB - DTU 20.1 (1994)];
- *esbelteza da parede* (razão entre a altura e a espessura efectiva da parede): $h/t \leq 10$ (alvenaria simples) e $h/t \leq 16$ (alvenaria armada e confinada) [Anexo nacional do EC8 *in* Santos, S. (2007)];
- *peso máximo do bloco:* $P_{máx} \leq 20$kg, prescrições mínimas de segurança e saúde na movimentação manual de cargas com carácter frequente [Decreto-lei nº330/93].

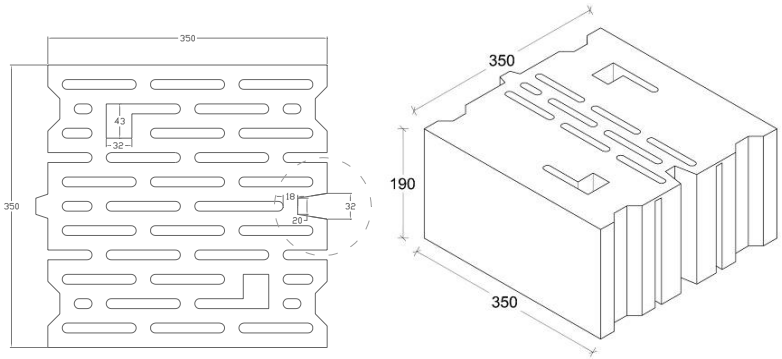
A massa volúmica foi um parâmetro importante no desenvolvimento do bloco. Esta propriedade é um indicador do desempenho expectável para a resistência térmica e mecânica dos materiais. Em geral, a massas volúmicas mais baixas correspondem resistências térmicas superiores. No entanto, também correspondem a resistências mecânicas inferiores, embora também se possa actuar na quantidade de cimento para aumentar a resistência do betão leve, mas até um determinado nível.

O bloco é constituído por com betão de agregados leves (grânulos de argila expandida), produto conhecido como Leca (Light Expanded Clay Aggregate). Este material possui melhores características térmicas em relação ao betão de agregados correntes [IPQ-NP EN 1745 (2005)], sendo possível obter massas volúmicas compreendidas entre 900 e 1300kg/m^3 [Melo, A. (2000)]. No entanto a adopção de massas volúmicas baixas conduz a resistências mecânicas inferiores. Este aspecto constitui um dos desafios mais importantes: encontrar um compromisso entre a resistência mecânica do bloco e resistência térmica da parede.

Por outro lado, a utilização de blocos de betão leve confere à parede um pior comportamento em termos de estanquidade à água da chuva [Veiga R., *et al* (2000)]. Este aspecto pode ser melhorado com a utilização de paredes mais espessas em complementaridade com a utilização de rebocos ou outro tipo de revestimentos com funções de impermeabilização ou de estanquidade.

Para se obter o desempenho térmico pretendido foi necessário um processo de optimização numérica ao nível do comportamento térmico da parede, actuando fundamentalmente ao nível da geometria do bloco e nas propriedades térmicas dadas pela massa volúmica do material constituinte dos blocos (é possível relacionar as propriedades térmicas do material com a massa volúmica do material utilizando a norma NP EN 1745). Nesse processo de optimização térmica foi considerado a influência das juntas de assentamento e do reboco e as exigências geométricas estabelecidas no EC6 e EC8 ao nível da geometria do bloco e das juntas de assentamento. A aferição em concreto da resistência mecânica à compressão do bloco seria determinada em laboratório pelo fabricante na fase de produção experimental.

De acordo com os parâmetros mais condicionantes, concebeu-se um bloco de furação vertical com dimensões 350x350x190mm^3 (espessura x comprimento x altura). O bloco possui uma percentagem de furação de 26% e os septos possuem uma espessura mínima de 18mm (fig. 3.1).



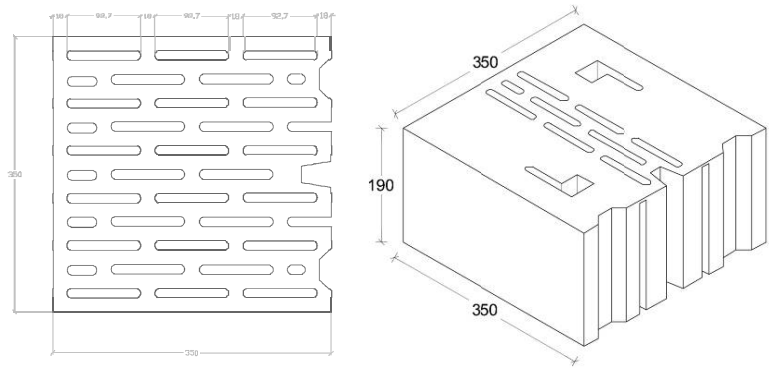
face inferior

Fig. 3.1 - Esquemas de concepção do bloco de base do sistema

Este bloco possui uma geometria exterior que, após o seu assentamento, possibilita formar bolsas de argamassa, as quais vão constituir as juntas verticais de assentamento. O bloco possui um encaixe macho-fêmea e 2 orifícios de preensão para facilitar o manuseamento e o assentamento dos blocos.

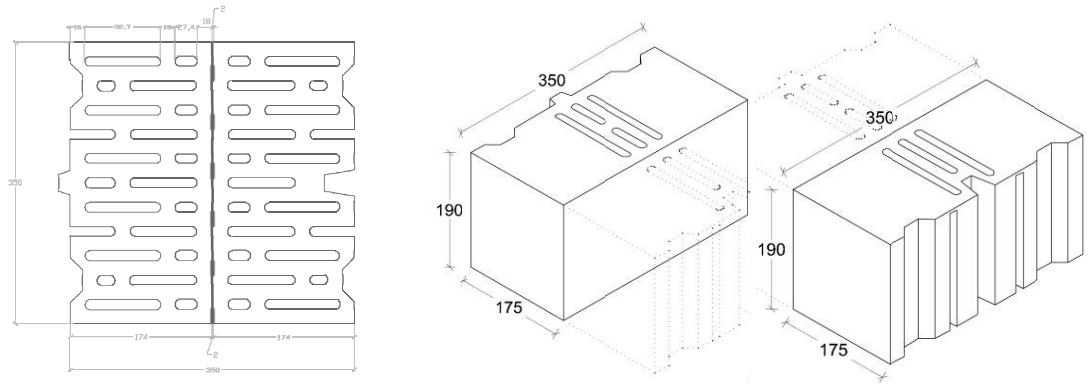
Possui uma face cega para facilitar a colocação das juntas de argamassa no assentamento das fiadas (evitar a penetração de argamassa para o interior dos blocos através da furação vertical).

Sob o ponto de vista do desenvolvimento do sistema de alvenaria, a partir do desenho de base do bloco foi concebido um sistema de blocos complementares para a resolução dos diferentes pontos singulares existentes na construção de paredes de alvenaria, por exemplo, remates na abertura de vãos de portas e janelas, remates nas zonas de ligação entre paredes ortogonais (cunhais de paredes e ligação entre paredes exterior e interior), entre outros. As peças desenvolvidas estão representadas nas figuras seguintes (fig. 3.2 e 3.3).



face inferior

Fig. 3.2 - Esquemas do bloco de remate com topo liso



face inferior *corte do bloco*

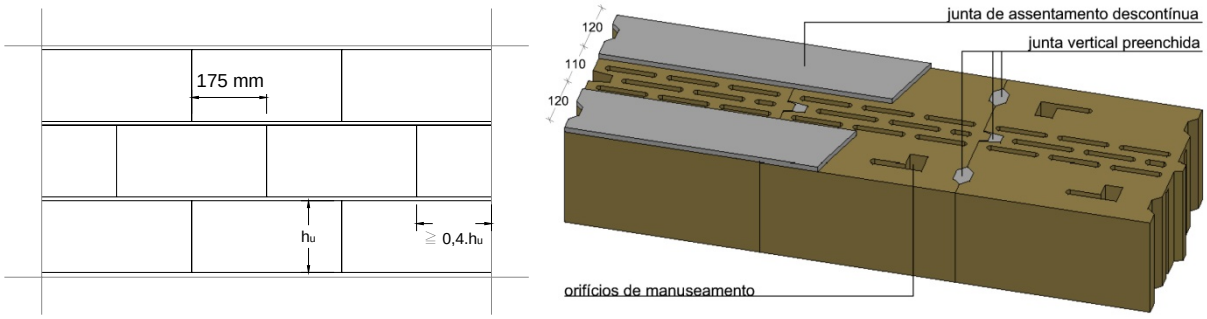
Fig. 3.3 - Esquemas do bloco para realização de meias peças

Sob o ponto do comportamento mecânico, estas peças possibilitam realizar ligações mais eficientes entre panos de paredes ortogonais, especialmente no travamento às acções horizontais através da sobreposição ou contrafiamento dos blocos.

Por outro lado, o conceito de parede simples, a existência de um sistema de encaixe macho-fêmea e a existência de peças complementares de remate, são aspectos que melhoram a rapidez e a qualidade de montagem construtiva do sistema, diminuindo erros de construção que potenciam o aparecimento de patologias.

Relativamente ao aparelho de assentamento, este foi definido de acordo com as especificações do EC6. O assentamento dos blocos entre fiadas é realizado com uma sobreposição de meio comprimento

do bloco (175mm), as juntas horizontais são descontínuas e as juntas verticais são preenchidas para constituir, no mínimo, 40% da largura da parede (fig. 3.4). A adopção deste tipo de juntas permite melhorar a economia e produtividade dos trabalhos envolvidos na realização da parede, embora prejudique o desempenho mecânico da alvenaria. Por outro lado, foi definido que seria utilizado nas juntas uma argamassa pré-doseada, para melhorar o controlo de qualidade das suas propriedades quando aplicadas em obra.



(a) (b)

Fig. 3.4 - Esquema de concepção do aparelho de assentamento: (a) sobreposição das unidades de alvenaria e (b) forma de colocação das juntas verticais e horizontais

Nas figuras 3.5 e 3.6 apresentam-se esquemas de ligação entre paredes de alvenaria armada constituídas pelos blocos desenvolvidos. Nestas figuras salienta-se o assentamento de blocos contrafiados para melhorar o travamento no cunhal de paredes e em zonas de ligação entre paredes exterior e interior.

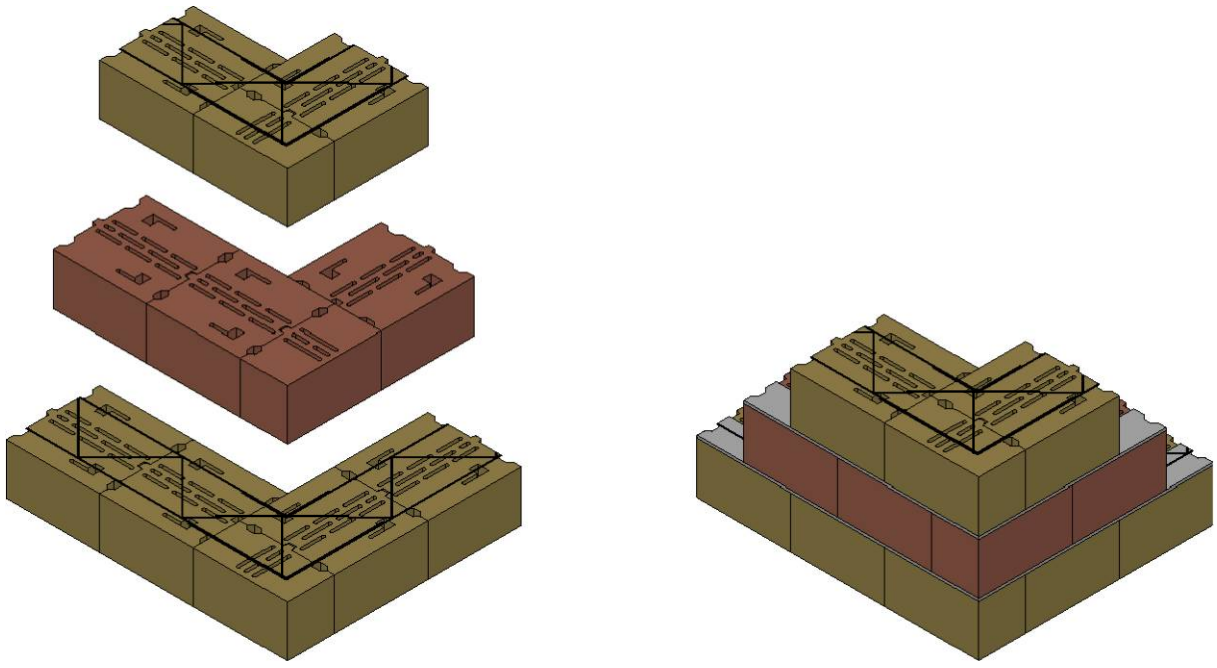


Fig. 3.5 - Cunhal em alvenaria armada: (a) forma de assentamento das fiadas e armaduras e (b) cunhal montado

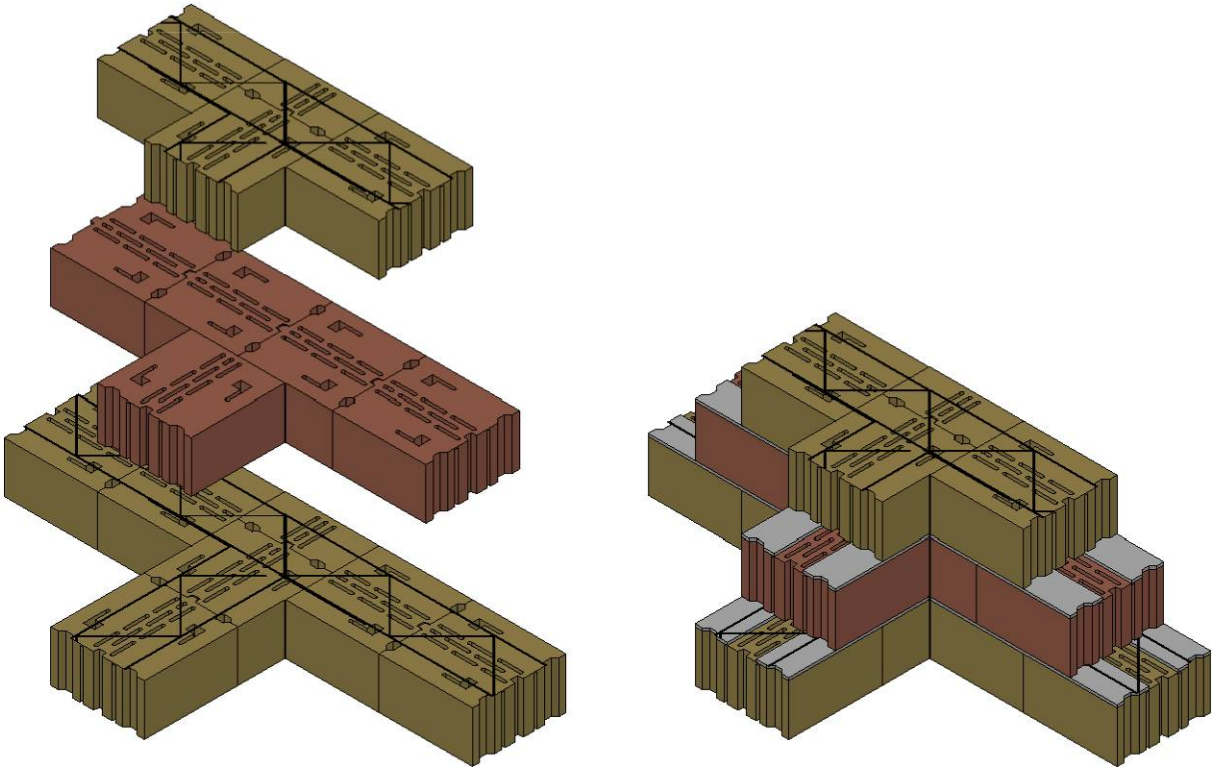


Fig. 3.6 - Zona de ligação entre paredes exterior/interior de alvenaria armada: (a) forma de assentamento das fiadas e armaduras e (b) ligação montada

Com base nos aspectos construtivos referidos anteriormente, o sistema integrado em alvenaria armada em conjunção com outros elementos de construção pode ser visualizado na figura seguinte para um caso de alvenaria confinada (fig. 3.7)

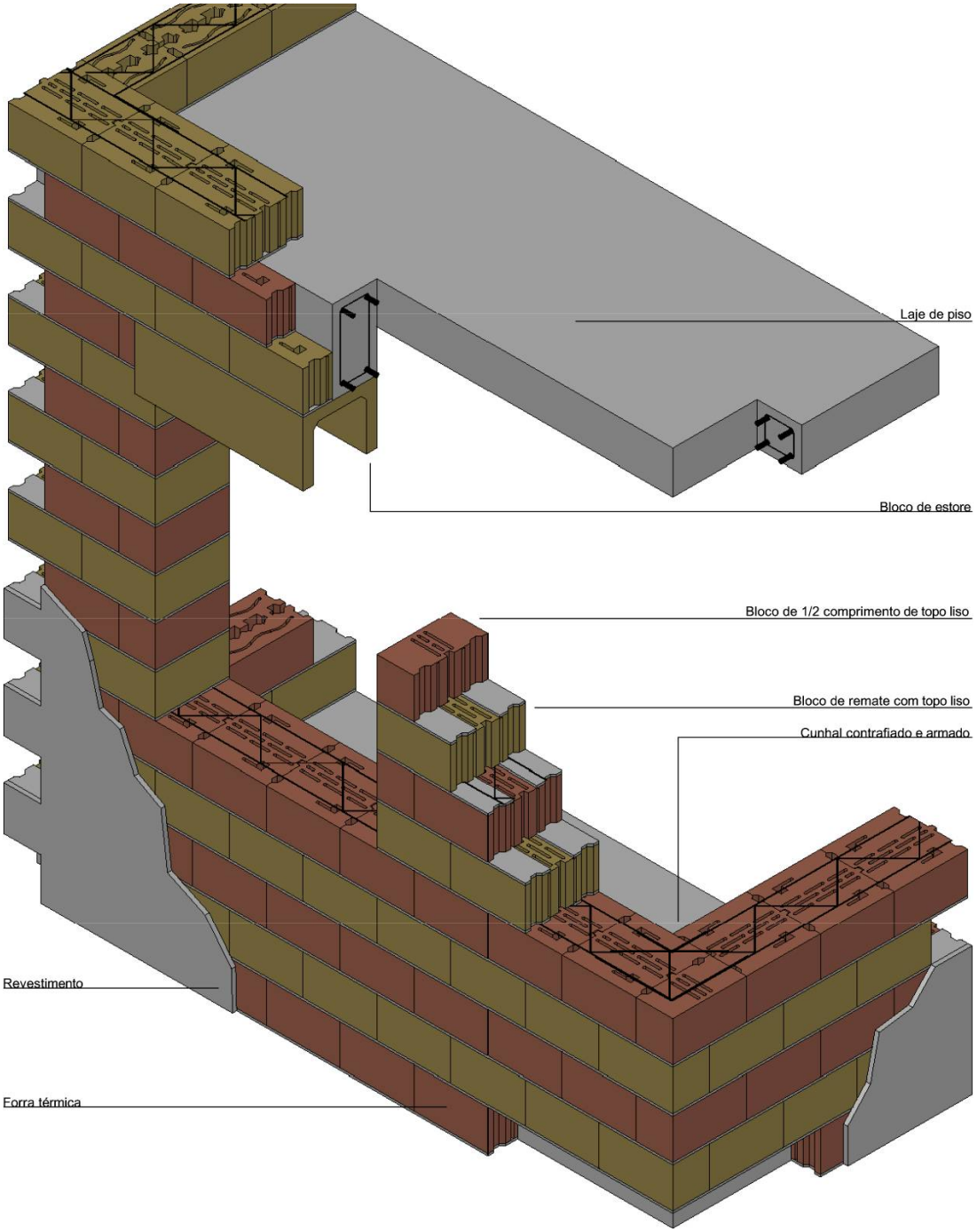


Fig. 3.7 - Esquema construtivo do sistema de alvenaria desenvolvido para alvenaria armada

3.3.2. PRODUÇÃO EXPERIMENTAL

Para a produção dos blocos em ambiente industrial foi realizado um molde com base no desenho que resultou na fase de concepção inicial do bloco de base e complementares do sistema. Este molde foi realizado de acordo com o equipamento do fabricante para produzir 9 blocos de cada vez, 2 complementares e 7 de base (fig. 3.8 e 3.9).

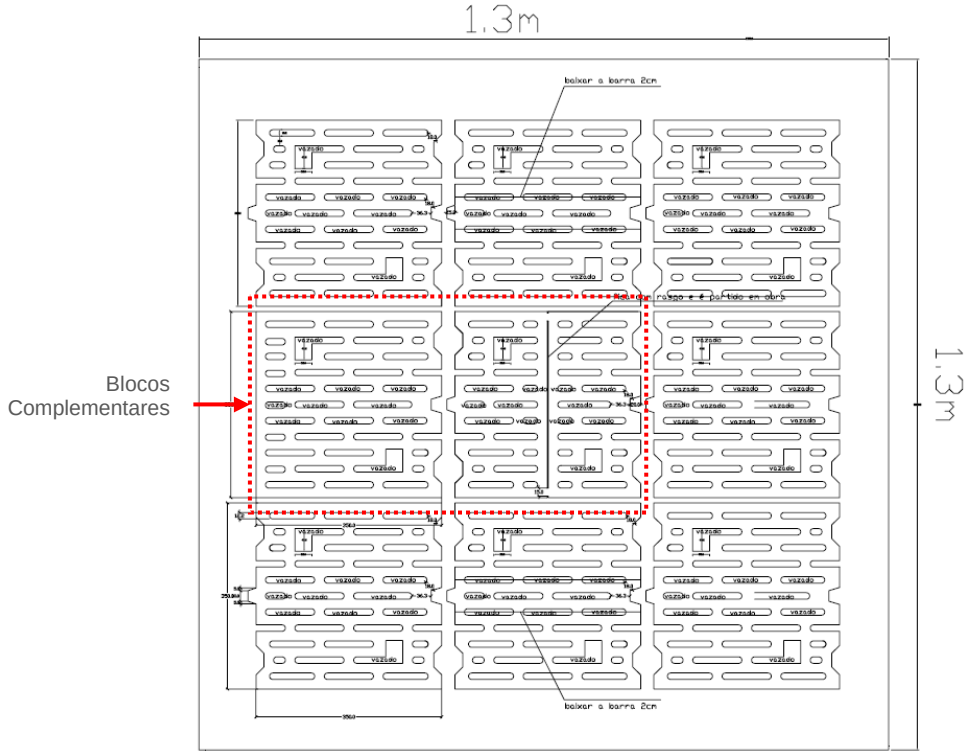


Fig. 3.8 - Esquema de concepção do molde com a distribuição dos blocos

Fig. 3.9 - Molde executado para produção dos blocos em fábrica

Após conclusão do molde foram testadas nas instalações várias composições de betão com agregados leves, no sentido de atingir os parâmetros estabelecidos na concepção inicial do bloco e possíveis de controlar em fábrica, designadamente a massa volúmica do material e a resistência à compressão do bloco. Para o efeito, foi realizada uma quantidade pequena de blocos para ser determinada a massa volúmica e a resistência à compressão simples no laboratório do fabricante.

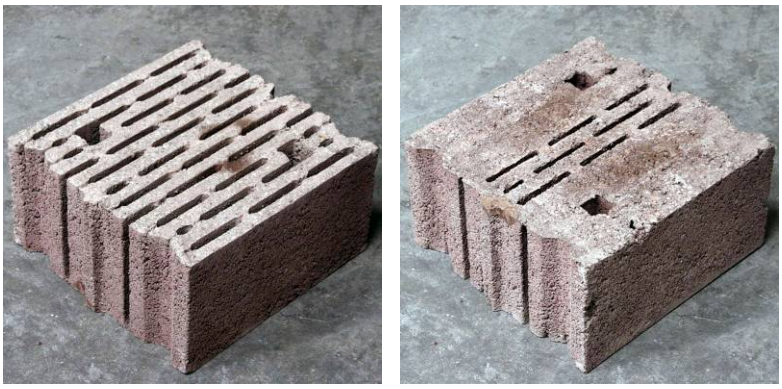
De acordo com o fabricante, o melhor ajuste conseguido, tendo em consideração as restrições tecnológicas do processo de fabrico (reduzida percentagem de quebras, textura homogénea e custo de fabrico reduzido), foi o seguinte:

- massa volúmica média do betão constituinte: 1100kg/m^3
- resistência média à compressão do bloco: 2,6N/mm^2.
- peso do bloco: entre 18 a 18,5kg

Sob o ponto de vista dos objectivos, os blocos e o betão constituinte atingiram a massa volúmica e resistência mecânica pretendidos, embora o valor da resistência à compressão simples fosse um pouco inferior ao valor objectivo (3N/mm^2). Em seguida produziu-se uma pequena quantidade de blocos necessária para a caracterização experimental a realizar no Laboratório de Sistemas e Componentes da FEUP. De uma forma sucinta, o processo industrial que envolveu o fabrico dos blocos foi o seguinte:

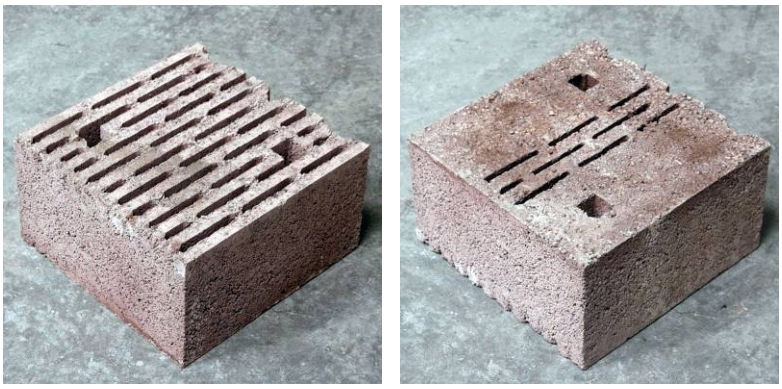
- os agregados e ligantes com a composição definida são misturados numa betoneira (durante um determinado tempo);
- o betão resultante é colocado no molde sendo sujeito a um processo de vibrocompressão;
- cura natural dos blocos é realizada em estufa.

Nas figuras seguintes apresentam-se os blocos do sistema produzidos nas instalações do fabricante (fig. 3.10 a 3.12).



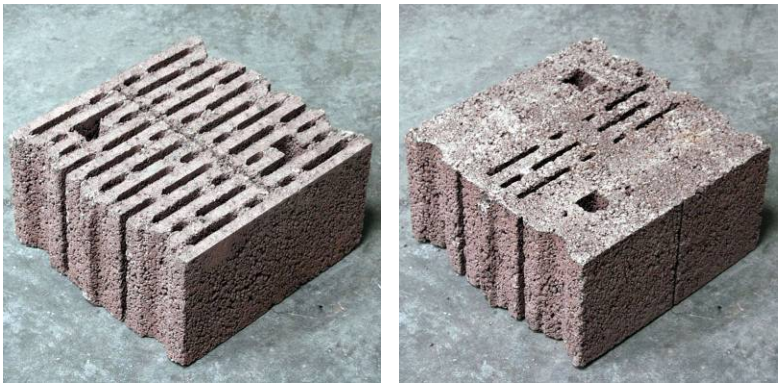
(a) (b)

Fig. 3.10 - Bloco de base: (a) face inferior e (b) face de assentamento



(a) (b)

Fig. 3.11 - Bloco de remate com topo liso: (a) face inferior e (b) face de assentamento



(a) (b)

Fig. 3.12 - Bloco para realização de meias peças: (a) face inferior e (b) face de assentamento

3.3.3. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL

Após a produção experimental, foi levada a cabo uma campanha de ensaios em laboratório visando caracterizar algumas das principais propriedades físicas e mecânicas dos blocos e das paredes de acordo com as normas de ensaio aplicáveis. Para isso foram construídos provetes em laboratório e realizados ensaios para determinar as seguintes características:

- *blocos:* dimensões e classe de tolerância, percentagem e volume de furação e volume efectivo, massa volúmica real e aparente seca, absorção de água por capilaridade e imersão e resistência à compressão;
- *paredes:* resistência à compressão simples e módulo de elasticidade, resistência inicial ao corte (aderência) e tensão diagonal (ao corte).

Alguns destes ensaios serviram de base para realização desta tese, principalmente os ensaio mecânicos aos blocos e às paredes. Esta caracterização foi realizada pelo autor e é descrita no capítulo 4.

3.4. CONCLUSÕES GERAIS

Este projecto de investigação permitiu a concepção e desenvolvimento de um bloco e de um sistema de alvenaria que satisfaz simultaneamente um conjunto de exigências de acordo com normalização e legislação aplicável, salientando-se as exigências térmicas do novo RCCTE e as exigências estruturais possíveis de estabelecer de acordo com os Eurocódigos 6 e 8.

Esta solução não necessita de isolamento térmico complementar, é em pano simples e é menos sensível à qualidade construtiva, o que permite ter soluções de alvenaria de pano simples mais eficazes, menos sujeitas a patologias, utilizando-se materiais ambientalmente mais recomendáveis.

Este sistema poderá disponibilizar no mercado português uma solução moderna de realização de edifícios de pequeno médio/porte em alvenaria estrutural e dá resposta às recentes exigências aplicáveis às fachadas dos edifícios, salientando-se a satisfação da exigência associada ao conforto térmico em qualquer parte do país, de acordo com o novo Sistema de Certificação Energética de Edifícios.

Capítulo 4

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL MECÂNICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se expor o trabalho experimental desenvolvido no âmbito do projecto de Investigação e Desenvolvimento referido no capitulo 3.

O trabalho consistiu na caracterização mecânica experimental de elementos de paredes em alvenaria de betão leve, nomeadamente através de ensaios de provetes dos elementos constituintes do sistema de alvenaria (blocos e argamassa) e de porções representativas de paredes de alvenaria. Estes ensaios visaram caracterizar algumas das principais propriedades e o comportamento mecânico destes elementos.

Sempre que possível, a preparação dos provetes e as técnicas de ensaio utilizadas em laboratório estiveram de acordo com as normas de ensaio aplicáveis, tendo em conta as condições laboratoriais disponíveis.

Neste capítulo refere-se também uma série de ensaios simplificados que visaram conhecer a tendência do comportamento mecânico do betão leve, i.e., estimar as leis constitutivas que regem o comportamento do betão leve utilizado nos blocos e que são necessárias para a caracterização numérica dos provetes de alvenaria a simular no capítulo 5.

Estes ensaios foram realizados de forma simplificada devido a dificuldades diversas associadas à obtenção de provetes normalizados representativos do material constituinte dos blocos nas condições de produção em fábrica (blocos produzidos por vibro-compressão devido à consistência seca do betão leve utilizado). No entanto, apesar do carácter simplificado dos ensaios, procurou-se manter a coerência com técnicas de ensaio análogas de carácter normalizado.

Por outro lado, construíram-se provetes de alvenaria mais pequenos (constituídos por 2 blocos), para estudar no comportamento mecânico de alvenaria a influência da utilização de juntas horizontais descontínuas ou contínuas, tendo sido estabelecida uma correlação com os ensaios realizados em provetes normalizados de maior dimensão construídos com junta descontínua.

Discrimina-se em subcapítulo próprio cada um os ensaios realizados e, sempre que possível, faz-se uma descrição sucinta dos aspectos relacionados com a concretização e as técnicas envolvidas na realização dos mesmos. Apresenta-se também uma síntese e uma análise aos resultados obtidos, indicando conclusões a retirar dos ensaios no âmbito desta tese.

Alguns destes resultados serviram de base para os estudos efectuados no capítulo seguinte relativo à caracterização numérica do comportamento mecânico de paredes de alvenaria.

Em anexo encontram-se os boletins de ensaio referentes a ensaios de carácter normalizado realizados aos blocos de alvenaria.

4.2. PLANIFICAÇÃO GLOBAL DE ENSAIOS

Foram realizados os seguintes ensaios em 3 laboratórios da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, a saber:

- Laboratório de Sistemas e Componentes (LSC):
  a) ensaios físicos e mecânicos em provetes de blocos:
     - caracterização das dimensões e tolerâncias;
     - caracterização da percentagem de furação e do volume efectivo;
     - caracterização da massa volúmica aparente e real;
     - caracterização da resistência normalizada e das curvas de resposta à compressão simples;

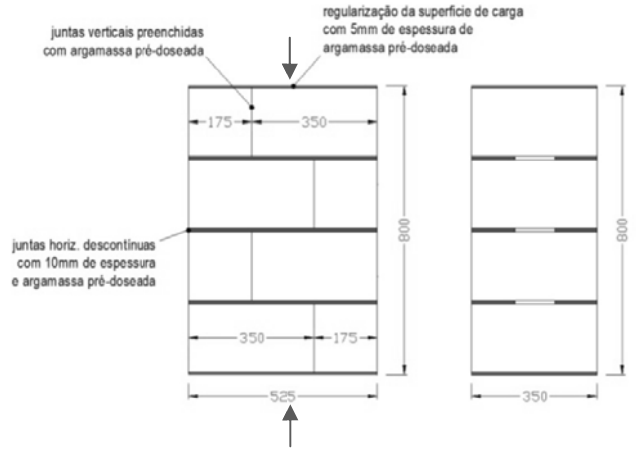
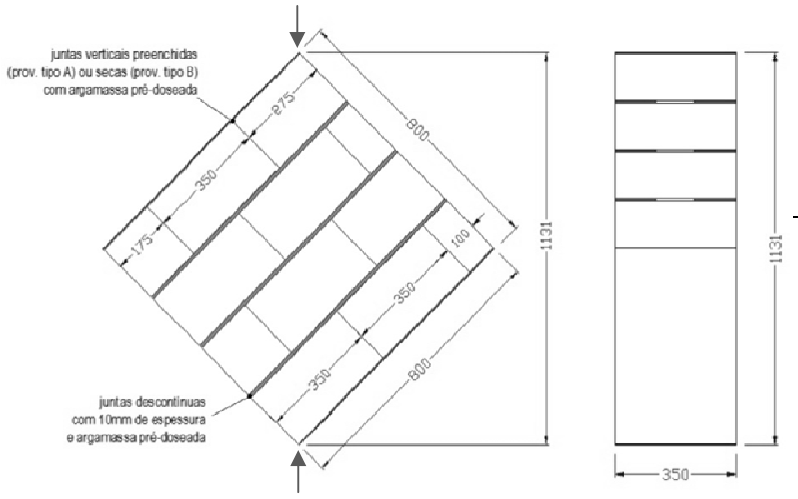
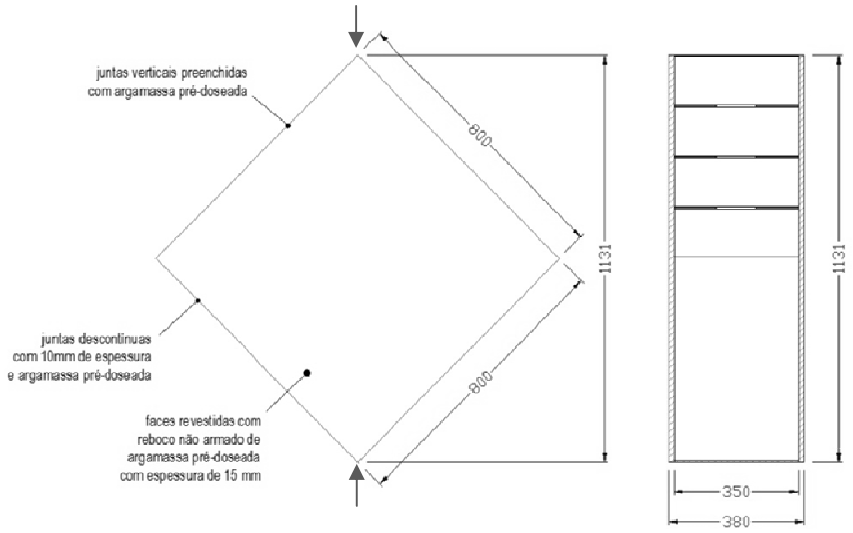
  b) ensaios mecânicos em provetes de alvenaria:
     - caracterização da resistência e das curvas de resposta à compressão simples no plano das paredes (provetes normalizados e provetes constituído por 2 blocos);
     - caracterização da resistência e das curvas de resposta ao corte no plano das paredes (via compressão diagonal) em 3 séries distintas de provetes (com juntas verticais preenchidas, com juntas verticais secas e com faces rebocadas+juntas verticais preenchidas);
     - caracterização da resistência ao corte das juntas horizontais de assentamento;

- Laboratório de Materiais de Construção (LMC):
  a) ensaios mecânicos em provetes de argamassa:
     - caracterização da resistência à compressão e à flexão simples;
  b) ensaios em pequenos provetes retirados das paredes dos blocos (septos):
     - caracterização da resistência à flexão simples;

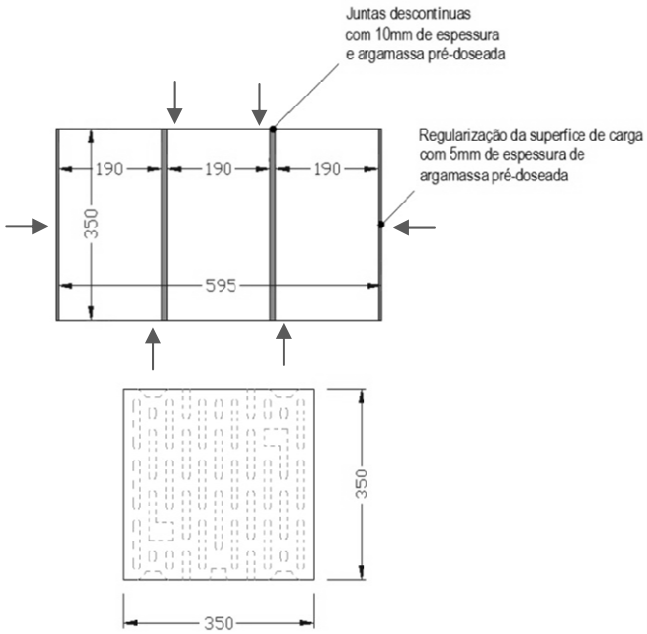
- Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (Labest):
  a) ensaios mecânicos em cubos de betão e ensaios em pequenos provetes retirados das paredes dos blocos (septos):
     - caracterização do comportamento à compressão simples do material constituinte.

Nos quadros 4.1 a 4.2 estão definidos, respectivamente, o programa de ensaios aos provetes de alvenaria e dos elementos que a constituem (unidades ou blocos de betão leve e argamassa de assentamento), com referência à forma geométrica, dimensões e número de provetes definidos de acordo com normas de ensaio e meios laboratoriais disponibilizados. No quadro 4.3 definem-se os ensaios realizados, com carácter mais simplificado, a outros provetes (amostras de septos, cubos e provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos).

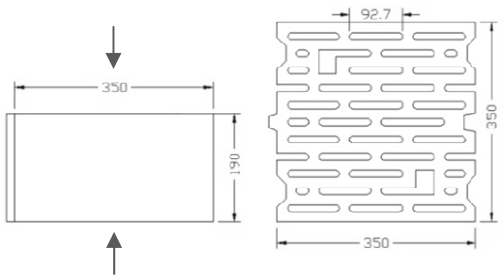
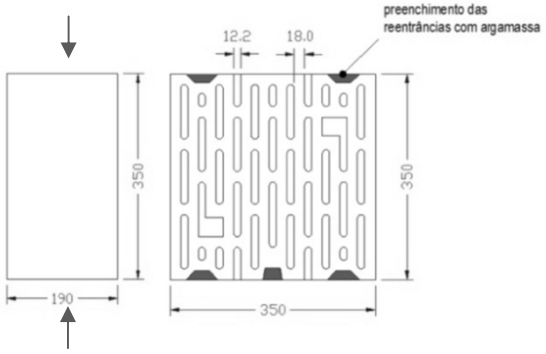
Quadro 4.1 - Programa de ensaios aos provetes de alvenaria

Norma e tipo de ensaio	Esquema construtivo (alçado e vista lateral) e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/ Observação
EN 1052-1 Caracterização mecânica à compressão simples no plano das paredes		4	CSalv
ASTM E 519 Caracterização mecânica da resistência ao corte no plano das paredes		4	Série CDalv-A juntas verticais preenchidas *(série de referência)*
		4	Série CDalv-B Juntas verticais secas
		4	Série CDalv-C Faces rebocadas e juntas verticais preenchidas

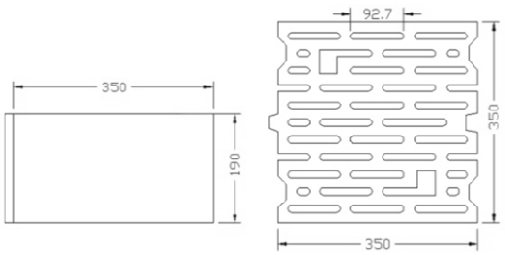
Quadro 4.1 (continuação) - Programa de ensaios aos provetes de alvenaria

Norma e tipo de ensaio	Esquema construtivo (alçado e vista lateral) e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/Observação
EN 1052-1 Caracterização da resistência inicial ao corte nas juntas horizontais de assentamento		4	1º Nível de pré-compressão (15 kN)
		4	2º Nível de pré-compressão (40 kN)
		4	3º Nível de pré-compressão (65 kN)

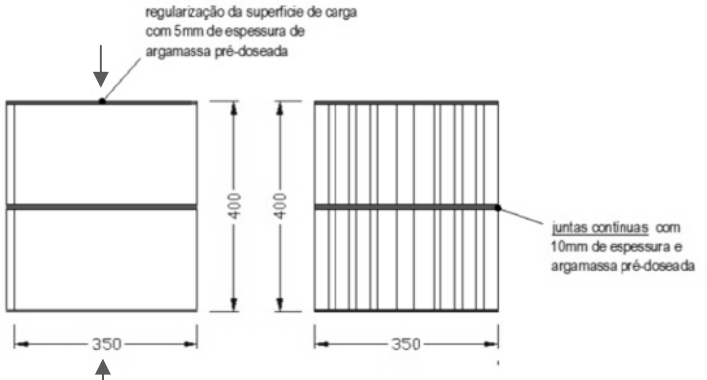
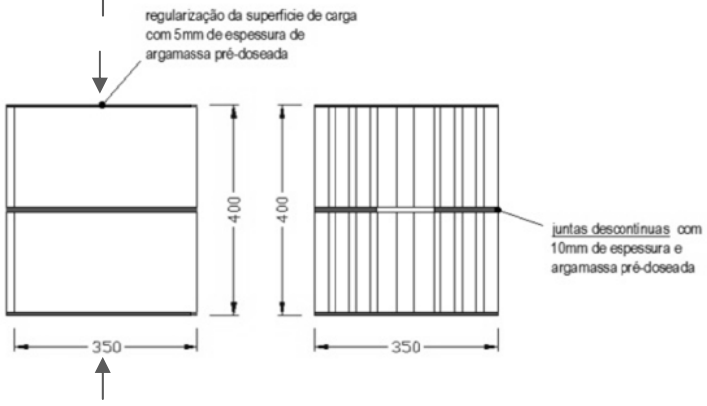
Quadro 4.2 - Programa de ensaios aos constituintes da alvenaria (blocos e argamassa)

Norma e tipo de ensaio	Esquema construtivo (alçado e vista superior) e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/Observação
EN 772-1 Caracterização mecânica à compressão simples de blocos		19	Compressão aplicada na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento *(regularização das faces de aplicação de carga de forma mecânica ou com camada descontínua de argamassa)*
		11	Compressão aplicada na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento

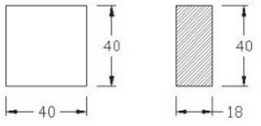
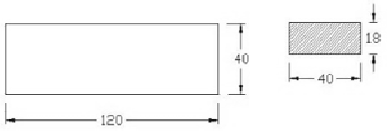
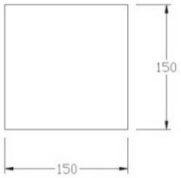
Quadro 4.2 (continuação) - Programa de ensaios para os constituintes da alvenaria (blocos e argamassa)

Norma e tipo de ensaio	Esquema construtivo e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/ Observação
EN 772-16 Caracterização das dimensões exteriores dos blocos		12	-
EN 772-9 Caracterização da percentagem de furação e volume efectivo dos blocos		12	-
EN 772-13 Caracterização da massa volúmica real e aparente dos blocos		12	-
EN 1015-11 Caracterização da resistência à compressão e flexão simples em provetes de argamassa		6	-

Quadro 4.3 - Programa de ensaios realizado aos constituintes da alvenaria com carácter mais simplificado

Tipo de ensaio	Esquema construtivo (alçado e vista lateral) e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/Observação
Caracterização mecânica à compressão simples de provetes com 2 blocos		4	CS2b-A Junta horizontal contínua
		4	CS2b-B Junta horizontal descontínua

Quadro 4.3 (continuação) - Programa de ensaios realizado aos constituintes da alvenaria com carácter simplificado

Tipo de ensaio	Esquema construtivo (alçado e vista lateral) e dimensões (mm)	Nº de provetes	Referência do provete/Observação
Caracterização mecânica à compressão de septos dos blocos		6	Caracterização nas duas direcções do plano do provete
Caracterização mecânica da resistência à flexão de septos dos blocos		3	-
Caracterização mecânica do betão à compressão simples		3	-

4.3. DESCRIÇÃO SUCINTA DO SISTEMA DE ALVENARIA

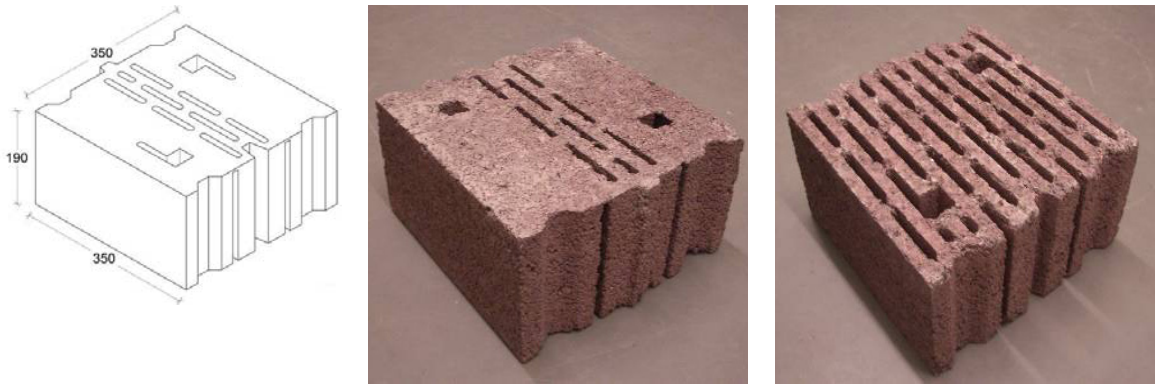
4.3.1. UNIDADES OU BLOCOS DE BETÃO LEVE

As unidades de alvenaria utilizadas são os blocos do sistema já apresentado no capítulo 3 com dimensões nominais exteriores de 350x350x190 mm^3 (espessura x comprimento x altura). As unidades utilizadas nos ensaios foram os blocos de base e os meios blocos.

Trata-se de blocos constituídos por betão de agregados leves (agregados de argila expandida), produzidos em fábrica num processo industrializado, ainda que, no caso concreto deste bloco, resultem de uma produção ainda em fase experimental, mas já em fase de acertos finais para produção definitiva. O fabricante não indicou dados definitivos sobre as características mecânicas do betão constituinte do bloco em causa.

O bloco de base possui uma face cega para o assentamento da argamassa das juntas horizontais, sendo constituída por uma superfície na face do bloco realizada com uma camada fina de betão leve (com cerca de 6 mm de espessura). O bloco possui 2 cavidades nas extremidades que, após assentamento dos blocos nas fiadas, irão formar 2 bolsas para se encherem com argamassa, realizando na alvenaria as juntas verticais preenchidas. O bloco possui ainda 2 orifícios para facilitar o seu manuseamento em obra (fig. 4.1).

O sistema de alvenaria inclui ainda a existência de um bloco, com geometria semelhante ao bloco de base, concebido para ser cortado em meio-bloco de forma a ser utilizado em zonas de remate das paredes (fig. 4.2).



(a) (b) (c)

Fig. 4.1 - Exemplo do bloco de base produzido experimentalmente em fábrica: (a) esquema de concepção com dimensões nominais exteriores, (b) vista da face de assentamento (face cega) e (c) vista da face oposta

(a) (b) (c)

Fig. 4.2 - Exemplo do meio-bloco produzido experimentalmente em fábrica: (a) esquema de concepção com dimensões nominais exteriores, (b) vista da face de assentamento (face cega) e (c) vista da face oposta (nota: o bloco será cortado formando 2 meios-blocos)

4.3.2. Argamassa para Juntas de Assentamento

A argamassa utilizada nos ensaios destina-se à aplicação nas juntas horizontais e verticais de assentamento. Trata-se de uma argamassa pré-doseada em seco e embalada através de um processo industrial, bastando adicionar água na altura da amassadura (cerca de 5 litros de água para cada embalagem de 27 kg de argamassa seca).

Fig. 4.3 - Amostra de uma embalagem da argamassa utilizada para realizar as juntas de assentamento

De acordo com dados indicados pelo fabricante, a argamassa é constituída por cimento e areia, sendo uma parte da areia de agregados normais e outra parte de agregados leves, constituindo um traço em volume de 1:4 (cimento: areia normal+areia de agregados leves**),** e possui as seguintes características:

- massa volúmica de 1400kg/m^3;
- resistência à compressão: 12,3N/mm^2;
- resistência à tracção por flexão: 3,97N/mm^2.

4.3.3. APARELHO DE ALVENARIA

Nos provetes de alvenaria foi usado o mesmo aparelho de assentamento estabelecido para o sistema de alvenaria já referido no capítulo 3 (fig. 4.4).

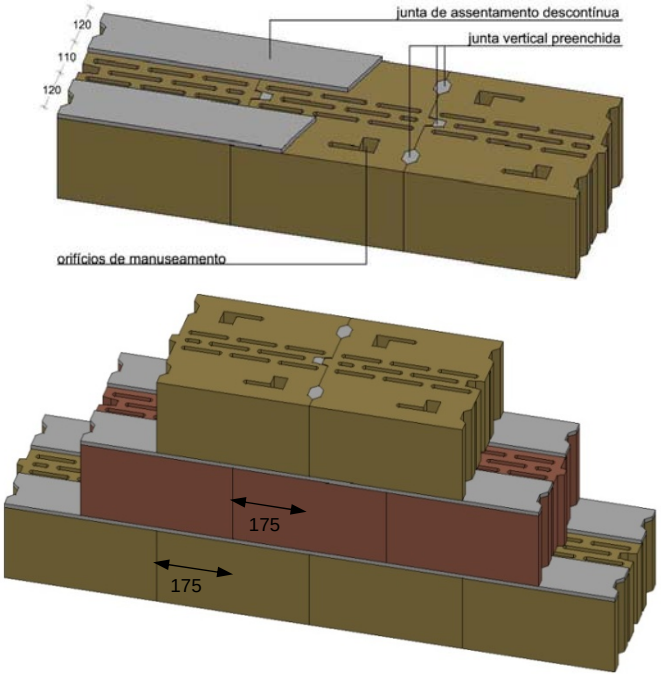


Fig. 4.4 - Esquema do aparelho de alvenaria (dimensões em mm)

As juntas horizontais de assentamento são descontínuas, realizadas com a argamassa pré-doseada do sistema, formando 2 faixas de argamassa com 120mm de largura e com 10mm de espessura média.

As juntas verticais de assentamento são desfasadas em 175mm (meio-bloco) e são preenchidas com argamassa nas bolsas formadas pelo assentamento dos blocos (reentrâncias definidas na geometria de base do bloco para esse fim). Estas bolsas representam cerca 40% da largura do bloco.

4.4. PRINCIPAL EQUIPAMENTO DE ENSAIO

4.4.1. SISTEMA DE ENSAIOS MECÂNICOS À COMPRESSÃO SIMPLES (BLOCOS E PAREDES DE ALVENARIA)

Este sistema é constituído por uma máquina de ensaios à compressão, por transdutores de deslocamento (LVDTs) e por um sistema de aquisição e registo de dados, existentes na sala de ensaios do LSC.

A máquina de ensaios à compressão permite realizar ensaios monotónicos com controlo de força. Permite realizar ensaios em provetes com uma altura máxima de 1,5m de altura e com uma área de contacto disponível de 400x600mm^2 (dimensão das placas de distribuição de carga - bases em aço). O equipamento possui uma capacidade de carga máxima de 3000kN. Permite o controlo da velocidade de carga entre 0,01 a 99,99kN/s e aplicar forças, em contínuo ou em patamares, nos provetes até ao ponto de rotura (fig. 4.5).

Fig. 4.5 - Aspecto geral da máquina de ensaios à compressão do LSC

Possui um sistema de detecção automática da força de rotura, de sensibilidade ajustável ao material a ensaiar, mas que não permite caracterizar a força aplicada no provete pós-rotura, i.e., detecta a rotura do provete, mas não permite ir além desse ponto.

A força de rotura é detectada de forma automática através de um sistema interno que mede a alteração da velocidade de carga aplicada num dado intervalo de tempo, i.e., quando não existe aumento de carga aplicada durante um dado intervalo de tempo a máquina pára o ensaio. Este aspecto constituiu uma limitação na caracterização de resposta em regime pós-rotura dos provetes de alvenaria e blocos testados.

Para medição e registo dos deslocamentos foram utilizados transdutores de deslocamento (LVDTs), designadamente 4 LVDTs que permitem fazer leituras de deslocamentos máximos de 50mm ±0,01mm e 4 LVDTs, de menor dimensão e curso, que permitem fazer leituras de deslocamentos até 10mm ±0,001mm (fig. 4.6).

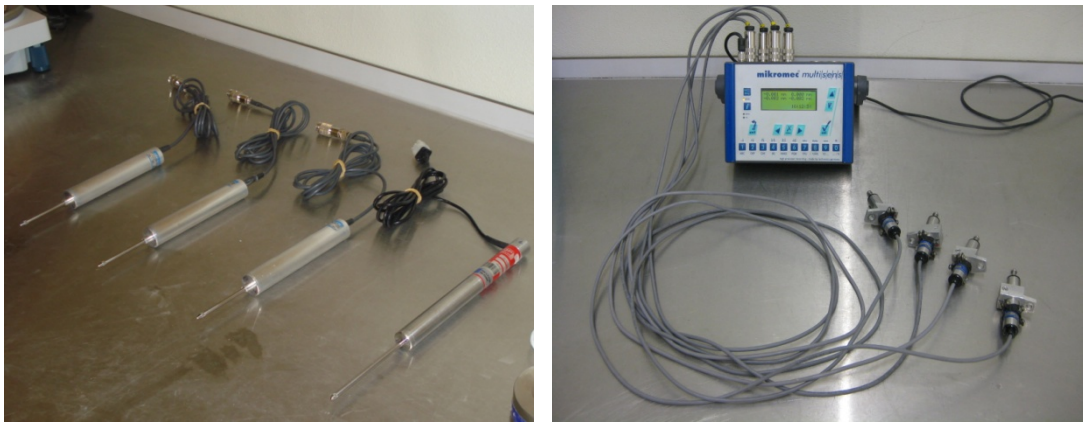


Fig. 4.6 - Aspecto dos transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios (LVDTs)

Os transdutores de deslocamento e máquina de ensaios à compressão estão ligados a um sistema externo de aquisição de dados, sendo possível registar em contínuo e em tempo real as forças e deslocamentos aplicados aos provetes. Os equipamentos de ensaios encontravam-se calibrados na altura da realização dos ensaios.

4.4.2. Sistema de ensaios mecânicos ao Corte (provetes de alvenaria)

Este sistema é constituído pelos mesmos equipamentos utilizados no sistema de ensaios à compressão referidos em 4.4.1 e por um sistema complementar para aplicação de cargas de pré-compressão lateral, sendo possível registar em contínuo as forças e deslocamentos aplicados aos provetes. Assim, permite aplicar forças de corte paralelamente às juntas de assentamento dos provetes, sendo o equipamento complementado por um sistema mecânico que permite aplicar forças de pré-compressão máximas até 200KN, perpendiculares às juntas de assentamento dos provetes, em simultâneo com as forças de corte. As forças de pré-compressão são medidas por uma célula de carga e registadas em contínuo com as forças de corte. Este sistema foi desenvolvido pelo autor para caracterizar o comportamento das juntas horizontais ao corte e é descrito com mais pormenor em 4.6.2.1.

A máquina de ensaios referida em 4.4.1 permite ainda a aplicação forças de corte nos provetes de forma indirecta, i.e., via compressão diagonal por intermédio de bases em aço (pedestais de carga) colocadas entre as placas de carga da máquina de ensaio e os cantos dos provetes. Esta técnica de ensaio é descrita com mais pormenor em 4.6.2.2.

4.4.3. Sistema de Ensaios Mecânicos à Flexão e Compressão (pequenos elementos)

Os sistemas de ensaio à flexão e compressão encontram-se instalados no LMC- Laboratório de Materiais de Construção e no Labest - Laboratório do Betão Estrutural da FEUP. Estas máquinas de ensaio apenas possibilitaram a realização de ensaios em provetes pequena dimensão.

O sistema de ensaios disponibilizado pelo LMC encontra-se preparado para a realização de ensaios à flexão e à compressão simples em pequenos provetes de argamassa. Possui um sistema manual de controlo de velocidade de carga e a leitura das forças é realizada de forma manual por intermédio de um leitor analógico que possui um registo de valor máximo. Este sistema não possibilita a leitura e registo do deslocamento das placas de carga (fig. 4.7).

Fig. 4.7 - Aspecto da máquina de ensaios à flexão e compressão do LMC

O sistema de ensaios disponibilizado pelo Labest consiste em 2 máquinas de ensaios à compressão com dimensões e capacidades de carga distintas. A prensa maior possibilita testar provetes até ao máximo de 2700kN e a mais pequena até 300kN. Estes 2 sistemas de ensaio efectuam a leitura e registo dos deslocamentos das placas de carga e das forças aplicadas nos provetes de forma contínua até à destruição total de provetes, por intermédio de um sistema de aquisição de dados integrado. Ambas as máquinas permitem o controlo de deslocamentos desde uma velocidade mínima de 0,001mm/s (fig. 4.8). Os equipamentos de ensaios encontravam-se calibrados na altura da realização dos ensaios.

Fig. 4.8 - Aspecto das máquinas de ensaio à compressão simples existentes no Labest

4.5. ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ALVENARIA

4.5.1. CARACTERIZAÇÃO DAS UNIDADES (BLOCOS DE BETÃO LEVE)

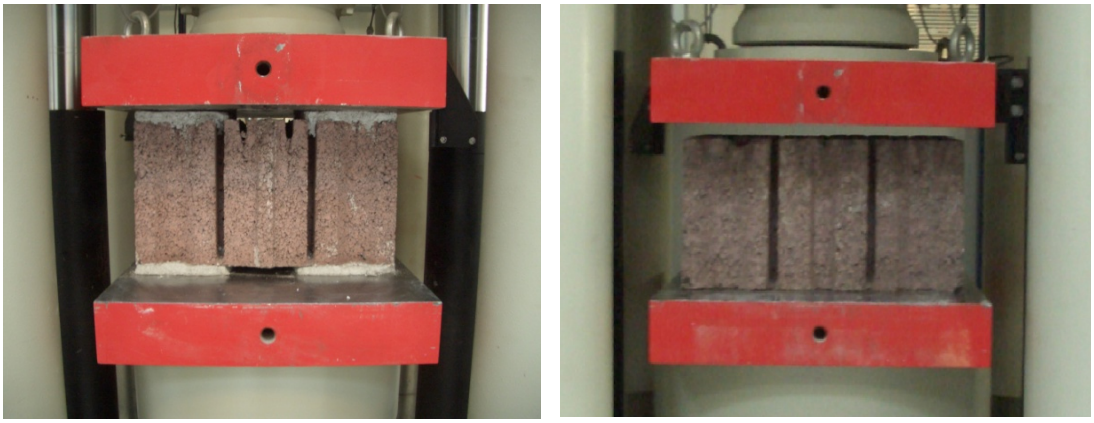
4.5.1.1. Resistência à compressão simples

O objectivo deste ensaio foi determinar a resistência à compressão normalizada (f_b) de acordo com a norma de ensaio aplicável [IPQ - EN 772-1 (2002)] e determinar as curvas de resposta força-deslocamento à compressão simples em duas direcções de carga (paralela e perpendicular às juntas horizontais de assentamento).

No caso dos ensaios para determinar a resistência à compressão normalizada na direcção perpendicular ($f_{b\perp}$) foram construídos 2 tipos de provetes:

- blocos com faces regularizadas mecanicamente;
- blocos com faces regularizadas com juntas descontínuas de argamassa (juntas com geometria idêntica ao aparelho de alvenaria conforme especificado na norma de ensaio).

A realização destes 2 tipos de regularização visou avaliar a influência da descontinuidade da junta na resistência à compressão do bloco na direcção perpendicular às juntas de assentamento (fig. 4.9).



(a) (b)

Fig. 4.9 - Exemplo do "setup" de ensaio para determinação da resistência normalizada à compressão simples: (a) blocos com a superfície de carga regularizada com argamassa descontínua e (b) blocos regularizados com desgaste mecânico

As curvas de resposta dos blocos à compressão foram determinadas noutros ensaios que não os ensaios para determinação da resistência à compressão normalizada. Foram determinadas as curvas de resposta força-deslocamento em 6 blocos, 3 testados com forças aplicadas numa direcção paralela e 3 com forças aplicadas numa direcção perpendicular às faces de assentamento (fig. 4.10 e 4.11).

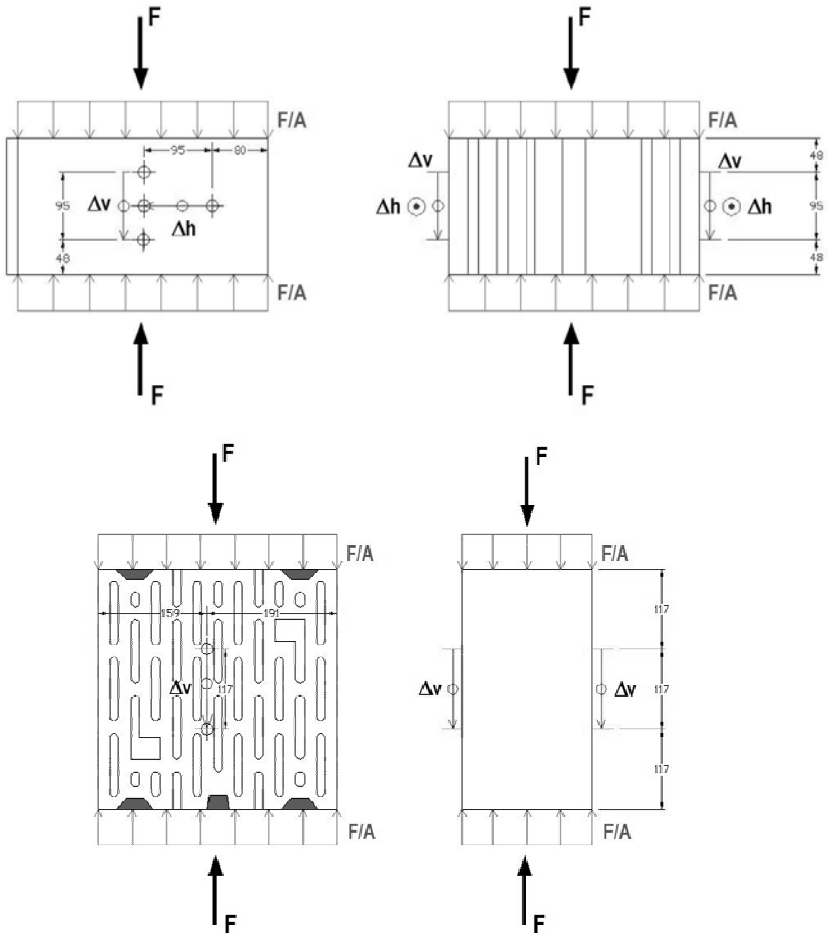
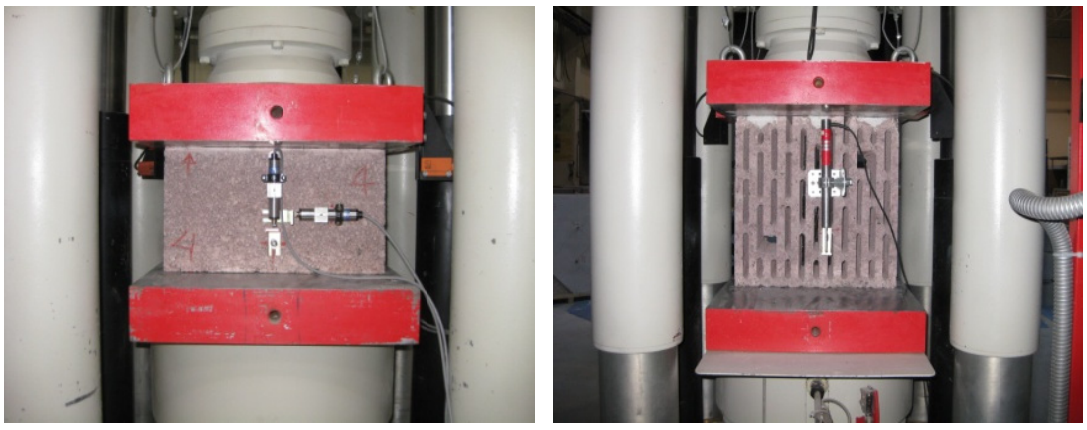


Fig. 4.10 - Esquema do ensaio à compressão simples em blocos na direcção perpendicular (em cima) e paralela (em baixo) à junta de assentamento: medição dos deslocamentos verticais (Δv) e horizontais (Δh)



(a) (b)

Fig. 4.11 - Exemplo do “setup” de ensaio visando a determinação das curvas de resposta à compressão simples dos blocos: (a) forças aplicadas na direcção perpendicular e paralela às juntas horizontais de assentamento e (b) ilustração da instrumentação para medição dos deslocamentos Δv e Δh

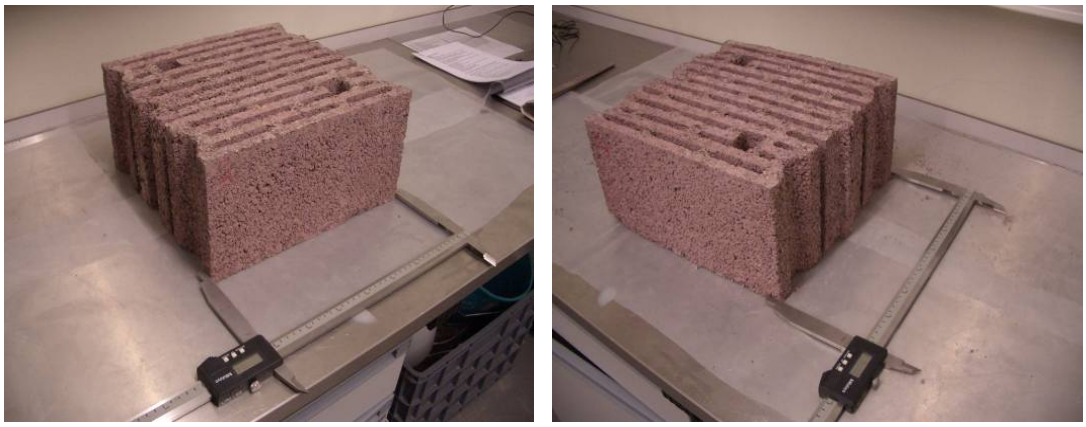
No "set-up" de ensaio procurou-se manter o posicionamento dos transdutores o mais afastado possível da influência das placas de carga. Duma forma sucinta, os ensaios realizaram-se da seguinte forma:

- condicionamento dos blocos em laboratório, com uma idade superior a 28 dias, conservados ao ar em ambiente não controlado até à data de ensaio em sala não condicionada (Temperatura de 19 a 21º ; H.R. de 60 a 65%);
- regularização das superfícies submetidas à carga de ensaio por desgaste mecânico ou regularizados com argamassa das juntas de assentamento com resistência superior à resistência esperada do bloco de alvenaria (3N/mm^2), de forma a obter 2 superfícies planas e paralelas;
- instalação da instrumentação e colocação dos provetes na máquina de ensaios à compressão;
- aplicação de uma velocidade constante de carga de ensaio em função da resistência esperada para os blocos (3 N/mm^2), o que implicou, de acordo com norma EN 772-1, uma velocidade de carga igual a 0,05 N/(mm^2.s) até à carga de rotura;
- registo em simultâneo da evolução da força - deslocamento e registo da força de rotura.

Os boletins de ensaio referente à determinação da resistência à compressão normalizada nas 2 direcções de carga e para os 2 tipos de regularização de carga encontra-se em anexo (boletins nº23-LSC a 25-LSC).

4.5.1.2. Dimensões e tolerâncias

Este ensaio visou determinar as dimensões exteriores do bloco e as tolerâncias associadas ao fabrico, de acordo com os princípios estabelecidos na norma de ensaio aplicável [CEN - EN 772-16 (2002)]. O ensaio consiste em determinar o comprimento, largura e espessura por intermédio de um instrumento de medida (paquímetro), registando-se as dimensões obtidas para cada aresta. Os desvios dimensionais são determinados a partir da média das leituras determinada para cada dimensão, em relação às dimensões nominais exteriores teóricas (350x350x190 mm) (fig. 4.12). O boletim de ensaio encontra-se em anexo (boletim nº19-LSC).



(a) (b)

Fig. 4.12 - Ensaio para determinação das dimensões exteriores e tolerâncias: (a) exemplo da medição do comprimento e (b) espessura do bloco numa aresta do bloco

4.5.1.3. Percentagem de furação e volume efectivo

Este ensaio visou determinar o volume de furação e volume efectivo das unidades, de acordo com os princípios estabelecidos na norma de ensaio [CEN - EN 772-9 (1998)]. Embora a norma de produto para unidades de alvenaria de betão [CEN - EN 771-3 (2003)] refira um método de ensaio que consiste em determinar a percentagem de furação por impressão em papel [IPQ - NP EN 772-2 (2001)], decidiu-se determinar pelo método por enchimento por areia devido a dificuldades associadas à impressão dos vazios em papel. O método de enchimento por areia consiste em encher com uma pipeta graduada os vazios dos blocos com areia média calibrada, registando-se o volume de areia necessário para encher os vazios (fig. 4.13).

Fig. 4.13 - Exemplo do ensaio para determinação da percentagem de vazios e volume efectivo

Através da razão entre o volume de vazios (volume de areia) e o volume aparente do bloco (calculado com as dimensões exteriores nominais) determina-se a percentagem de vazios. O volume efectivo dos blocos é determinado pela diferença entre o volume aparente da unidade e o volume de vazios. O volume efectivo e a percentagem de vazios vão permitir calcular a massa volúmica real das unidades e classificar as unidades de acordo com a metodologia do EC6 [CEN - EN 1996-1-1 (2005)]. O boletim de ensaios com os resultados obtidos encontra-se em anexo (boletim nº16-LSC).

4.5.1.4. Massa volúmica real e aparente

O ensaio foi realizado no LSC de acordo com os princípios estabelecidos na norma de ensaio [IPQ-NP EN 772-13 (2002)]. Este ensaio visou quantificar a massa volúmica aparente e real do bloco (massa volúmica do material constituinte).

Secam-se os blocos num forno a uma temperatura constante de 70ºC até atingir a massa seca. Durante este processo, os blocos são pesados numa balança, em períodos de 24 h, até atingiram a massa seca, i.e., até que a diferença entre pesagens consecutivas de cada bloco não exceda 0,2% da sua massa total. Através do peso seco, do volume bruto e volume efectivo calcula-se, respectivamente, a massa volúmica aparente e a massa real do bloco.

A massa volúmica permite determinar, para além do peso próprio dos blocos nas paredes de alvenaria, outras características físicas das paredes de forma indirecta, tais como os coeficientes de transmissão térmica e ou propriedades acústicas [CEN - EN 771-3 (2003)]. O boletim de ensaios com os resultados obtidos encontra-se em anexo (boletim nº21-LSC).

4.5.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO

4.5.2.1. Resistência à compressão simples e resistência à tracção por flexão

Embora estas características já fossem objecto de determinação por parte do sistema de qualidade do fabricante, resolveu-se avaliar a resistência média à compressão (f_m) e à flexão da argamassa (f_l) das juntas produzida nas condições laboratoriais durante a construção dos provetes de alvenaria.

Para o efeito respeitaram-se os princípios estabelecidos na norma de ensaio aplicável [CEN - EN 1015-11 (1999)]. Assim, após a amassadura em laboratório, foi vazada uma pequena quantidade de argamassa para um molde triplo em aço para formar provetes individualizados com dimensões exteriores de 160x40x40mm^3 (fig. 4.14).

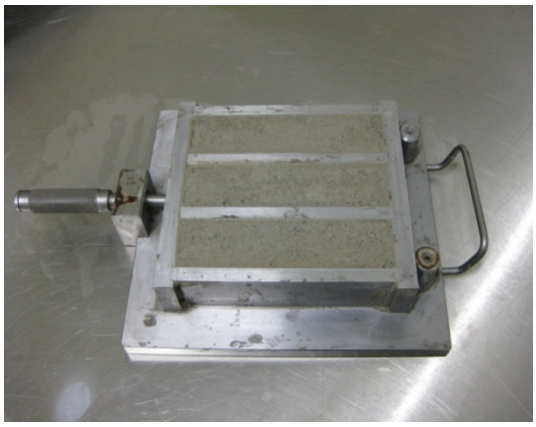


Fig. 4.14 - Exemplo da preparação dos provetes de argamassa no molde triplo

A cura dos provetes foi realizada durante 28 dias, 7 dias em condições húmidas (95% de humidade relativa) e os restantes 21 dias numa câmara de cura controlada com valores constantes de humidade relativa (65%) e temperatura (20ºC).

Após cura foram realizados os ensaios mecânicos à flexão e compressão. Primeiro foram realizados os ensaios à flexão simples (fig. 4.15) e só depois se realizaram os ensaios à compressão com as 2 metades que sobraram do ensaio à flexão (fig. 4.16).

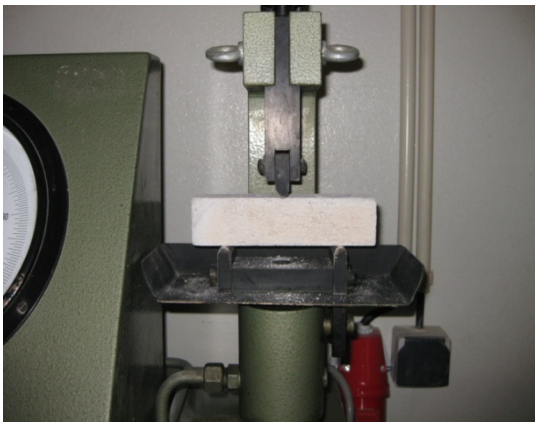


Fig.4.15 – Exemplo do “setup” do ensaio à flexão num provete de argamassa

Fig. 4.16 - Exemplo do "setup" de ensaio à compressão num provete de argamassa

4.6. ENSAIOS AOS PROVETES DE PAREDES DE ALVENARIA

4.6.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA À COMPRESSÃO SIMPLES

Este ensaio foi realizado de acordo com os princípios estabelecidos na norma de ensaio [IPQ - NP EN 1052-1 (2002)]. Permitiu caracterizar o módulo de elasticidade (E), a resistência à compressão simples (f) e caracterizar a curva de resposta força-deslocamento nos provetes de alvenaria.

As dimensões dos provetes foram determinadas em função da altura e comprimento nominais do bloco, de forma a respeitar os limites dimensionais estabelecidos na norma de ensaio (ver quadro 4.4), as dimensões máximas das placas de carga da máquina de ensaios utilizada (600x400mm^2) e o comprimento dos blocos de forma a evitar a realização de cortes desnecessários.

Quadro 4.4 - Dimensões normalizadas dos provetes de alvenaria à compressão simples [IPQ-NP EN 1052-1 (2002)]

Dimensão do bloco (mm)		Dimensão do provete de alvenaria (mm)			
Comprimento (l_u)	Altura (h_u)	Comprimento (l_s)	Altura (h_s)		Espessura (t_s)
$l_u \leq 300$	$h_u \leq 150$	$l_s \geq 2l_u$	$h_s \geq 5h_u$	$3 \leq h_s / t_s \leq 15$ e $h_s \geq l_s$	$t_s \geq t_u$
	$h_u > 150$		$h_s \geq 3h_u$		
$l_u > 300$	$h_u \leq 150$	$ls \geq 1.5l_u$	$h_s \geq 5h_u$		
	$h_u > 150$		$h_s \geq 3h_u$		

Os limites dimensionais estabelecidos na norma de ensaio permitem que o comportamento dos provetes testados em laboratório seja suficientemente representativo do comportamento mecânico em paredes de maior dimensão e, por outro lado, que esse comportamento não seja afectado significativamente por fenómenos de instabilidade elástica (encurvadura).

O princípio do ensaio consiste em aplicar uma força perpendicular ao plano das juntas de assentamento horizontal, distribuída uniformemente pela superfície de carga (topo do provete), medindo simultaneamente a força aplicada e a deformação nos terços centrais do provete em altura e em 4 zonas (2 em cada face) (fig. 4.17 e 4.18).

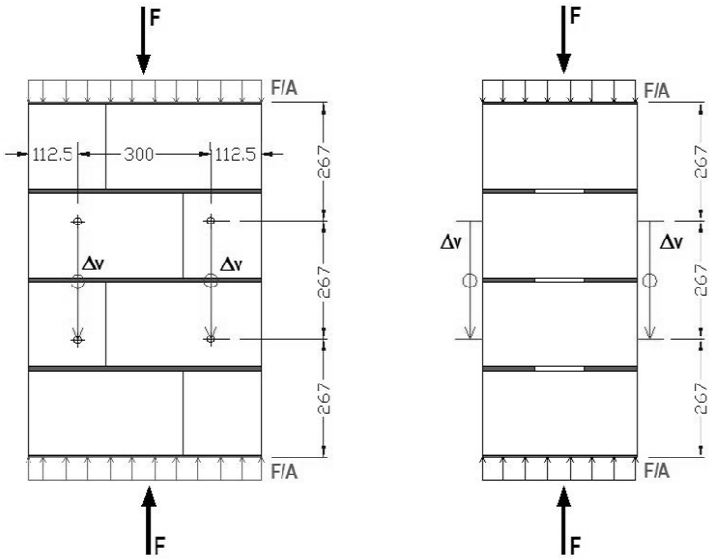


Fig. 4.17 - Esquema funcional do ensaio para caracterização mecânica à compressão simples (dimensões em mm)

Fig. 4.18 - Exemplo do "setup" de ensaio em laboratório para caracterização mecânica à compressão simples da alvenaria (provete colocado na máquina de ensaios com instrumentação para medição de deslocamentos verticais, Δv)

Duma forma sucinta, os ensaios realizaram-se da seguinte forma:

- após construção e cura dos provetes em laboratório, procedeu-se à colocação dos provetes na máquina de ensaios à compressão e montagem da instrumentação para medição dos deslocamentos (transdutores de deslocamento);
- aplicação de carga nos provetes com uma velocidade de 0,1N/(mm^2.minuto) num intervalo de tempo entre 15 a 30 minutos até a carga de rotura (velocidade de carga determinada através da razão entre tensão de rotura determinada num ensaio preliminar

num provete com uma velocidade de referencia de 0,15N/(mm^2.s), e um tempo médio de 20 minutos para os provetes atingirem a rotura);

- registo em contínuo da evolução da força e dos deslocamentos até atingir-se a força de rotura.

4.6.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA AO CORTE

4.6.2.1. Resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento

Este ensaio foi realizado de acordo os princípios estabelecidos na norma de ensaio de ensaio aplicável [IPQ - NP EN 1052-3 (2005)] e visou determinar a resistência inicial ao corte (f_{vo}) ou aderência ao corte, o ângulo de atrito interno (α) num plano paralelo às juntas horizontais de assentamento e caracterizar as curvas de resposta força de corte-deslizamento (ou deslocamento na direcção da força de corte). Permite também estabelecer uma lei de comportamento ao corte no plano das juntas de assentamento, de acordo com a teoria clássica de Mohr-Coulomb.

As dimensões do provete e a forma como as forças de corte actuam no provete foram definidos de acordo com a norma de ensaio em função das dimensões exteriores do bloco (comprimento e espessura).

O ensaio consiste em aplicar uma força de corte próxima do plano de interface entre as juntas de assentamento horizontais e os blocos (Fv/2), aplicando simultaneamente uma força constante de pré-compressão (Fp) perpendicular às juntas horizontais de assentamento (fig. 4.19).

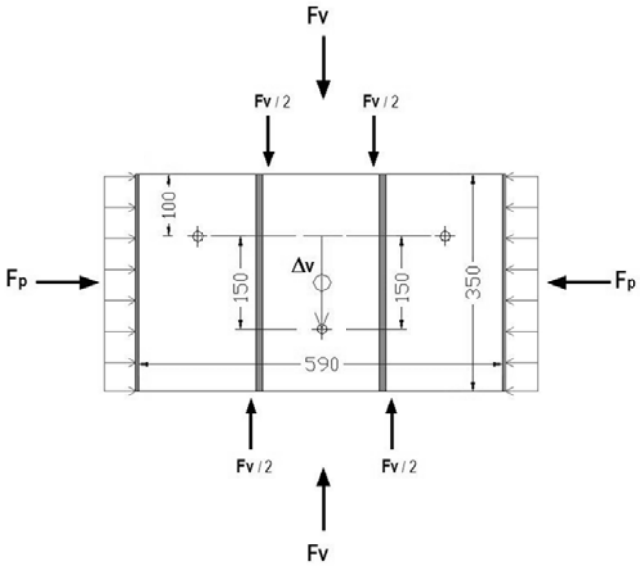


Fig. 4.19 - Esquema do ensaio (dimensões em mm) para caracterização do comportamento mecânico ao corte das juntas de assentamento: aplicação das forças e medição dos deslocamentos relativos (Δv)

Conforme referido em 4.4.2, para a concretização deste ensaio em laboratório o autor teve que dimensionar um sistema de ensaio complementar de acordo com as condições laboratoriais existentes e que fosse capaz de reproduzir o princípio funcional do ensaio.

Foi adaptado à máquina de ensaios à compreensão um sistema complementar que permite aplicar e medir a carga de pré-compressão aplicada aos provetes. O sistema é constituído por um conjunto de

placas de carga/reacção e tirantes em aço que asseguram o equilíbrio interno de forças e uma distribuição de carga uniforme no topo dos provetes (fig. 4.20).

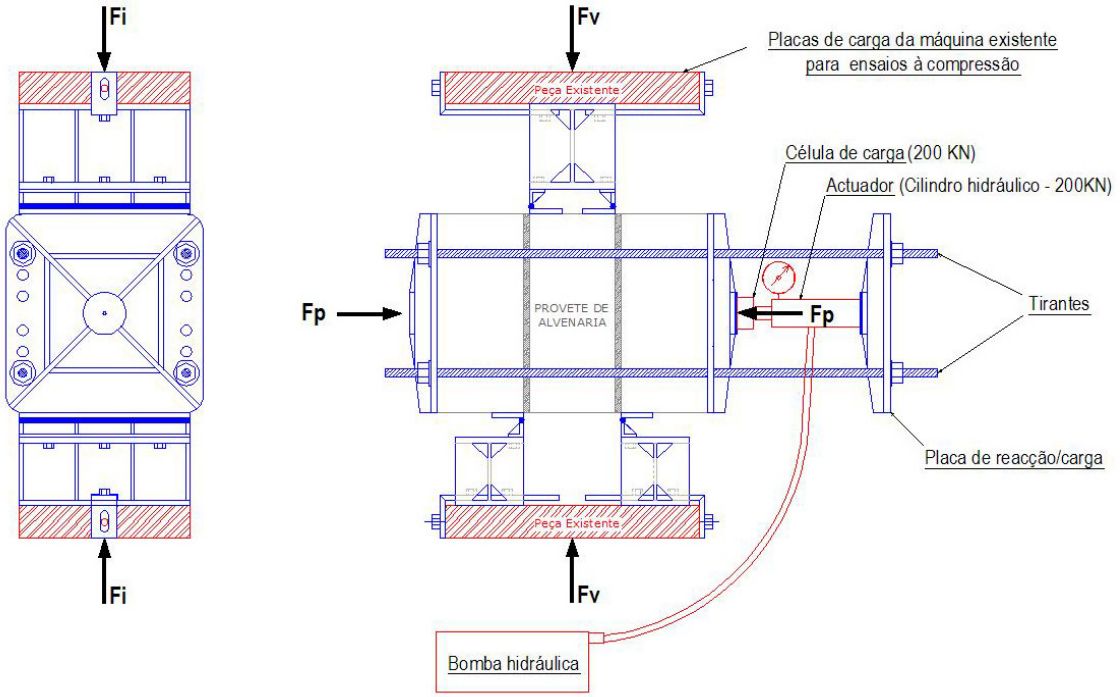


Fig. 4.20 - Esquema de base do "setup" de ensaio para caracterização do comportamento mecânico ao corte no plano das juntas de assentamento (da esquerda para a direita: vista lateral e alçado)

A força de pré-compressão é conseguida aplicando nas placas (que asseguram a rigidez necessária para garantir uma distribuição uniforme de carga) um deslocamento através de um actuador controlado manualmente por uma bomba hidráulica. O valor da força de pré-compressão aplicada é medido e registado em contínuo através de uma célula de carga existente entre as placas de carga e o veio do actuador.

Fig. 4.21 - Concretização do "setup" montado em laboratório para ensaio ao corte das juntas horizontais de assentamento com instrumentação (LVDTs) para medição do deslocamento ou deslizamento vertical (Δv)

No entanto, este sistema não permite assegurar uma aplicação constante da força de pré-compressão durante o ensaio. Essa dificuldade resulta da expansão lateral do provete, especialmente em níveis de força de corte próximos da rotura, e que o sistema não é capaz de acomodar já que não possui um sistema auto-regulável que permita manter o valor da força de pré-compressão num nível sempre constante. Durante os ensaios, registaram-se variações de 2 a 7% da força de pré-compressão. Um sistema com controlo de força seria ideal, mas que não foi possível concretizar por questões financeiras. Duma forma sucinta, os ensaios realizaram-se da seguinte forma:

- após construção dos provetes, foi aplicada uma tensão ligeira de pré-compressão correspondente a uma carga de 50 kg aplicada no topo dos provetes para assegurar uma ajustamento adequado das juntas de assentamento aos blocos;
- após cura dos provetes em laboratório, colocação na máquina de ensaios à compressão e montagem do sistema de aplicação da força de pré-compressão e colocação dos LVDTs;
- aplicação da carga de pré-compressão até ao nível estabelecido (de acordo com o preconizado na norma de ensaio, foram definidos 3 níveis de força de pré-compressão);
- aplicação da carga de corte nos provetes com uma velocidade de 0,25N/(mm^2.minuto) com registo em contínuo da força-deslocamento até atingir a carga de rotura ao corte.

4.6.2.2. Resistência ao corte (via compressão diagonal)

Este ensaio foi realizado de acordo com os princípios estabelecidos na norma de ensaio americana [ASTM E 519 (2002)] e visou determinar a resistência ao corte (τ), módulo de distorção (G) e curvas de resposta dos provetes de alvenaria solicitados ao corte no seu plano, aplicando uma força de compressão numa direcção paralela a uma das diagonais do provete. O ensaio é conseguido preparando provetes com forma quadrangular, colocando-os inclinados com um ângulo de 45º na máquina de ensaio à compressão (fig. 4.22 e 4.23).

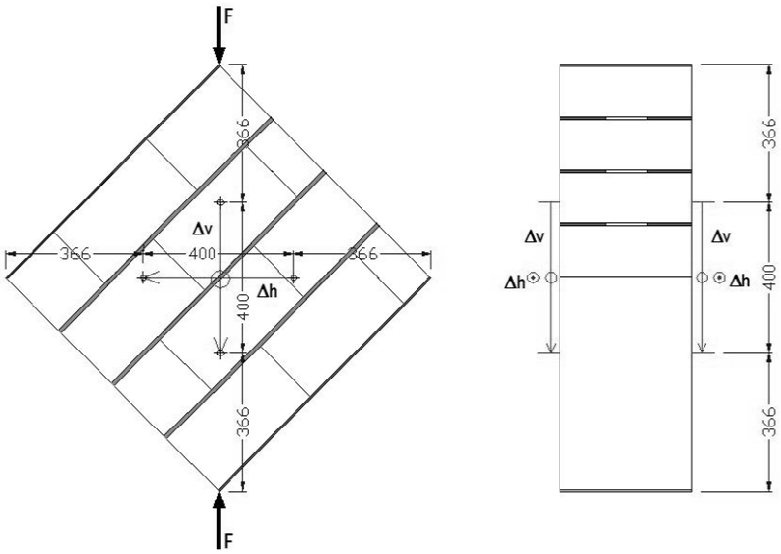
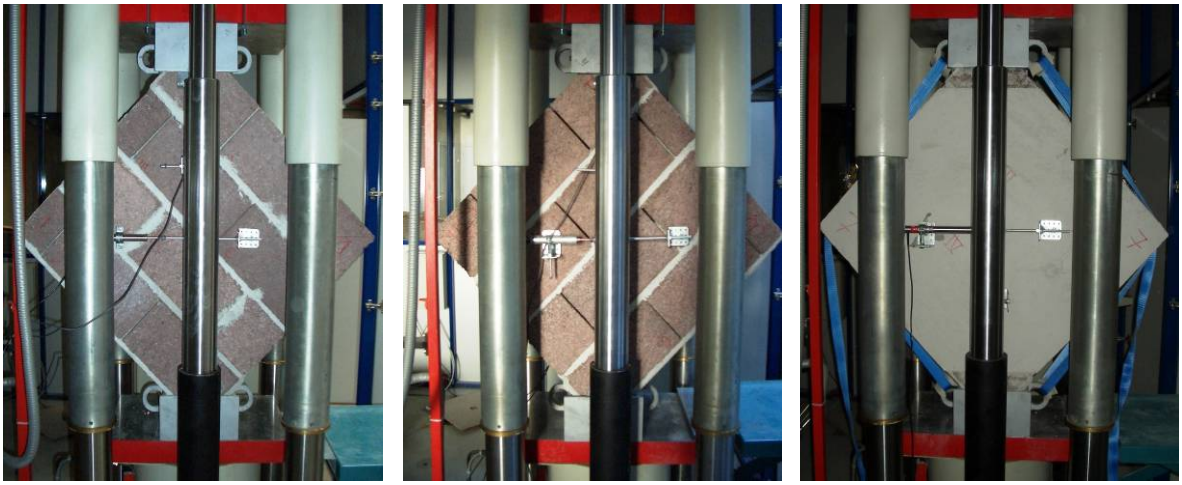


Fig. 4.22 - Esquema com princípio de ensaio: direcção de aplicação da carga (F) e medição dos deslocamentos verticais e horizontais (Δv,Δh) nas diagonais do provete (dimensões em mm)

Conforme referido em 4.2, foram construídos 3 tipos distintos de provetes, designadamente provetes com juntas verticais preenchidas (série CDalv-A), provetes com juntas verticais secas ou não

preenchidas (série CDalv-B), provetes com faces revestidas com reboco não armado e com juntas verticais preenchidas (série CDalv-C).

A construção destas séries de provetes visou estudar a influência das juntas verticais secas (sem preenchimento com argamassa) e de eventuais revestimentos não armados nas faces dos provetes no comportamento ao corte no plano da alvenaria (fig. 4.23).



(a) (b) (c)

Fig. 4.23 - Exemplo do "setup" de ensaio em laboratório para caracterização mecânica ao corte: provetes da série (a) CDalv-A, (b) CDAlv-B e (c) Calv-C com instrumentação (LVDTs) para medir os deslocamentos (Δv, Δh) nas diagonais

As dimensões das diagonais dos provetes foram ajustadas à altura máxima disponível na máquina de ensaios à compressão (cerca de 1,5m), à altura de coordenação dos blocos de 200mm (190mm + 10mm da junta de assentamento) e ao desfasamento definido para as juntas verticais (175mm). Estes condicionalismos impuseram a necessidade de efectuar alguns cortes nos blocos, resultando em provetes com dimensão de 800x800mm^2. De uma forma sucinta, os ensaios realizaram-se da seguinte forma:

- após construção e cura em laboratório, colocação dos provetes nas bases de aplicação de carga (pedestal da carga) e em seguida na máquina de ensaios;
- montagem da instrumentação para medição dos deslocamentos (LVDTs);
- aplicação de carga nos provetes com uma velocidade ajustada para atingir a rotura em entre 4 a 5 minutos, de acordo com norma de ensaio (velocidade de carga a determinada através de um ensaio preliminar realizado num dos provetes);
- aplicação de força com registo em contínuo da evolução da força-deslocamento até atingir a carga de rotura.

4.7. ENSAIOS SIMPLIFICADOS EM PEQUENOS ELEMENTOS

Realizaram-se um conjunto de experiências simples em laboratório visando determinar algumas características mecânicas da alvenaria e do betão constituinte dos blocos. Embora os ensaios não sejam de carácter normalizado, procurou-se respeitar tanto quanto possível alguns princípios estabelecidos para as técnicas de ensaio referidos em normalização aplicável (condicionamento dos provetes, velocidade de carga, entre outros).

4.7.1. Caracterização Mecânica à Compressão Simples de Provetes Com 2 Blocos

O espaço em laboratório e materiais disponíveis não permitiram construir provetes de alvenaria de dimensões normalizadas com juntas horizontais contínuas (com dimensões iguais aos provetes com juntas horizontais descontínuas conforme indicado no quadro 4.1).

No entanto foram realizadas algumas experiencias em provetes de alvenaria mais pequenos, constituídos por 2 blocos e uma junta de argamassa, e que visaram fundamentalmente estudar a influência da descontinuidade das juntas horizontais no comportamento da alvenaria.

O principio e a técnica de ensaio foram análogos às dos ensaios à compressão indicados em 4.6.1 com as devidas adaptações (fig. 4.24 e 4.25).

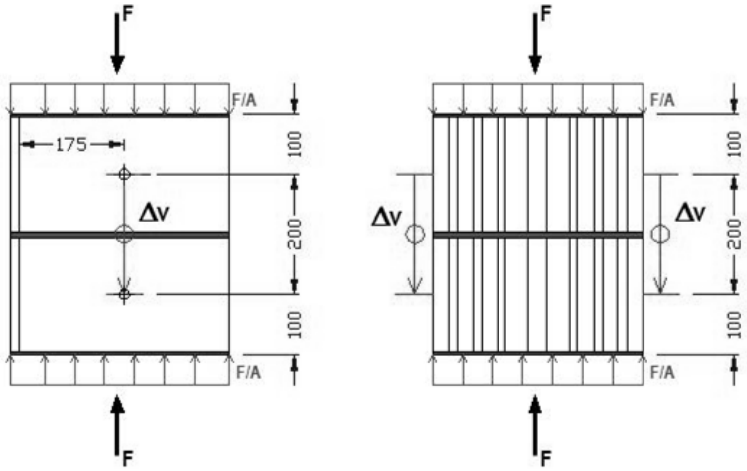


Fig. 4.24 - Esquema do ensaio (dimensões em mm): direcção de aplicação da carga (F) e medição dos deslocamentos verticais (Δv)

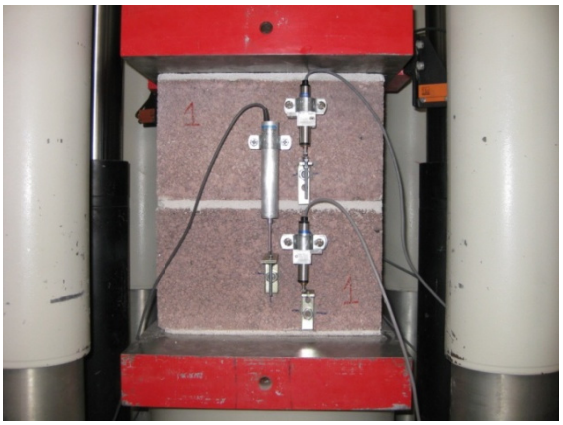


Fig. 4.25 - Exemplo do “setup” de ensaio em laboratório para caracterização mecânica à compressão simples em provetes com 2 blocos com instrumentação montada para medir os deslocamentos verticais (Δv)

4.7.2. Caracterização Mecânica do Betão Constituinte dos Blocos

A caracterização mecânica do betão constituinte dos blocos é necessária para determinar as leis constitutivas (tensão-extensão) à compressão e à tracção. Estas leis podem ser estabelecidas através de ensaios de tensão uniaxial de compressão e tracção ou recorrendo a relações empíricas estabelecidas

na bibliografia [CEB - FIP Model Code (1990) e CEN-EN 1992-1-1 (2004)] a partir das características básicas de resistência e deformabilidade do betão. Estas características básicas podem ser determinadas em ensaios normalizados específicos para o betão (resistência à compressão, resistência à tracção por flexão ou por compressão diametral e módulo de elasticidade).

Relativamente aos ensaios visando determinar a leis constitutivas do betão à compressão simples, é do conhecimento geral que a forma e dimensão dos provetes afectam a resposta [Hillerborg, A. (1989)]. Em geral são recomendados relações entre o comprimento e a aresta do provete prismático entre 2 a 4 (2 no caso de provetes cilíndricos), devendo a aresta ser 3 a 4 vezes superior à maior dimensão do inerte com um mínimo de 100mm [LNEC - E 397 (1993)]. Em provetes mais curtos, a curva de resposta do betão à compressão torna-se tendencialmente mais frágil (fig. 4.26).

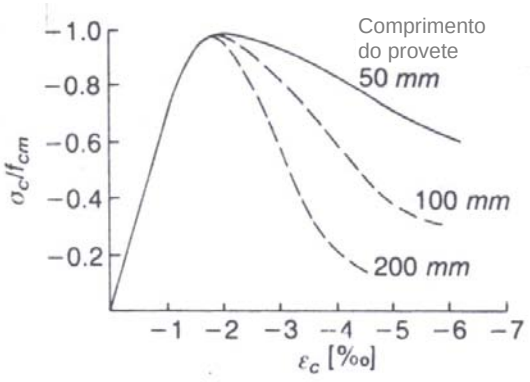


Fig. 4.26 - Exemplo do efeito do comprimento dos provetes na curva de resposta do betão à compressão: provetes com uma área constante de100x100mm^2 [van Mier, J.G.M. (1986) *in* CEB - FIP Model Code (1990)]

Por outro lado, relativamente aos ensaios visando determinar o comportamento em tracção uniaxial directa, são conhecidas dificuldades inerentes à concretização de ensaios em provetes de betão não armado resultante da rotura frágil do betão.

Duma forma geral realizam-se ensaios em provetes de betão para determinar a resistência à tracção de forma indirecta através de ensaios à flexão pura [IPQ - NP EN 12390-5 (2003)], ou por via da compressão diametral [IPQ - NP EN 12390-6 (2003)].

Estes ensaios permitem aferir um valor da resistência do betão à tracção directa por intermédio de relações empíricas estabelecidas na bibliografia [CEB - FIP Model Code (1990) e CEN-EN 1992-1-1 (2004)].

O ensaio de compressão diametral fornece de forma quase directa um valor mais próximo da resistência à tracção directa do betão. O mesmo já não acontece no ensaio à flexão, dado que a existência de um gradiente de tensões em peças em flexão parece aumentar o valor da resistência à tracção do betão.

Não foi possível executar provetes com dimensões normalizadas pelas razões principais que se apontam:

- a dificuldade em executar provetes em laboratório representativos das condições de fabrico dos blocos em fábrica (vibro-compressão);
- a dificuldade em executar provetes nas instalações do fabricante, dado que implicaria a realização de moldes especiais adaptados ao processo produtivo dos blocos;

- dúvidas quanto à adequação dos provetes normalizados habitualmente usados para caracterização do betão, os quais foram pensados para estruturas de betão de grande dimensão quando comparados com a dimensão dos blocos.

A realização de provetes representativos das condições de fabrico dos blocos é importante, dado o processo de vibro-compressão do fabrico tornar a mistura do betão mais compacta comparativamente ao processo de vibração normal do betão, aumentando a sua massa volúmica.

Por outro lado, conforme sugerido por alguns investigadores [Sousa, H. (1996) e Melo, A. (2000)], o processo de fabrico de blocos por vibro-compactação poderá influenciar as características mecânicas do betão constituinte, sendo necessário realizar mais estudos para analisar em concreto essa influência.

No entanto, apesar das limitações referidas, foi realizada uma pequena campanha de ensaios expeditos visando perceber a tendência do comportamento e as características mecânicas do betão leve utilizado nos blocos a partir de pequenas amostras de betão cortadas dos blocos (sujeitos ao processo de vibro-compactação) e em provetes cúbicos produzidos em fábrica sem vibro-compactação e com uma composição igual à do betão constituinte dos blocos. Em seguida apresenta-se uma descrição sucinta dos ensaios realizados.

4.7.2.1. Resistência à compressão simples

Foram preparadas amostras visando a caracterização mecânica à compressão do betão em cubos normalizados (150x150x150mm^3) e em pequenas amostras dos septos dos blocos (18x40x120mm^3).

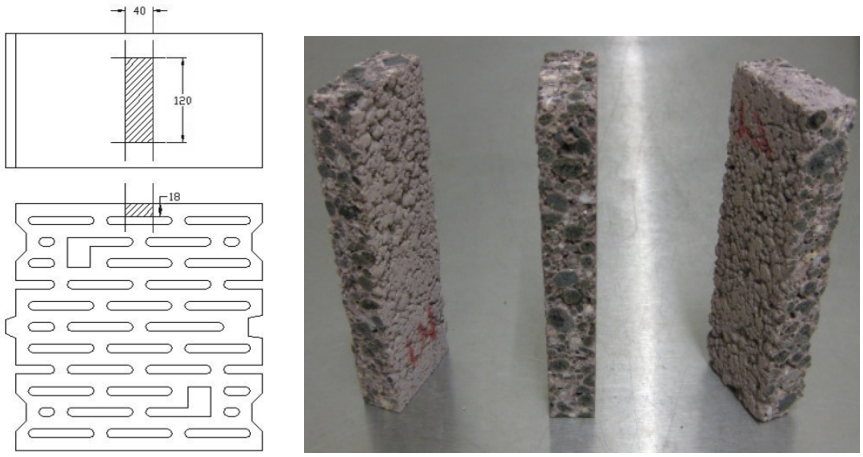


Fig. 4.27 - Exemplificação dos cortes efectuados para retirar amostras dos septos dos blocos (amostras cortadas posteriormente com dimensões 18x40x40mm^3 para ensaios à compressão simples)

A dimensão dos provetes e a forma de realização do ensaio (até à destruição quase total dos provetes) impôs que a leitura dos deslocamentos fosse realizada entre as placas de aplicação de carga da máquina de ensaio (fig. 4.28 e 4.29).

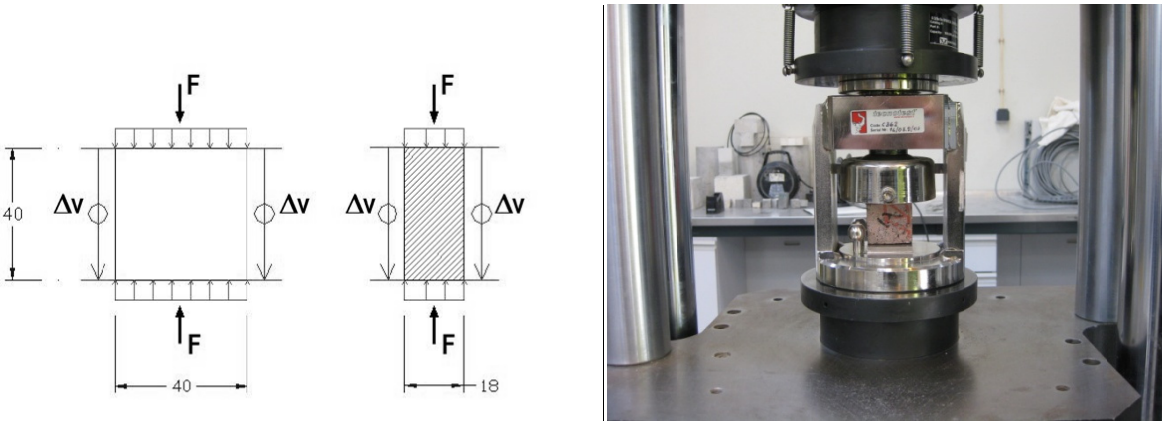


Fig. 4.28 - Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do “setup” do ensaio à compressão simples dos septos dos blocos no laboratório

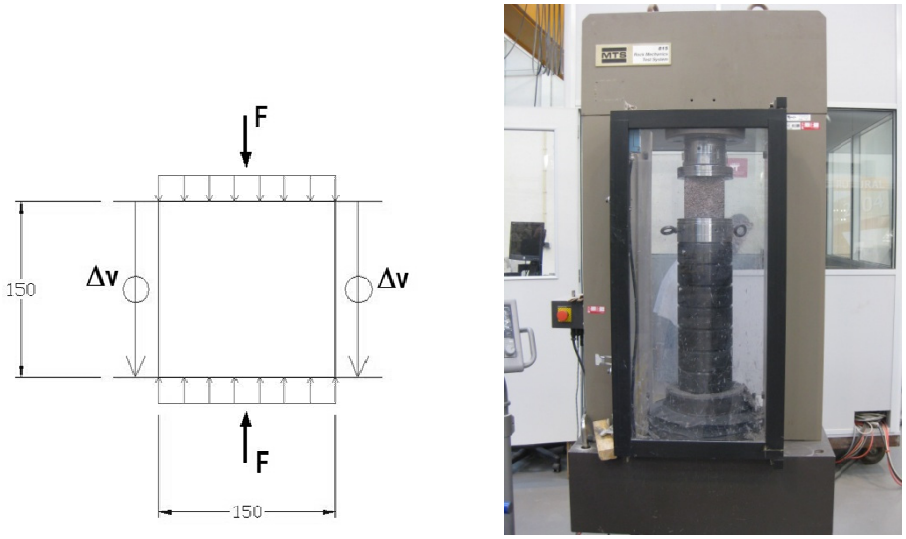


Fig. 4.29 -: Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do “setup” do ensaio à compressão simples dos provetes cúbicos de betão no laboratório

Nos cubos e nos septos a metodologia de ensaio foi semelhante e consistiu na colocação dos provetes na máquina de ensaios e aplicação de carga a um ritmo constante (foi aplicada uma velocidade de carga correspondente à imposição de deslocamentos de 0,01mm/s) até se atingir cerca de 25% da tensão de rotura em regime pós-pico. Os septos foram testados à compressão simples em 2 direcções distintas e ortogonais no plano para tentar avaliar de anisotropia material.

4.7.2.2. Resistência à tracção por flexão

O objectivo deste ensaio consistiu em estimar a resistência à tracção por flexão do betão dos blocos de forma a permitir estimar a resistência à tracção directa por intermédio de relações empíricas conhecidas [CEB - FIP Model Code (1990) ou CEN-EN 1992-1-1 (2004)].

Foram cortadas amostras dos septos dos blocos com as dimensões necessárias para se adaptarem às condições de ensaio (vão entre apoios). O sistema e metodologia de ensaio foram semelhantes ao descrito nos ensaios à flexão da argamassa referidos em 4.5.2.1 (fig. 4.30).

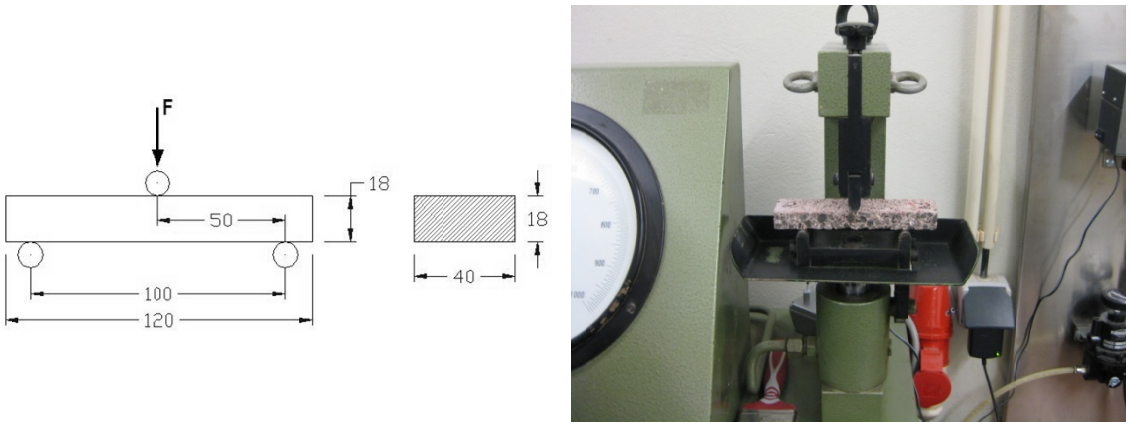


Fig. 4.30 - Esquema funcional (dimensões em mm) e exemplo do "setup" do ensaio à flexão dos septos dos blocos no laboratório

4.8. EXECUÇÃO DOS PROVETES DE ALVENARIA E DOS ENSAIOS EM LABORATÓRIO

4.8.1. ASPECTOS DA EXECUÇÃO DOS PROVETES

A execução dos provetes em laboratório realizou-se numa sala existente no Laboratório de Sistemas e Componentes da FEUP. Esta sala possibilitou a construção e cura dos provetes (secos ao ar) em ambiente não controlado até à data de ensaio (temperatura de 19 a 21ºC e humidade relativa de 60 a 65%).

A construção dos provetes de alvenaria foi realizada sobre plataformas estáveis de madeira assentes no chão do laboratório por intermédio de barrotes de madeira com secção de 50x50mm^2 fixados às plataformas. As plataformas possuíam 40mm de espessura, 400mm de largura, sendo o seu cumprimento ajustado ao comprimento dos provetes a construir. As superfícies destas plataformas foram previamente regularizadas.

As superfícies de aplicação de carga foram regularizadas com a argamassa pré-doseada definida para as juntas de assentamento e consistiu na aplicação de uma camada com cerca de 6mm de espessura. No caso dos blocos, as superfícies de carga foram regularizadas com uma camada descontínua de argamassa, com a mesma configuração geométrica do aparelho de assentamento da alvenaria. As camadas foram niveladas de acordo com as plataformas de madeira, de forma a obter uma superfície plana e paralela às placas de distribuição de carga da máquina de ensaio.

A superfície de alguns provetes foi regularizada por meios mecânicos (caso de alguns blocos e septos cortados dos blocos) retirando as protuberâncias e preenchendo as reentrâncias com argamassa.

Para determinar a resistência ao corte nos provetes (via compressão diagonal) foi decidido reforçar e regularizar os topos do provetes com argamassa, na zona dos blocos extremos que foram cortados ao comprimento, para tentar evitar fenómenos de rotura local nesses blocos. Nos provetes com faces revestidas aplicou-se um reboco com a mesma argamassa do sistema, aplicando em cada face uma camada com 15mm de espessura final.

Os provetes de alvenaria foram construídos de acordo com o aparelho de alvenaria já referido em 4.3.3, e as fiadas foram todas niveladas com um auxílio de um nível.

Para realização das juntas horizontais descontínuas nos provetes foi utilizada uma régua de madeira, nivelada e desempenada, com as dimensões necessárias para realizar uma descontinuidade com 110mm de largura e uma espessura de 10mm (a régua possuía 12mm de espessura por 112mm de largura para que as juntas se pudessem ajustar ao assentamento e nivelamento das fiadas).

A amassadura da argamassa foi realizada em laboratório numa misturadora eléctrica com capacidade de 50 litros. Foram realizadas amassaduras num intervalo de tempo entre 1 a 1,5 horas para evitar a perda de consistência da argamassa fresca. Em períodos distintos da construção dos provetes de alvenaria, foram colhidas 6 amostras de argamassa fresca para a preparação dos provetes.

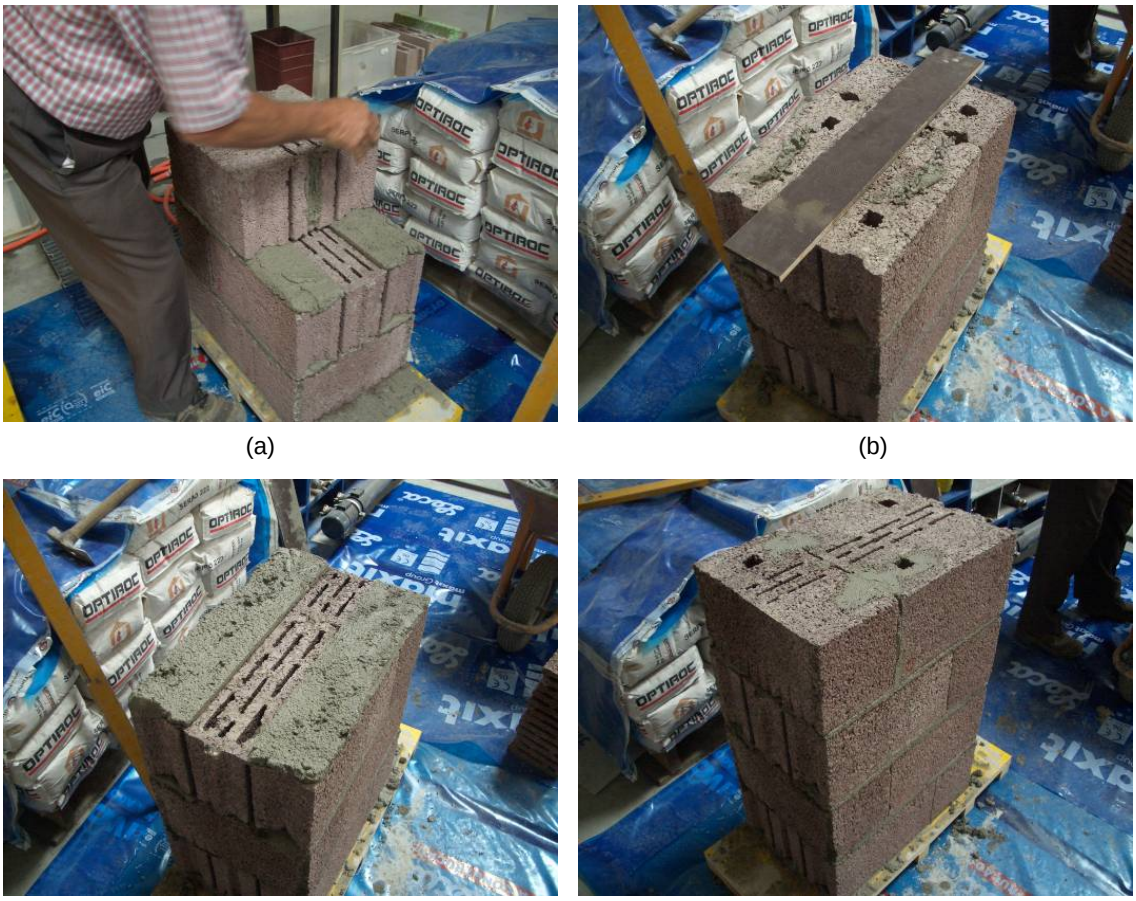
A construção dos provetes de alvenaria em laboratório realizou-se em 5 dias. Primeiro foram construídos os provetes para os ensaios à compressão simples, seguindo-se os provetes para os ensaios ao corte. Deixaram-se curar em repouso os provetes em laboratório.

Após 21 dias da conclusão dos provetes de alvenaria, foram colocados os testemunhos necessários para instalação da instrumentação para medição dos deslocamentos (LVDTs).

Os testemunhos são constituídos por varões roscados de aço com 8mm de diâmetro. Para a fixação dos testemunhos nos provetes utilizaram-se buchas químicas apropriadas para suportes em betão. Estas foram injectadas em furos previamente realizados nas posições desejadas, conforme indicado nos esquemas dos provetes já apresentados. Garantiu-se que a idade mínima dos provetes antes dos ensaios era de 28 dias.

De seguida apresentam-se algumas figuras ilustrativas dos aspectos da construção dos provetes em laboratório (fig. 4.31 a 4.41)

Fig. 4.31 - Técnica de nivelamento e execução das juntas horizontais de assentamento (exemplo da técnica aplicada na regularização das superfícies de carga dos blocos para testes à compressão simples)



(a) (b)

(c) (d)

Fig.4 .32 - Algumas fases da execução do aparelho de alvenaria nos provetes à compressão simples (Série CSalv): (a) assentamento das fiadas, (b) e (c) execução das juntas horizontais de assentamento descontinuas e (d) aspecto das juntas verticais desfasadas e aspecto final do provete

Fig. 4.33 - Algumas fases envolvidas na aplicação de reboco nas faces dos provetes de alvenaria para caracterização mecânica ao corte (série CDalv-C)

Fig. 4.34 - Aspecto final de um provete de alvenaria para caracterização mecânica à compressão simples (série CSalv)

Fig. 4.35 - Aspecto final de um provete de alvenaria com juntas verticais preenchidas para caracterização mecânica ao corte (série de referência CDalv-A)

Fig. 4.36 - Aspecto final de um provete de alvenaria sem juntas verticais preenchidas (juntas secas) para caracterização mecânica ao corte (série CDalv-B)

Fig. 4.37 - Aspecto final de um provete de alvenaria com faces rebocadas com argamassa (15mm de espessura) e juntas verticais preenchidas para caracterização mecânica ao corte (Série CDalv-C)

Fig. 4.38 - Provetes de alvenaria para caracterização mecânica ao corte nas juntas horizontais de assentamento

Fig. 4.39 - Provetes de alvenaria construídos com 2 blocos para caracterização mecânica à compressão simples com e sem junta horizontal descontínua (Séries CS2b-A e CS2b-B)

Fig. 4.40 - Vista dos provetes de alvenaria construídos em laboratório

Fig. 4.41 - Aspectos da execução envolvidos na aplicação dos testemunhos para instalação da instrumentação necessária para medir os deslocamentos e as deformações dos provetes (LVDTs)

4.8.2. Aspectos Da Execução dos Ensaios

Antes da realização dos ensaios houve lugar ao registo e marcação da referência dos provetes, medição das dimensões exteriores e distâncias entre os testemunhos colocados para medição dos deslocamentos.

Realizou-se a pesagem individual dos provetes e em seguida colocaram-se na máquina de ensaios para montagem da instrumentação necessária. Os provetes de alvenaria foram colocados na máquina de ensaios com o auxílio de meios mecânicos (ponte rolante existente no laboratório) e meios humanos.

Nos provetes para ensaios ao corte, após sua instalação na máquina, colocou-se uma cinta a envolver o provete para evitar a sua queda após atingida a força de rotura.

Realizaram-se primeiro os ensaios físicos e mecânicos aos blocos, seguindo-se os ensaios aos provetes de alvenaria. Os ensaios às argamassas foram realizados durante os ensaios aos provetes de alvenaria. Os ensaios referidos em 4.7 realizaram-se após término dos ensaios aos provetes de alvenaria.

De seguida apresentam-se algumas figuras ilustrativas dos aspectos de execução dos ensaios de alvenaria em laboratório (figuras 4.42 a 4.44)

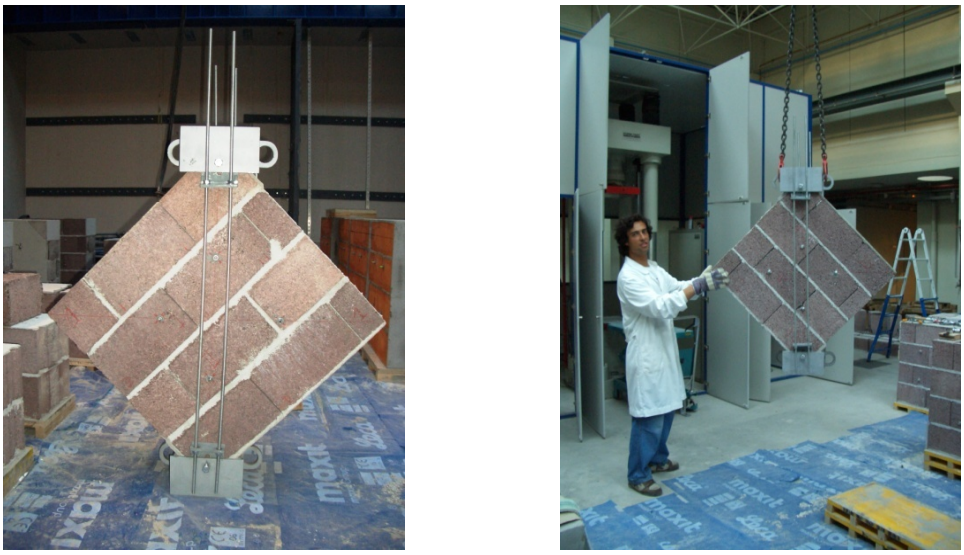


Fig. 4.42 - Alguns aspectos envolvidos na preparação dos ensaios ao corte (colocação dos pedestais para aplicação de forças nas diagonais e transporte dos provetes até à máquina de ensaios à compressão)

Fig. 4.43 - Forma de pesagem dos provetes de alvenaria e pormenor do aparelho de medida (antes da tara)

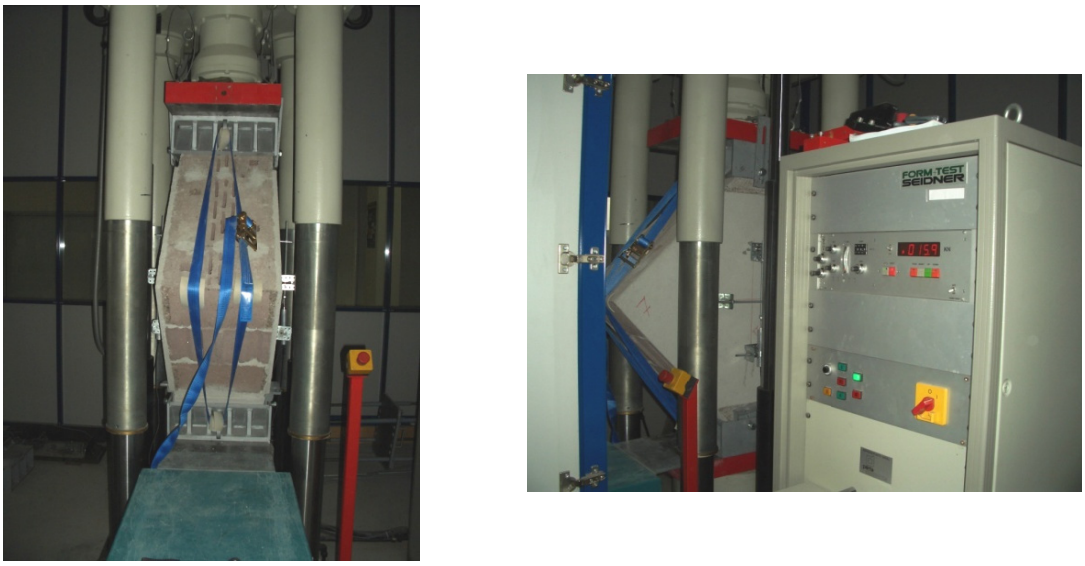


Fig. 4.44 - Preparação e colocação de um provete para ensaio ao corte (compressão diagonal) na máquina de ensaios

4.8.3. CONTROLO DOS MATERIAIS E DA CONSTRUÇÃO DOS PROVETES

Os provetes de alvenaria foram executados no Laboratório de Sistemas e Componentes da FEUP por 3 operários especializados disponibilizados pelo fabricante. Os trabalhos foram realizados sempre pelos mesmos operários que foram acompanhados e orientados, tanto quanto possível, pelo autor. Registaram-se as datas de início e fim da construção dos provetes.

Relativamente à argamassa utilizada não houve necessidade de controlar a sua composição dado tratar-se de uma argamassa seca e pré-doseada em fábrica, bastando controlar a quantidade de água a adicionar durante a amassadura, de acordo com as instruções do fabricante já referidas em 4.3.2.

Relativamente aos blocos, estes foram produzidos em 2 dias distintos, em condições de fabrico e cura controladas pelo fabricante. Os blocos foram fornecidos para construção dos provetes com 4 semanas de idade. Foi necessário regularizar a superfície de alguns blocos para ensaio à compressão simples e efectuar cortes em alguns blocos para montar os provetes destinados aos ensaios ao corte (via compressão diagonal). De acordo com informação do fabricante, a regularização foi feita por desgaste mecânico e os cortes aos blocos foram realizados com uma serra mecânica fixa de mesa. Verificou-se que as superfície de carga e cortes efectuados apresentavam-se planos e regulares.

4.9. EXPRESSÕES PARA PÓS-TRATAMENTO DE RESULTADOS

Os resultados são representados em tabelas com as características mecânicas mais importantes ou através e de diagramas representativos das tensões-extensões ou forças-extensões, conforme se julgue mais conveniente.

Em alguns desses diagramas também se representam as curvas de melhor aproximação dos valores obtidos experimentalmente, recorrendo à regressão numérica (em geral com expressões polinomiais do 2º e do 3º grau). Apresentam-se também fotografias sugestivas da rotura evidenciada pelos provetes testados.

As características mecânicas são determinadas, sempre que possível, por referência às expressões indicadas nas normas de ensaio aplicáveis. Em seguida apresenta-se uma síntese das expressões utilizadas (nota: as unidades das expressões são coerentes).

4.9.1 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS ELEMENTOS

4.9.1.1. Determinação da resistência à compressão simples normalizada dos blocos

De acordo com a norma de ensaio [IPQ - NP EN 772-1 (2002)], o valor normalizado da resistência à compressão dos blocos (f_b) é calculada pela seguinte expressão:

$$f_b = \delta . f \tag{4.1}$$

f - média das tensões individuais de rotura dos provetes (tensões individuais calculadas pela divisão da força de rotura pela área bruta dos blocos)

δ - factor de forma em função da dimensão dos blocos de acordo com os valores indicados no quadro 4.5 .

Quadro 4.5 - Factores de forma para cálculo da resistência à compressão [IPQ - NP EN 772-1 (2002)]

Altura [1] mm	Largura mm				
	50	100	150	200	≥250
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

NOTA: É permitida a interpolação linear entre valores adjacentes do factor de forma.

[1] altura após a preparação da superfície.

O factor de forma pretende uniformizar a expressão da resistência à compressão dos blocos para alvenaria. Como se sabe há um efeito do confinamento das placas de distribuição de carga das máquinas de ensaio no valor da resistência à compressão, resultante das forças de atrito geradas nas interfaces do bloco com as placas de carga e do diferencial de rigidez entre as placas de carga e o bloco. Este efeito é função das dimensões do provete.

Como os elementos para alvenaria têm dimensões variáveis, os resultados tem que ser corrigidos através dum factor de forma. No entanto, este efeito não se faz sentir nos blocos quando estão montados na alvenaria (devido à existência de juntas de argamassa nas interfaces), pelo que não influencia directamente a resistência da alvenaria à compressão e, consequentemente, este efeito tem de ser considerado nos testes à compressão dos blocos [Beer, I., Schubert, P. (2004)].

4.9.1.2. Determinação das curvas de resposta à compressão simples dos blocos

As curvas de resposta dos blocos à compressão são expressas em diagramas tensão-extensão, sendo as tensões (f_i) e as respectivas extensões (ε_i) calculadas da seguinte forma:

$$f_i = \frac{F_i}{A} \tag{4.2}$$

F_i - força de compressão num dado instante de tempo
A - área carregada do provete (área líquida do bloco)

$$\varepsilon = \frac{\Delta_i}{L} \tag{4.3}$$

Δ_i - diferença entre os deslocamentos na direcção vertical ou horizontal num dado instante de tempo
L - distância vertical ou horizontal entre pontos de medição dos deslocamentos Δ_i

O valor do módulo de elasticidade (E) é determinado através da curva de regressão numérica aos valores experimentais para uma extensão (ε) correspondente a 40% da tensão máxima (f_{max}), pela seguinte expressão:

$$E = 0{,}4\frac{f_{max}}{\varepsilon} \tag{4.4}$$

4.9.1.3. Determinação das características mecânicas da argamassa

Os valores individuais da resistência à compressão (f) e à flexão (f_l) dos provetes de argamassa são calculados de acordo com a norma de ensaio [CEN - EN 1015-11 (1999)] pelas seguintes expressões:

- resistência à flexão:

$$f_l = 1{,}5\ \frac{F_{l,max}.L}{b.d^2} \tag{4.5}$$

$F_{l,\,max}$ - força máxima ou de rotura à flexão do provete
L- vão entre apoios da máquina de ensaio (no caso estudo L=100mm)
b, d - dimensões da secção transversal dos provetes (largura e altura)

- a resistência à compressão é calculada de forma análoga à expressão 4.2, sendo a secção determinada pelas dimensões b e d (neste caso 40x40mm^2)

4.9.2 Características Mecânicas das Paredes de Alvenaria

4.9.2.1. Determinação das características mecânicas à compressão simples

Os valores individuais da resistência à compressão (ou tensão de rotura) (f) e do módulo de elasticidade (E) dos provetes de alvenaria são calculados de acordo com a norma [IPQ-NP EN 1052-1 (2002)] pelas seguintes expressões:

$$f = \frac{F_{max}}{A} \tag{4.6}$$

F_{max} - força máxima ou de rotura de cada provete
A - área carregada (área bruta calculada através das dimensões exteriores do provete)

$$E = \frac{F_{max}}{3.\varepsilon.A} \tag{4.7}$$

ε - extensão correspondente à média das extensões medidas em cada face do provete na direcção da força aplicada, para 1/3 do valor da força máxima aplicada em cada provete.

De acordo com a norma de ensaio, quando não é possível construir no mínimo 5 provetes, a resistência à compressão característica da alvenaria (f_k) pode ser determinada pelo menor dos seguintes valores:

- divisão do valor médio das resistências individuais das amostras pelo factor 1,2;
- menor valor da resistência individual (f) registada em ensaio.

4.9.2.2. Determinação da resistência ao corte (via compressão diagonal)

Os valores individuais da resistência ao corte (τ) e do módulo de distorção (G) dos provetes de alvenaria são calculados de acordo com norma de ensaio [ASTM E 519 (2002)] pelas seguintes expressões:

$$\tau = 0{,}707\frac{F_{max}}{A_n} \tag{4.8}$$

F_{max} - força máxima ou de rotura de cada provete
A_n - área líquida do provete calculada pela expressão 4.9

$$A_n = \frac{(b+h)}{2}\ t.n \tag{4.9}$$

b,h - altura e comprimento do provete
t - espessura dos provetes (considerou-se igual à espessura dos blocos)
n - percentagem (valor decimal) de área líquida dos blocos ($\frac{100-\%furação}{100}$)

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \tag{4.10}$$

γ - distorção do provete calculado de acordo com a expressão 4.11

$$\gamma = \frac{\Delta h + \Delta v}{L} \tag{4.11}$$

Δv, Δh – deslocamentos vertical e horizontal medidos nas diagonais do provete, entre os pontos de medição
L - distância vertical ou distância horizontal entre pontos de medição dos deslocamentos Δv, Δh (nota: as distâncias têm que ser iguais)

Assumiu-se que o valor do módulo de distorção (G_i) podia ser determinado em regime elástico para extensões correspondentes a 1/3 da tensão ao corte máxima ou de rotura.

4.9.2.3. Determinação da resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento

De acordo com a norma de ensaio [IPQ-NP EN 1052-3 (2005)] os valores individuais da resistência inicial ao corte de cada provete de alvenaria (f_{voi}) e ângulo de atrito (α) são calculados da seguinte forma:

- determinar o valor individual das tensões de corte (f_{vi}) e de pré-compressão (f_{pi}) pelas seguintes expressões:

$$f_{vi} = \frac{F_{vi,max}}{2.A_i} \tag{4.12}$$

$$f_{pi} = \frac{F_{pi}}{A_i} \tag{4.13}$$

F_{pi} – força para um dado nível de pré-compressão aplicada perpendicularmente às juntas horizontais de assentamento

$F_{vi,max}$ - força de corte máxima aplicada paralelamente às juntas horizontais de assentamento
A_i - área de contacto tomada numa secção paralela às juntas horizontais de assentamento

- através de uma regressão linear aos valores individuais da resistência ao corte (f_{vi}), para cada nível de pré-compressão (f_{pi}), determina-se a resistência inicial ao corte ou aderência (f_{vo}), correspondente a uma tensão de pré-compressão nula, e o ângulo de atrito interno (α) (fig. 4.45).

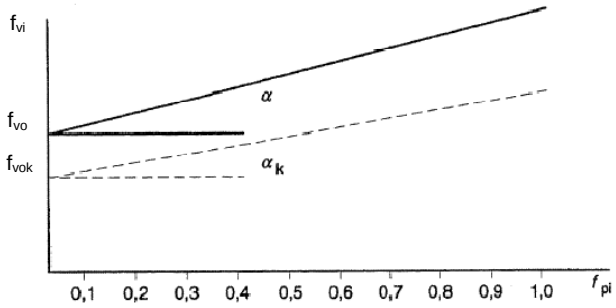


Fig. 4.45 - Caracterização do comportamento ao corte das juntas horizontais de assentamento [EN 1052-3, 2005]

De acordo com a norma de ensaio, os valores característicos da resistência inicial ao corte (f_{ovk}) e do ângulo de atrito interno (α) podem ser estimados através do factor de afectação 0,8 (f_{ovk}=0,8f_{vo} e tg(α)=0,8tg(α_k)). Através deste ensaio também é possível estabelecer uma lei de comportamento ao corte nas juntas de assentamento de acordo com a conhecida teoria clássica de Mohr-Coulomb com coesão inicial (c≠0):

$$\tau = c + u.\sigma \tag{4.14}$$

Esta lei, em correspondência com a simbologia da norma de ensaio, toma a seguinte forma:

$$f_{vi} = f_{vo} + \tan(\alpha).f_{pi} \tag{4.15}$$

4.9.2.4. Determinação das curvas de resposta

As curvas de resposta dos provetes de alvenaria à compressão simples e à compressão diagonal (resistência ao corte) são expressas em diagramas (força–extensão ou tensão-extensão). As tensões e respectivas extensões são calculadas de acordo com as expressões já indicadas anteriormente em cada instante de tempo.

4.9.3. Características Mecânicas de Pequenos Elementos – Ensaios Simplificados

4.9.3.1. Características mecânicas dos septos dos blocos e cubos de betão leve

As características resistentes e deformabilidade, e as curvas de resposta das amostras dos septos dos blocos e provetes cúbicos de betão leve à compressão simples são calculadas e expressas de forma análoga a 4.9.1.2, com as devidas adaptações. A resistência à flexão das amostras dos septos dos blocos é calculada de forma análoga ao referido em 4.9.1.3.

4.9.3.2. Caracterização mecânica à compressão simples de provetes com 2 blocos

Os valores da resistência e do módulo de elasticidade, e as curvas de resposta à compressão simples dos provetes de alvenarias constituídas por 2 dos blocos são calculados de forma análoga ao referido em 4.9.2.1.e 4.9.2.4.

4.10. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

São apresentados os resultados experimentais obtidos, designadamente os resultados das características individuais, médias e respectivos coeficientes de variação (C.V.). Desprezaram-se alguns resultados considerados anómalos, provavelmente resultantes de uma execução menos bem conseguida ou de deficiências no "setup" de ensaio. Apresentam-se algumas curvas experimentais representativas (nalguns casos as curvas interpoladoras) de uma dada série de ensaios e faz-se uma descrição ilustrada sobre a forma de rotura observada nos provetes.

4.10.1. ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES

4.10.1.1. Caracterização física e mecânica dos blocos

No quadro 4.6 apresenta-se um resumo das características físicas e mecânicas dos blocos determinadas em ensaios normalizados.

Quadro 4.6 - Resumo dos resultados dos ensaios com as características físicas e mecânicas do bloco

Característica	Valor	C.V. (%)	Observações
Dimensões nominais exteriores (Comprimento x Largura x Altura)	350 x 350 x 190 mm	-	Classe de tolerância D1(1)
Percentagem de furação (valor médio)	26,0 %	3.3	Unidade do grupo 2 do EC6
Massa volúmica real seca (valor médio)	1150 kg/m^3	2.7	-
Resistência normalizada à compressão ($f_{b\perp}$) (perpendicular às juntas horizontais de assentamento)	2.6 N/mm$^{2'}$	14.1	Regularização mecânica das superfícies de carga
	2.2 N/mm$^{2'}$	11.1	Regularização das superfícies de carga com juntas descontínuas de argamassa
Resistência normalizada à compressão ($f_{b//}$) (paralela às juntas horizontais de assentamento)	2.4 N/mm^2	13.9	Regularização mecânica das superfícies de carga e enchimento das reentrâncias com argamassa

(1) De acordo com a EN 771-3, as tolerâncias dimensionais máximas permitidas para a Classe D1 são de +3 mm e -5 mm para as 3 dimensões

Nos quadros 4.7 e 4.8 apresentam-se as características mecânicas dos blocos resultantes dos ensaios que visaram determinar as curvas de resposta à compressão simples nas duas direcções de carga.

Nas figuras 4.45 e 4.46 representam-se os diagramas com as curvas de resposta dos ensaios à compressão simples nas duas direcções de carga.

As tensões são calculadas na área líquida dos blocos (área perpendicular à direcção de carga considerada).

Quadro 4.7 - Resultados dos ensaios à compressão simples nos blocos (características resistentes)

Ref.		Força máxima (kN)	Área líquida (mm^2)	Tensão máxima (N/mm^2)		
				Individual	Média	C.V.(%)
Compressão perpendicular	1	287.2	90650	3.17	3.02	4.6%
	2	272.0	90650	3.00		
	3	262.4	90650	2.89		
Compressão paralela	1	128.1	41031	3.12	3.28	5.0%
	2	141.4	41031	3.45		
	3	134.4	41031	3.28		

Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios à compressão simples nos blocos (características de deformabilidade)

Ref.		Extensão máxima (mm/m)					
		vertical	Média	C.V.(%)	horizontal	Média	C.V.(%)
Compressão perpendicular	1	1.17	1.08	11.5%	0.17	0.16	10.3%
	2	0.94			0.14		
	3	1.12			0.17		
Compressão paralela	1	0.77	0.72	8.2%	-	-	-
	2	0.75			-	-	-
	3	0.66			-	-	-

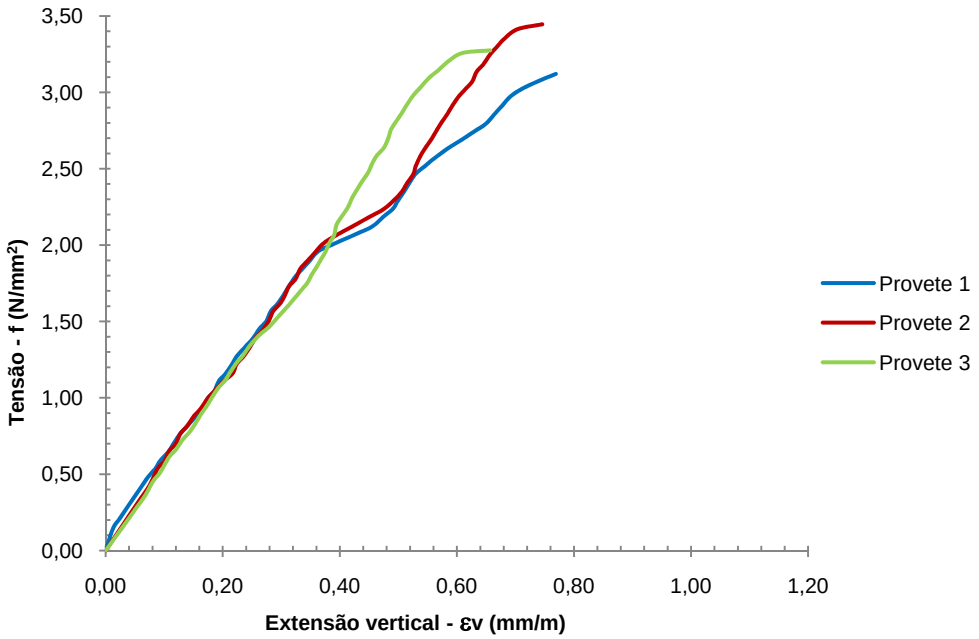


Fig. 4.45 - Diagrama com as curvas experimentais dos blocos testados à compressão na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento

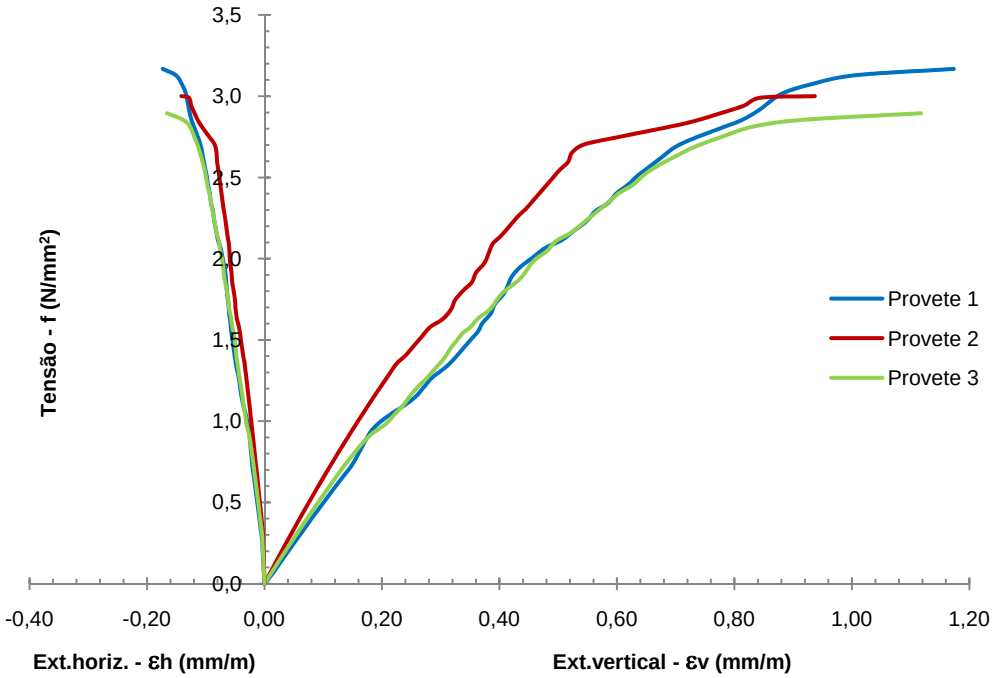


Fig. 4.46 - Diagrama com as curvas experimentais dos blocos testados à compressão na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento

Na figura seguinte (fig. 4.47) apresenta-se o conjunto dos diagramas tensão-extensão nas duas direcções de aplicação de carga e as respectivas curvas que melhor se aproximam dos resultados (curvas interpoladoras).

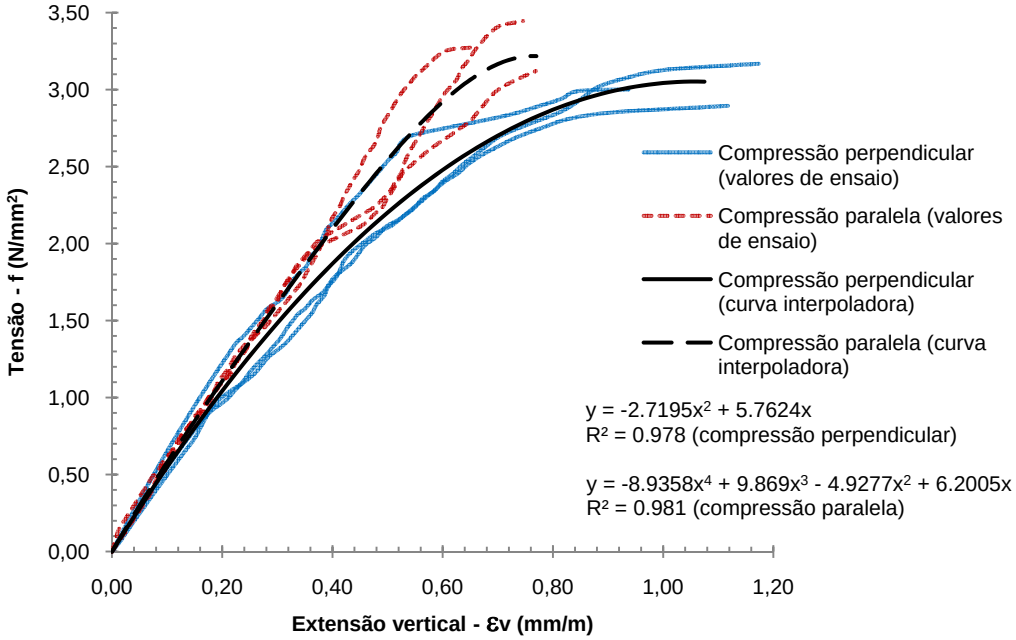


Fig. 4.47 - Diagrama comparativo com os valores dos ensaios dos blocos à compressão simples nas duas direcções e as respectivas curvas interpoladoras

Visando estimar a relação entre a extensão horizontal (εh) e a extensão vertical (εv) (coeficiente de Poisson) em regime elástico, determinaram-se os diagramas de tensão-extensão horizontal e tensão-extensão vertical e respectivas curvas interpoladoras, a partir dos resultados dos ensaios aos blocos na direcção perpendicular às juntas de assentamento (fig. 4.48).

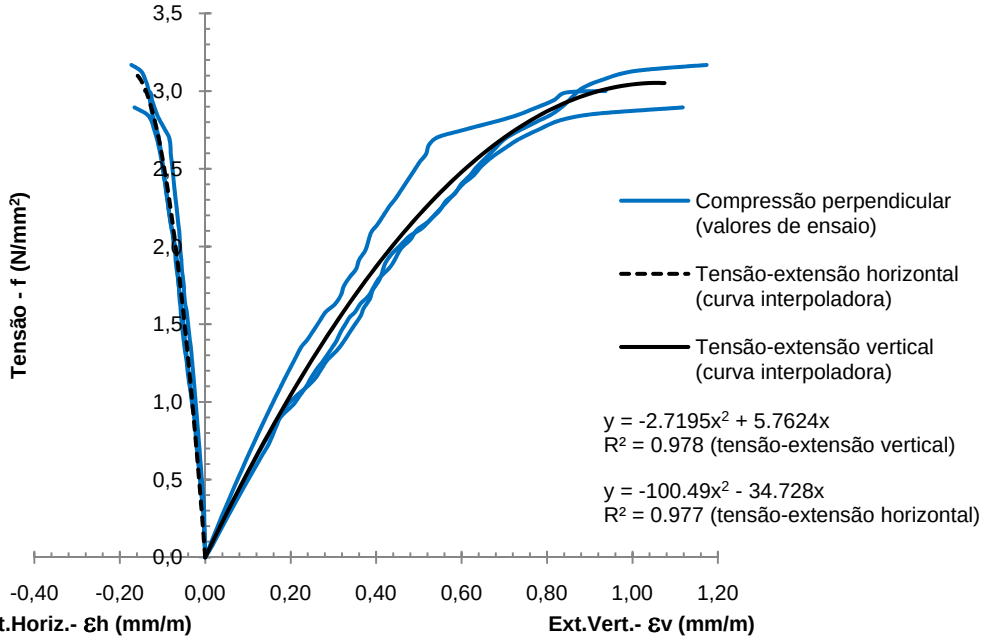


Fig. 4.48 - Diagrama com as curvas representativas dos blocos à compressão na direcção perpendicular determinadas por regressão numérica visando estimar o coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson foi estimado através das curvas interpoladoras para uma tensão de 40% da tensão máxima. O valor determinado foi de 0,16. No quadro 4.9 sistematizam-se os valores das características mecânicas dos blocos à compressão simples, nas duas direcções de aplicação de carga, determinados através das respectivas expressões interpoladoras (regressão numérica).

Quadro 4.9 - Valores das características mecânicas dos blocos determinados pelas expressões interpoladoras

Ref.	$F_{max.}$ (kN)	Tensão máxima (N/mm^2)	Extensão vertical p/ tensão máxima (mm/m)	Módulo de elasticidade (N/mm^2)	Coeficiente de Poisson	R^2
compressão perpendicular	276.7	3.05	1.05	5141	0.16	0.98
compressão paralela	132.0	3.22	0.77	5535	-	0.98

Nas figuras seguintes apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nos blocos nas duas direcções de carga. As configurações de rotura nos blocos testados na direcção perpendicular apresentam uma tendência para abertura de fendas de rotura numa direcção sensivelmente horizontal (fig. 4.49 e 4.50).

Fig. 4.49 - Exemplo da configuração de rotura dos blocos testados na direcção perpendicular

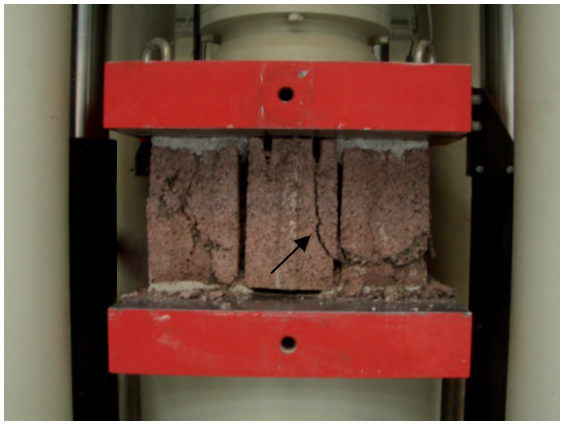
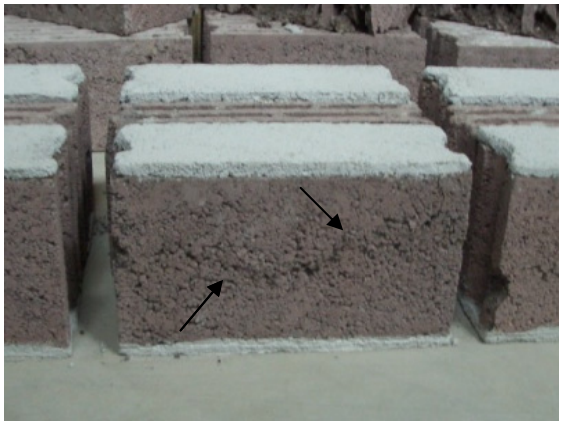



Fig. 4.50 - Exemplo da configuração de rotura nos dos blocos testados na direcção perpendicular (regularização descontínua das superfícies de carregamento com argamassa)

Os blocos testados na direcção paralela apresentam uma tendência para uma rotura dos septos transversais por tracção/corte, eventualmente associada à deformação dos septos longitudinais solicitados à compressão na direcção da carga aplicada (fig.4.51).

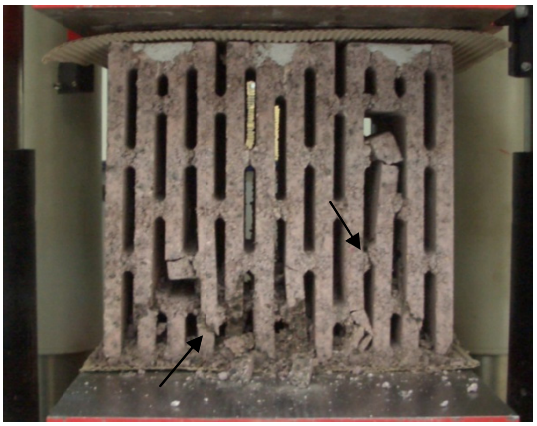


Fig. 4.51 - Exemplo da configuração de rotura nos dos blocos testados na direcção paralela

4.10.1.2. Caracterização mecânica da argamassa

No quadro 4.10 apresenta-se um resumo das características mecânicas determinadas em ensaios à argamassa das juntas de assentamento.

Quadro 4.10 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e à flexão nos provetes de argamassa

Ref.	Resistência à compressão (N/mm^2)			Resistência à tracção por flexão (N/mm^2)		
	Individual	Média	C.V. (%)	Individual	Média	C.V. (%)
1	9.10	11.50	26.1	2.30	2.50	17.7
2	9.20			2.20		
3	8.00			1.80		
4	14.10			2.90		
5	14.30			2.90		
6	14.10			2.60		

Nas figuras seguintes apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nos provetes de argamassa testados à compressão e à flexão em laboratório (fig. 4.52).

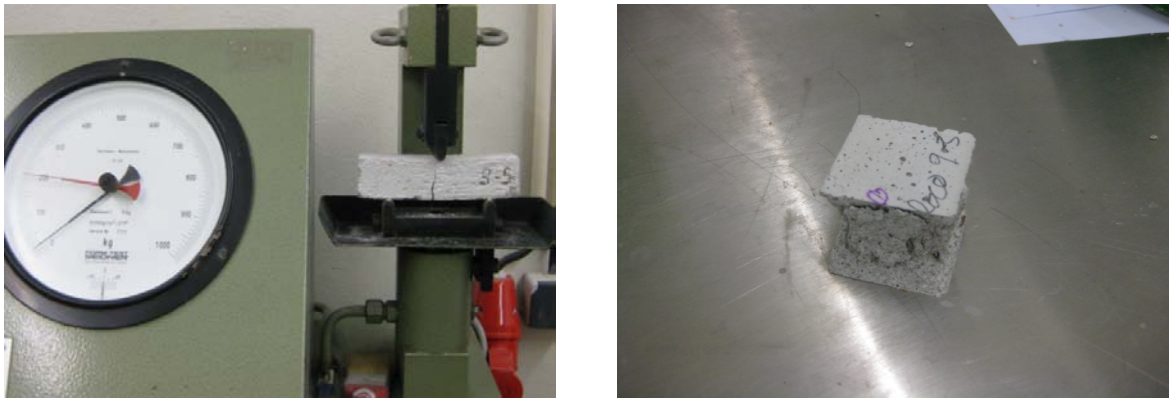


Fig. 4.52 - Configuração de rotura nos provetes de argamassa (flexão e compressão)

4.10.2. ENSAIOS SIMPLIFICADOS

4.10.2.1. Caracterização mecânica dos septos e cubos de betão leve

Nos quadros 4.11 e 4.12 apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão e à flexão dos provetes dos septos dos blocos. No quadro 4.13 apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão em cubos de betão leve.

Quadro 4.11 - Resultados dos ensaios à compressão nos provetes dos septos dos blocos

Ref.	Direcção de carga (1)	Força máxima (N)	Área carregada (mm^2)	Tensão máxima (N/mm^2)		
				Individual	Média	C.V.(%)
1	perpend.	4587.9	712.1	6.44	5.68	20.6
2	paralela	3492.1	712.0	4.90		
3	paralela	4859.9	704.1	6.90		
4	perpend.	3159.5	704.0	4.49		
5	perpend.	2656.5	751.9	3.53		

(1) Direcção em relação às juntas horizontais de assentamento do bloco

Quadro 4.12 - Resultados dos ensaios à flexão nos provetes dos septos dos blocos

Ref.	Força máxima (N)	Tensão máxima (N/mm^2)		
		Individual	Média	C.V.(%)
1	210.1	2.10		
2	149.9	1.60	2.00	19.2
3	200.1	2.30		

Quadro 4.13 - Resultados dos ensaios à compressão nos provetes cúbicos de betão leve

Ref.	Força máxima (N)	Tensão máxima (N/mm^2)		
		Individual	Média	C.V.(%)
1	82716	3.69		
2	60762	2.71	3.20	15.2
3	73574	3.30		

Nas figuras seguintes (fig. 4.53 e 4.54) apresentam-se os diagramas tensão-extensão e respectivas curvas interpoladoras dos ensaios experimentais aos septos dos blocos e aos cubos de betão. Para melhor percepção da forma da curva de resposta só se representam as extensões até 20mm/m, correspondente a cerca de 25% e 75% da tensão máxima em regime após pico, respectivamente no caso dos septos e dos cubos.

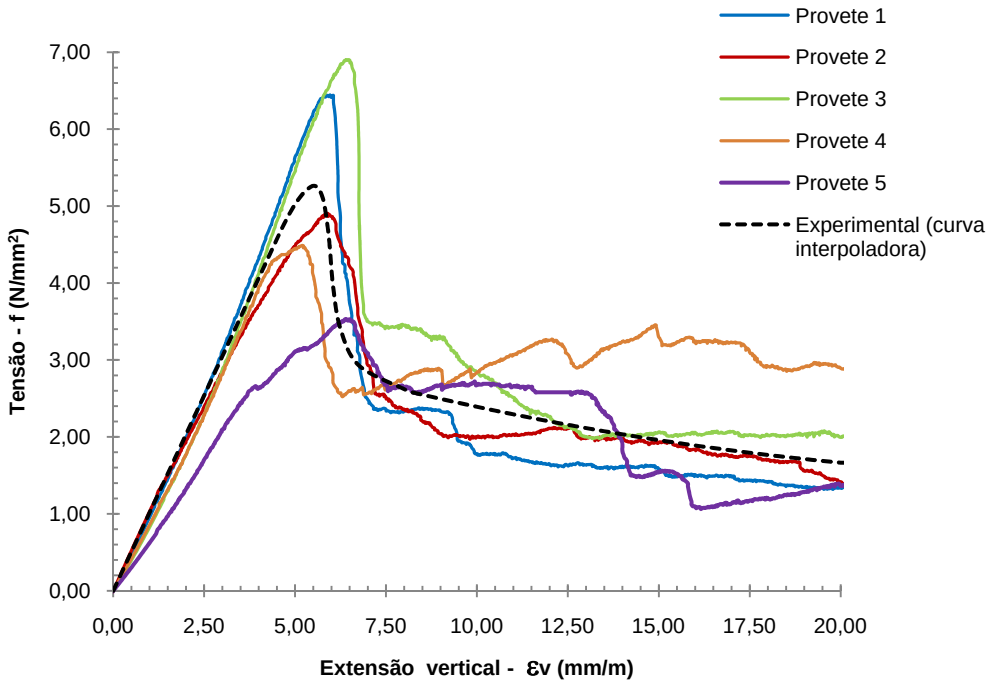


Fig. 4.53 - Diagrama com as curvas experimentais dos septos à compressão simples e respectiva curva interpoladora

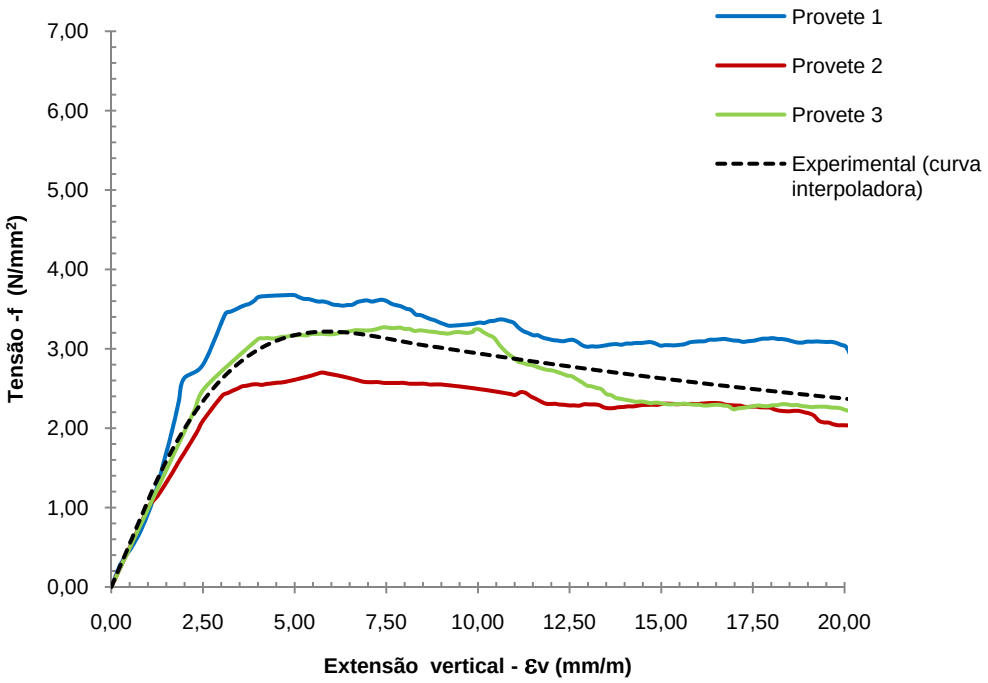


Fig. 4.54 - Diagrama com as curvas experimentais dos cubos de betão à compressão simples e respectiva curva interpoladora

No quadro 4.14 apresentam-se algumas características mecânicas determinadas a partir das curvas interpoladoras aos resultados dos ensaios aos septos e aos cubos.

Quadro 4.14 - Características mecânicas dos septos e dos cubos à compressão simples determinadas através da curva de regressão numérica

Ref.	Tensão máxima (N/mm^2)	Extensão p/Tensão máxima. (mm/m)	Módulo de elasticidade (N/mm^2)	R^2
Septos	5.50	5.26	1016	0.90
Cubos	3.22	5.95	1087	0.88

Nas figuras seguintes apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nos septos e nos cubos de betão testados em laboratório (fig. 4.55 a 4.57).

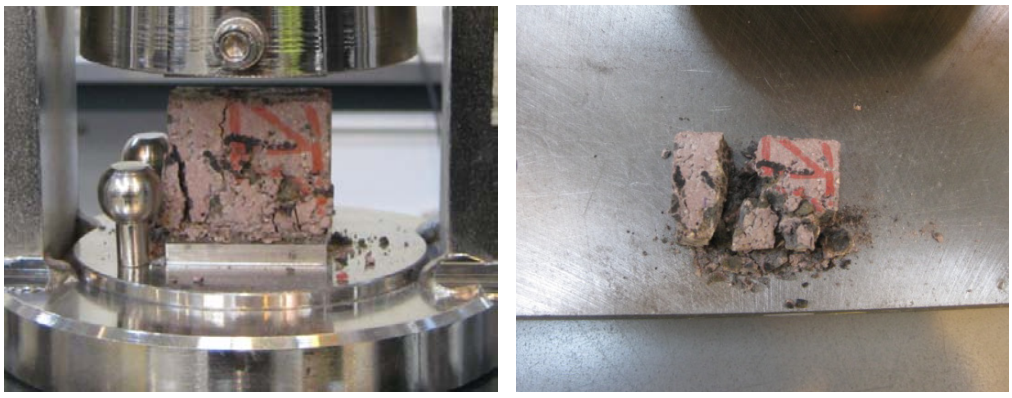


Fig. 4.55 - Exemplo da configuração de rotura nos septos à compressão

Fig. 4.56 - Exemplo da configuração de rotura nos septos à flexão

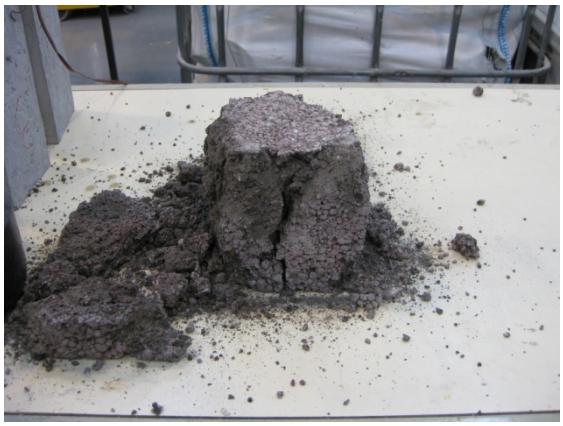


Fig. 4.57 - Exemplo da configuração de rotura nos provetes cúbicos à compressão

4.10.2.2. Caracterização mecânica de provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos

Nos quadros 4.15 e 4.16 apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão simples nos provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos. O valor máximo da força de compressão aplicada nos provetes foi determinado pelo sistema de ensaio. As tensões são calculadas na área bruta dos provetes (área carregada do bloco)

Quadro 4.15 - Resultados dos ensaios nos provetes com 2 blocos (características resistentes)

Ref.		Força máxima (kN)	Área bruta (mm^2)	Tensão máxima (N/mm^2)		
				Individual	Média	C.V. (%)
CS2b-B (junta horizontal descontínua)	1	231.0	122500	1.89	1.77	7.0
	2	201.0		1.64		
	3	220.0		1.80		
CS2b-A (junta horizontal contínua)	1	335.8	122500	2.74	2.69	2.0
	2	322.6		2.63		
	3	328.8		2.68		

Quadro 4.16 - Resultados dos ensaios nos provetes com 2 blocos (características de deformabilidade)

Ref.		Extensões p/ Tensão máxima (mm/m)			Módulo de elasticidade (N/mm^2)		
		Individual	Média	C.V. (%)	Individual	Média	C.V.(%)
CS2b-B (junta horizontal descontínua)	1	0.72	0.72	8.0%	3361	3101	13.8
	2	0.66			3333		
	3	0.77			2609		
CS2b-A (junta horizontal contínua)	1	0.92	0.94	4.3%	3484	3342	7.6
	2	0.98			3493		
	3	0.90			3047		

Na figura seguinte apresentam-se os diagramas com as curvas de resposta dos ensaios à compressão simples dos provetes de alvenaria com 2 blocos e respectivas curvas interpoladoras obtidas por regressão numérica (fig.4.58).

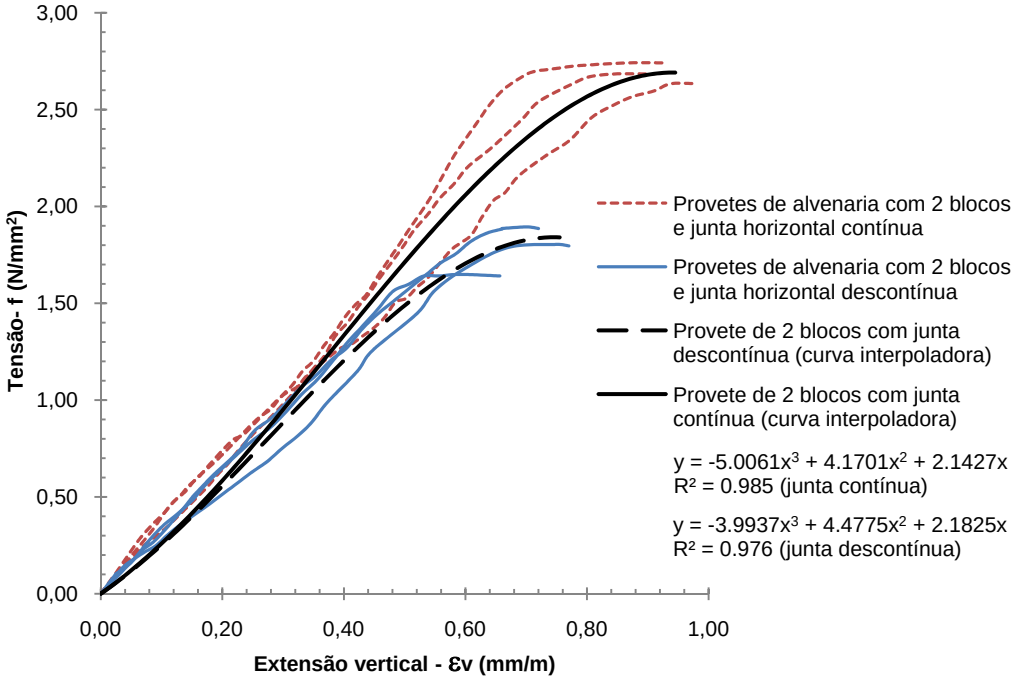


Fig. 4.58 - Diagrama com as curvas experimentais de provetes de alvenaria com 2 blocos à compressão simples e respectivas curvas interpoladoras

No quadro 4.17, apresentam-se algumas características mecânicas determinadas a partir das respectivas curvas de regressão numérica apresentadas na fig. 4.58.

Quadro 4.17 - Características mecânicas da alvenaria à compressão simples determinadas através das respectivas curvas de regressão numérica (provetes de 2 blocos)

Ref.	$F_{max.}$ (kN)	Tensão máxima (N/mm^2)	Ext. p/tensão máxima (mm/m)	Módulo de elasticidade (N/mm^2)	R^2
CS2b-A (Junta horizontal contínua)	329.6	2.69	0.94	3147	0.98
CS2b-B (Junta horizontal descontínua)	225.5	1.84	0.75	2854	0.98

Nas figuras seguintes (fig. 4.59 a 4.61) apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nos provetes de alvenaria de 2 blocos, com e sem junta descontínua, com indicação das principais fendas de rotura. As configurações de rotura dos provetes apresentam formas semelhantes para os 2 casos de configuração de juntas. Verifica-se uma tendência para abertura de fendas, tendencialmente na direcção horizontal e numa zona localizada entre a meia altura dos blocos e a zona de contacto com as placas de carga (fig. 4.59). Verificou-se que os provetes com junta descontínua apresentam alguma tendência para fissurar os blocos sensivelmente na vertical e numa zona próxima da descontinuidade das juntas (fig. 4.60).

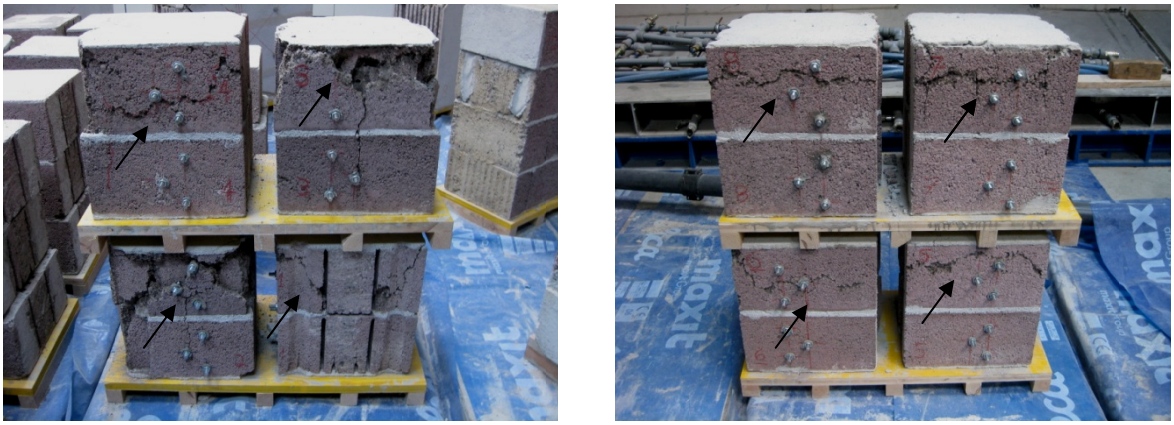


Fig. 4.59 - Aspecto geral da configuração de rotura nos provetes de alvenaria com 2 blocos com junta horizontal descontínua (à esquerda) e com junta horizontal continua (à direita)

Fig. 4.60 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes com 2 blocos e junta descontínua (da esquerda para a direita: zona frontal com fendas sensivelmente na horizontal e zona lateral com fendas sensivelmente na vertical)

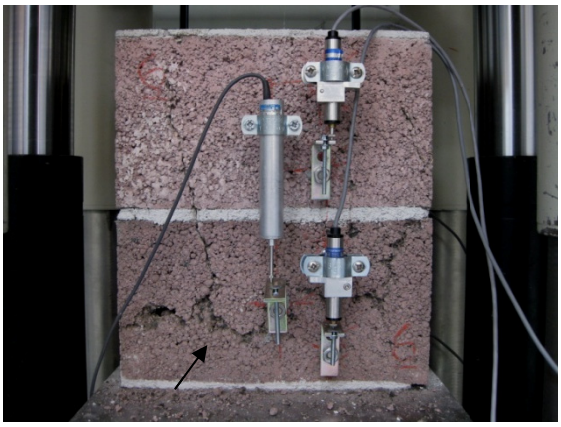
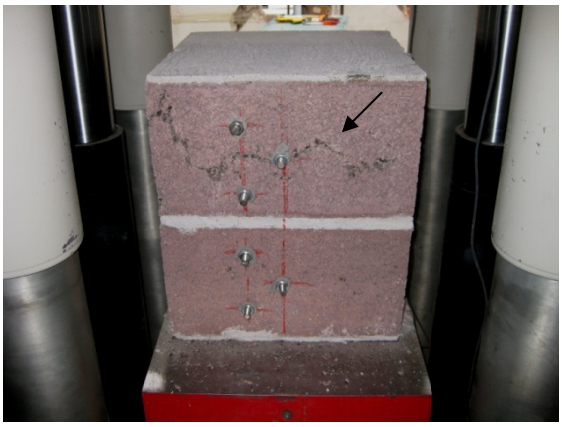



Fig. 4.61 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes com 2 blocos e junta contínua

4.10.3. ENSAIOS ÀS PAREDES DE ALVENARIA

4.10.3.1. Caracterização mecânica à compressão simples

No quadro 4.18 apresentam-se os resultados dos ensaios à compressão simples nos provetes de alvenaria normalizados. O valor máximo da força de compressão aplicada nos provetes foi determinado pelo sistema de ensaio. As tensões são calculadas na área bruta do provetes (área carregada).

Quadro 4.18 - Resultados dos ensaios à compressão simples em provetes normalizados de alvenaria (características resistentes e de deformabilidade)

Ref.	Força máxima (kN)	Área bruta (mm^2)	Tensão máxima (N/mm^2)		
			Individual	Média	C.V. (%)
1	330.9	184977	1.79	1.76	3.7
2	321.9	185328	1.74		
3	340.1	184977	1.84		
4	311.3	184450	1.69		

Ref.	Módulo de elasticidade (N/mm^2)			Extensões p/ tensão máxima (mm/m)		
	Individual	Média	C.V. (%)	Individual	Média	C.V. (%)
1	3825	3245	12.4	0.63	0.71	8.4
2	3041			0.70		
3	3186			0.75		
4	2927			0.76		

Na figura seguinte representam-se os diagramas com as curvas de resposta individuais dos provetes e respectiva curva de interpolação (fig. 4.62).

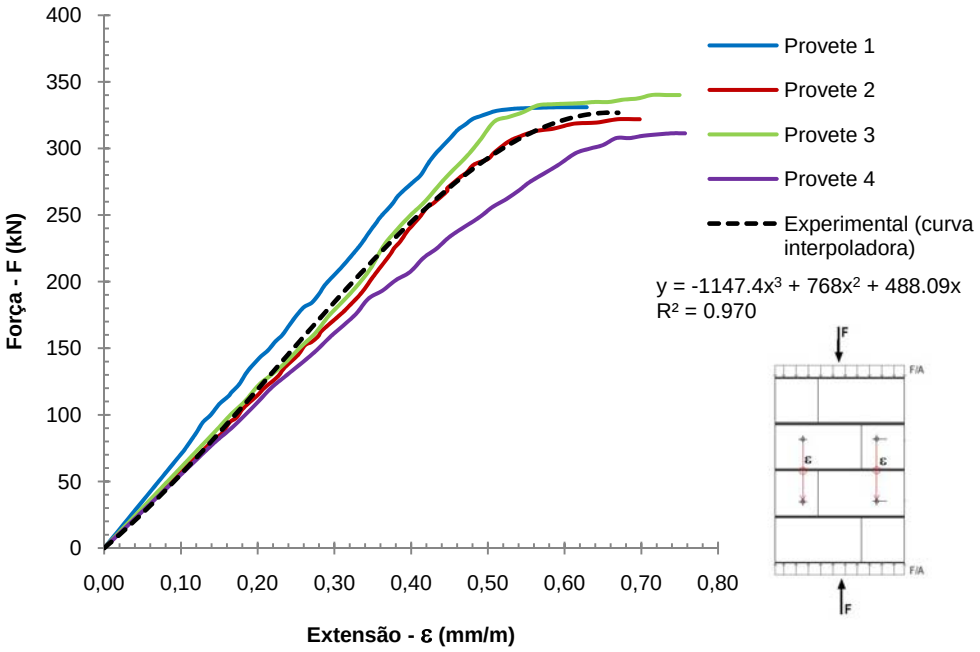


Fig.4.62 - Diagrama com as curvas experimentais dos provetes de alvenaria normalizados à compressão simples e respectiva curva de interpolação

No quadro 4.19 apresentam-se algumas características mecânicas determinadas a partir da respectiva curva de regressão numérica apresentada na figura 4.62.

Quadro 4.19 - Características mecânicas da alvenaria à compressão simples determinadas através da curva de regressão numérica (provetes normalizados)

$F_{max.}$ (kN)	Tensão máxima (N/mm^2)	Extensão p/ tensão máxima (mm/m)	Módulo de elasticidade (N/mm^2)	R^2
326.8	1.77	0.66	3185	0.97

Nas figuras seguintes (fig. 4.63 a 4.64) apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura à compressão observada nos provetes testados em laboratório.

De uma forma geral as fendas desenvolvem-se nas fiadas inferiores dos provetes e numa direcção sensivelmente horizontal (localizadas entre a meia altura dos blocos e a zona de contacto com as placas de carga).

Nas zonas laterais dos provetes desenvolvem-se fendas verticais nos blocos numa zona próxima da descontinuidade das juntas horizontais.

Fig. 4.63 - Exemplos da configuração de rotura à compressão nos provetes de alvenaria normalizados (indicação das principais fendas de rotura)

Fig. 4.64 - Aspecto geral da configuração de rotura à compressão nos provetes de alvenaria normalizados (indicação das principais fendas de rotura)

4.10.3.2. Caracterização mecânica ao corte (via compressão diagonal)

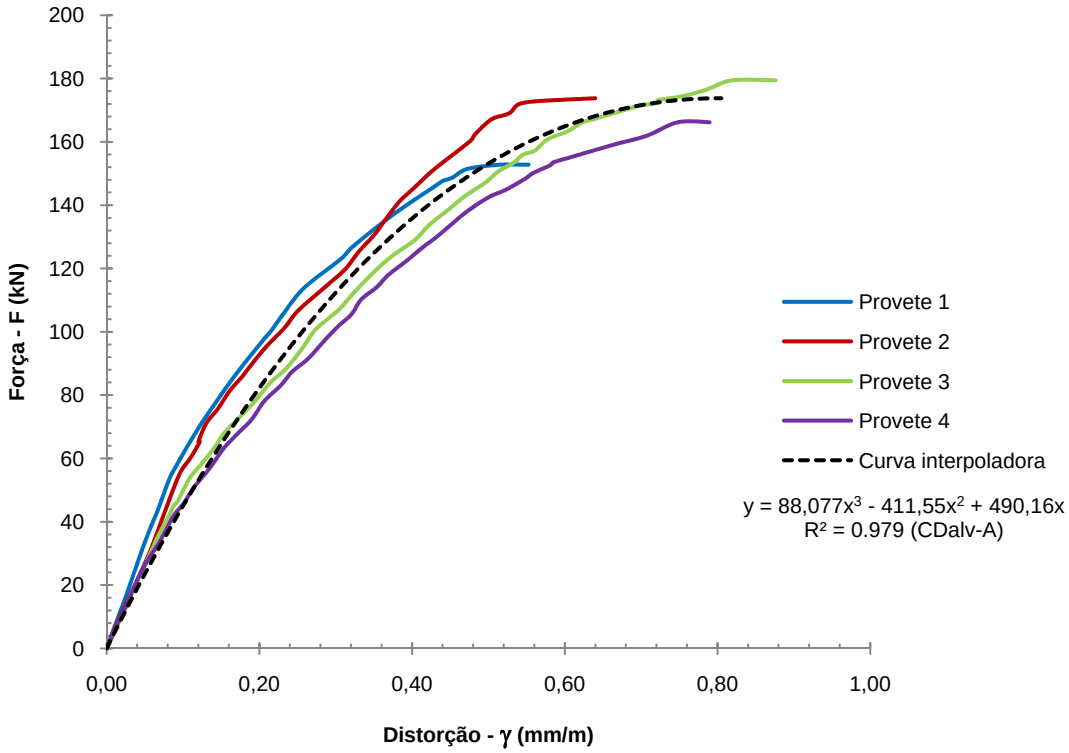
No quadro 4.20 apresentam-se os resultados dos ensaios ao corte nas 3 séries de provetes de alvenaria. O valor máximo da força aplicada nos provetes foi determinado pelo sistema de ensaio.

Quadro 4.20 - Resultados dos ensaios ao corte nos provetes de alvenaria (características resistentes e de deformabilidade)

Ref.		Força máxima (kN)	A_n (mm^2)	Tensão máxima de corte (N/mm^2)		
				Individual	Média	C.V. (%)
CDalv-A (referência)	1	152.8	209860	0.51	0.57	5.3
	2	173.8	210120	0.58		
	3	179.5	208430	0.61		
	4	166.2	209730	0.56		
CDalv-B (juntas verticais secas)	1	80.4	210143	0.27	0.30	11.7
	2	102.4	209492	0.35		
	3	80.9	209622	0.27		
	4	90.2	209492	0.30		
CDalv-C (com faces rebocadas)	1	175.5	210380	0.59	0.62	3.7
	2	191.7	213501	0.63		
	3	180.0	210510	0.60		
	4	190.0	211160	0.64		

Ref.		Extensões p/ tensão máxima (mm/m)		Distorção p/ tensão máxima (mm/m)			Módulo de distorção elástico (N/mm^2)		
		Ext.vert	Ext.horiz.	Individual	Média	C.V.(%)	Individual	Média	C.V. (%)
CDalv-A (referência)	1	0.37	0.19	0.55	0.71	20.4	2086	1715	18.8
	2	0.38	0.26	0.64			1877		
	3	0.46	0.42	0.88			1394		
	4	0.47	0.32	0.79			1503		
CDalv-B (juntas verticais secas)	1	0.24	0.30	0.59	0.39	26.7	1713	1680	10.8
	2	0.26	0.16	0.43			1725		
	3	0.17	0.20	0.42			1856		
	4	0.36	0.19	0.55			1425		
CDalv-C (com faces rebocadas)	1	0.43	0.43	0.86	0.74	12.3	1595	1827	14.0
	2	0.41	0.26	0.67			1657		
	3	0.35	0.32	0.67			2156		
	4	0.42	0.32	0.75			1900		

Nas figuras seguintes (fig.4.65 a 4.67) representam-se os diagramas com as curvas de resposta individuais dos provetes para cada serie testada e as respectivas curvas de interpolação: Força (F) - distorção (γ) e força (F) - extensão nas diagonais (εv,εh). As extensões nas diagonais verticais dos provetes (ε_v) (diagonais coincidentes com direcção de aplicação de carga) estão representadas no eixo negativo das abcissas e as extensões na diagonal horizontal (ε_h) e distorções (γ) no eixo positivo.



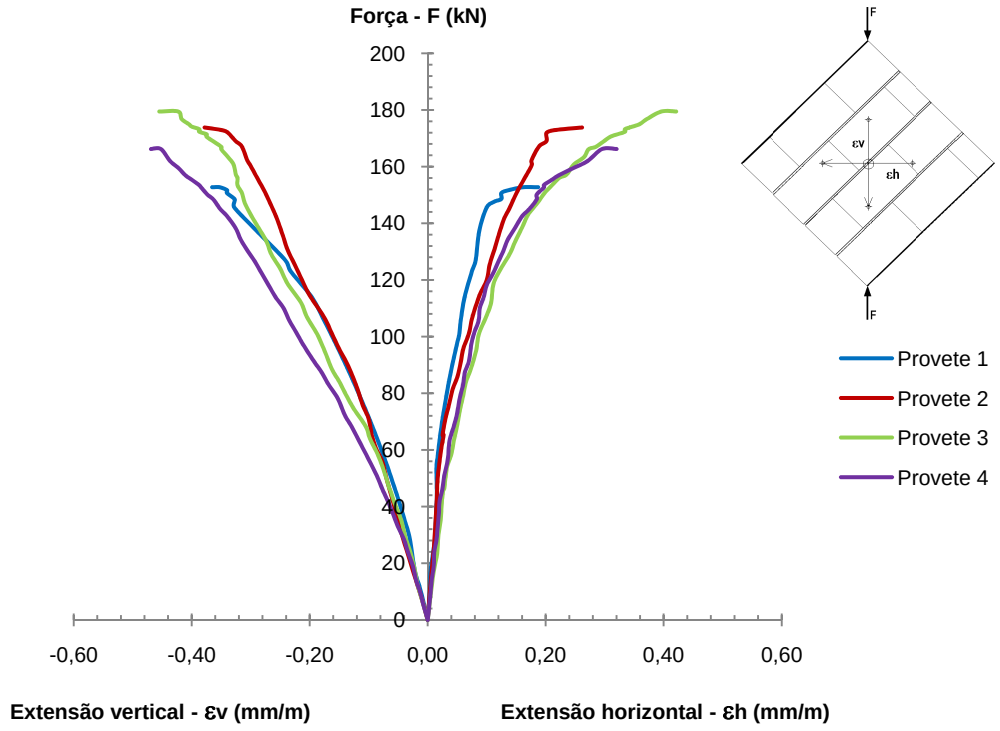


Fig. 4.65 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-A (referência)

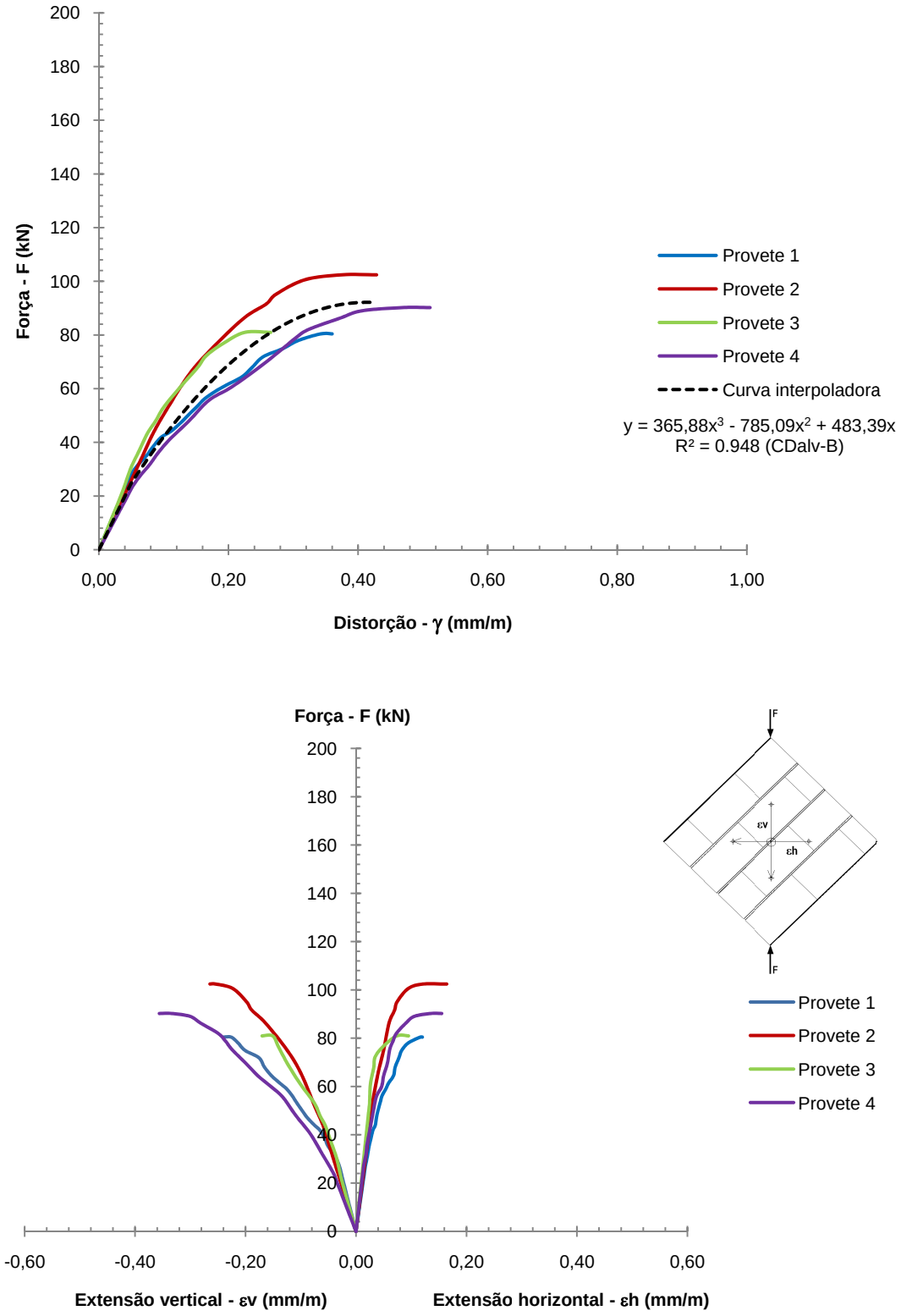


Fig. 4.66 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-B (juntas verticais secas)

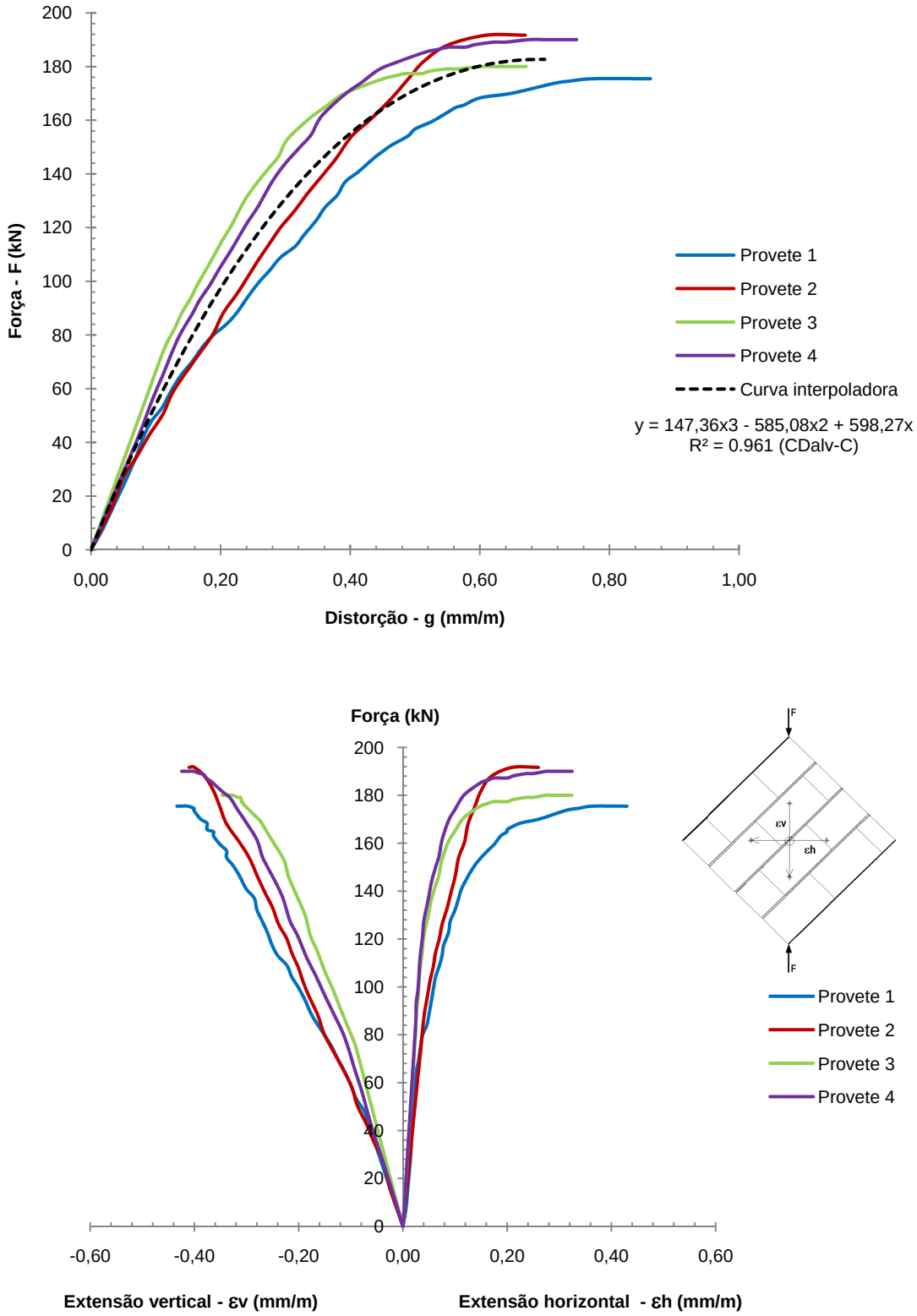


Fig. 4.67 - Diagramas com as curvas experimentais de provetes de alvenaria ao corte - série CDalv-C (com faces rebocadas)

No quadro 4.21, apresentam-se algumas características mecânicas ao corte determinadas a partir das respectivas curvas interpoladoras representas nas figuras 4.65 a 4.67.

Quadro 4.21 - Características mecânicas da alvenaria ao corte determinadas através das curvas interpoladoras

Ref.	Força máxima (kN)	Tensão máxima (N/mm^2)	Distorção p/ tensão máxima (mm/m)	Módulo de distorção – 1/3 Tensão máxima (N/mm^2)	R^2
CDalv-A (referência)	173.8	0.59	0.80	1504	0.98
CDalv-B (juntas verticais secas)	92.2	0.31	0.41	1726	0.95
CDalv-C (com faces rebocadas)	182.7	0.61	0.69	1851	0.96

Nas figuras seguintes (fig. 4.68 a 4.71) apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nas juntas de assentamento horizontais dos provetes de alvenaria testados em laboratório.

De uma forma geral, as configurações de rotura consistem na abertura de fendas numa direcção sensivelmente paralela à aplicação de carga (direcção da diagonal do provete). Este tipo de rotura é mais evidente na série de provetes com as faces rebocadas (ver fig. 4.68).

Nas restantes séries (provetes **sem** faces rebocadas) o caminho da abertura de fendas é diferente. De uma forma global surgem fendas que seguem uma direcção segundo um plano sensivelmente paralelo às juntas de assentamento horizontais e, em certos pontos, próximas das juntas verticais, definindo um zigue-zague em torno da diagonal do provete (fig. 4.69 a 4.70).

As fendas mais expressivas seguem a direcção paralela às juntas de assentamento horizontais e localizam-se nas zonas de interface das juntas de argamassa com a face cega dos blocos. Os provetes da série com juntas verticais secas revelaram um comportamento mais frágil com uma abertura de fendas de rotura mais evidente.

Observaram-se danos localizados nos blocos mais próximos dos cantos dos provetes i.e., localizados nas zonas de aplicação de carga (fig. 4.71).

Fig.4.68 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com faces rebocadas e juntas verticais preenchidas (série CDalv-C)

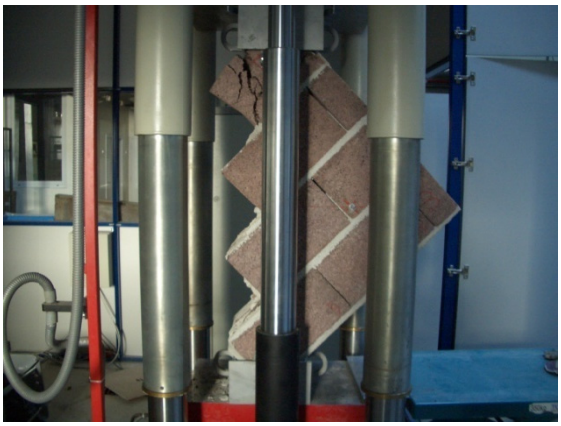


Fig. 4.69 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com juntas verticais secas (série CDalv-B com indicação dos planos de rotura)

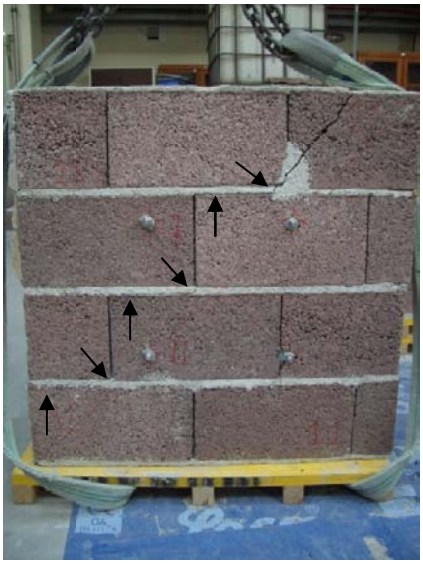


Fig. 4.70 - Exemplos da configuração de rotura ao corte nos provetes de alvenaria com juntas verticais preenchidas (provetes de referencia CDalv-A com indicação dos planos de rotura)

Fig. 4.71 - Exemplos de danos localizados nos provetes ensaiados ao corte (dano mais evidente na zona oposta à aplicação de carga - bloco do canto parcialmente destruído)

4.10.3.3. Caracterização mecânica ao corte nas juntas de assentamento

Nos quadros 4.22 e 4.23 apresentam-se os resultados dos ensaios ao corte nas juntas horizontais de assentamento para cada nível de pré-compressão. As tensões são calculadas na área de contacto entre a junta de argamassa e o bloco e que se verificou no ensaio que corresponder à área efectivamente cortada.

Quadro 4.22 - Resultados dos ensaios ao corte nas juntas horizontais de assentamento (características resistentes)

Referência		Foça de pré-compressão	Força de corte	Área de contacto	Tensão de pré-compressão			Tensão máxima ao corte		
		F_{pi} (kN)	$F_{vi,max}$ (kN)	A_i (mm^2)	f_{pi} (N/mm^2)			$f_{vi,max}$ (N/mm^2)		
					Individual	Média	C.V.(%)	Individual	Média	C.V.(%)
1º Nível de pré-compressão	1	12.9	74.4	84000	0.15	0.17	6.5	0.44	0.45	8.3
	2	14.9	69.5		0.18			0.41		
	3	13.8	72.7		0.16			0.45		
	4	16.4	85.5		0.17			0.50		
2º Nível de pré-compressão	1	39.6	140.4	84000	0.47	0.47	3.1	0.84	0.79	13.0
	2	37.9	148.8		0.45			0.89		
	3	39	108.7		0.46			0.65		
	4	40.8	132.7		0.49			0.79		
3º Nível de pré-compressão	1	65.6	162.2	84000	0.78	0.77	1.6	0.97	1.07	7.7
	2	64.2	194.3		0.76			1.16		
	3	63.4	185.3		0.75			1.10		
	4	65.4	175.0		0.78			1.04		

Quadro 4.23 - Resultados dos ensaios ao corte nas juntas horizontais de assentamento (características de deformabilidade)

Referência.		Extensão p/ tensão máxima ao corte (mm/m)		
		Individual	Média	C.V. (%)
1º Nível de pré-compressão	1	0.19	0.21	14.8
	2	0.19		
	3	0.20		
	4	0.26		
2º Nível de pré-compressão	1	0.26	0.32	17.5
	2	0.29		
	3	0.39		
	4	0.33		
3º Nível de pré-compressão	1	0.23	0.23	10.2
	2	0.20		
	3	0.23		
	4	0.26		

O valor máximo das forças de corte aplicadas nos provetes foram determinadas pelo sistema de ensaio (o sistema faz o controlo da força - ver 4.4.1) e fez-se corresponder as respectivas forças de pré-compressão registadas nesse instante de tempo.

No entanto, durante a realização de alguns dos ensaios, nomeadamente para o 1º nível de pré-compressão, registaram-se picos instantâneos nas forças aplicadas. Nesses casos considerou-se o valor máximo da força de corte correspondente a uma variação de força de pré-compressão inferior a 10% do valor inicialmente estabelecido. Na figura 4.72 apresentam-se alguns exemplos do critério considerado.

Nas figuras seguintes, representam-se diagramas com as curvas de resposta tensão de corte (f_{vi}) - extensão de deslizamento das juntas (ε) para cada nível de pré-compressão (fig.4.72 a 4.74).

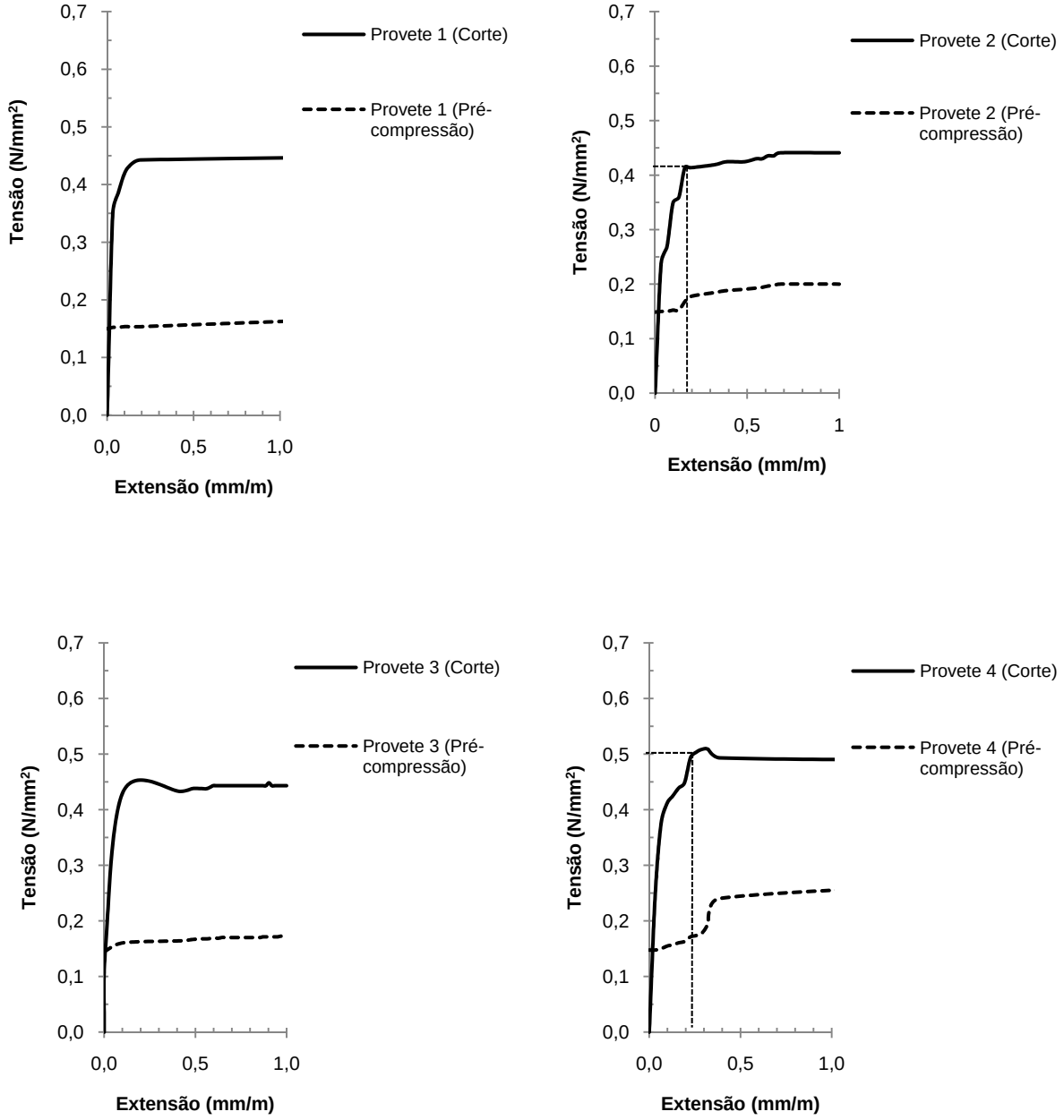


Fig. 4.72 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 1º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,17 N/mm^2

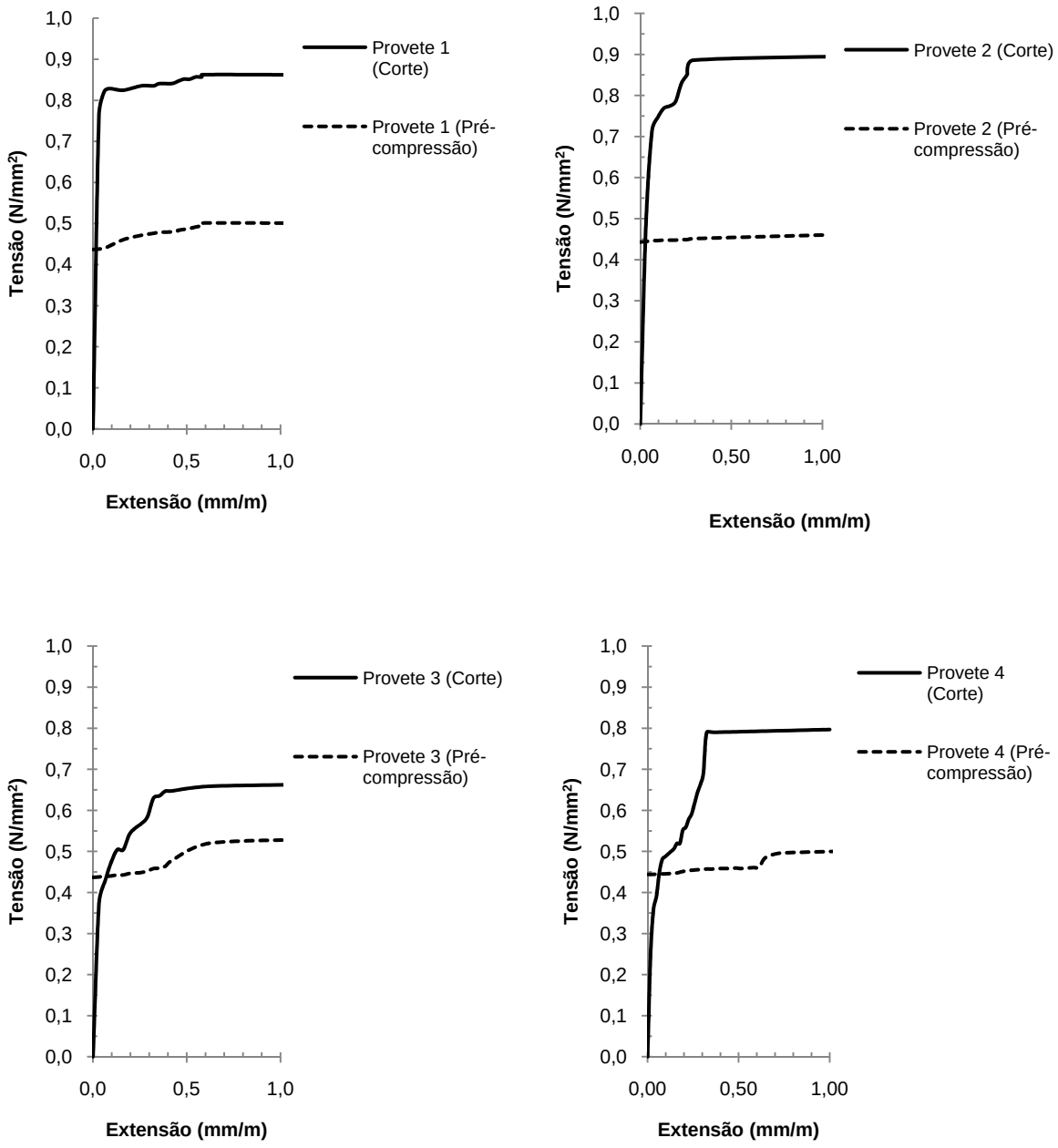


Fig. 4.73 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 2º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,47 N/mm^2

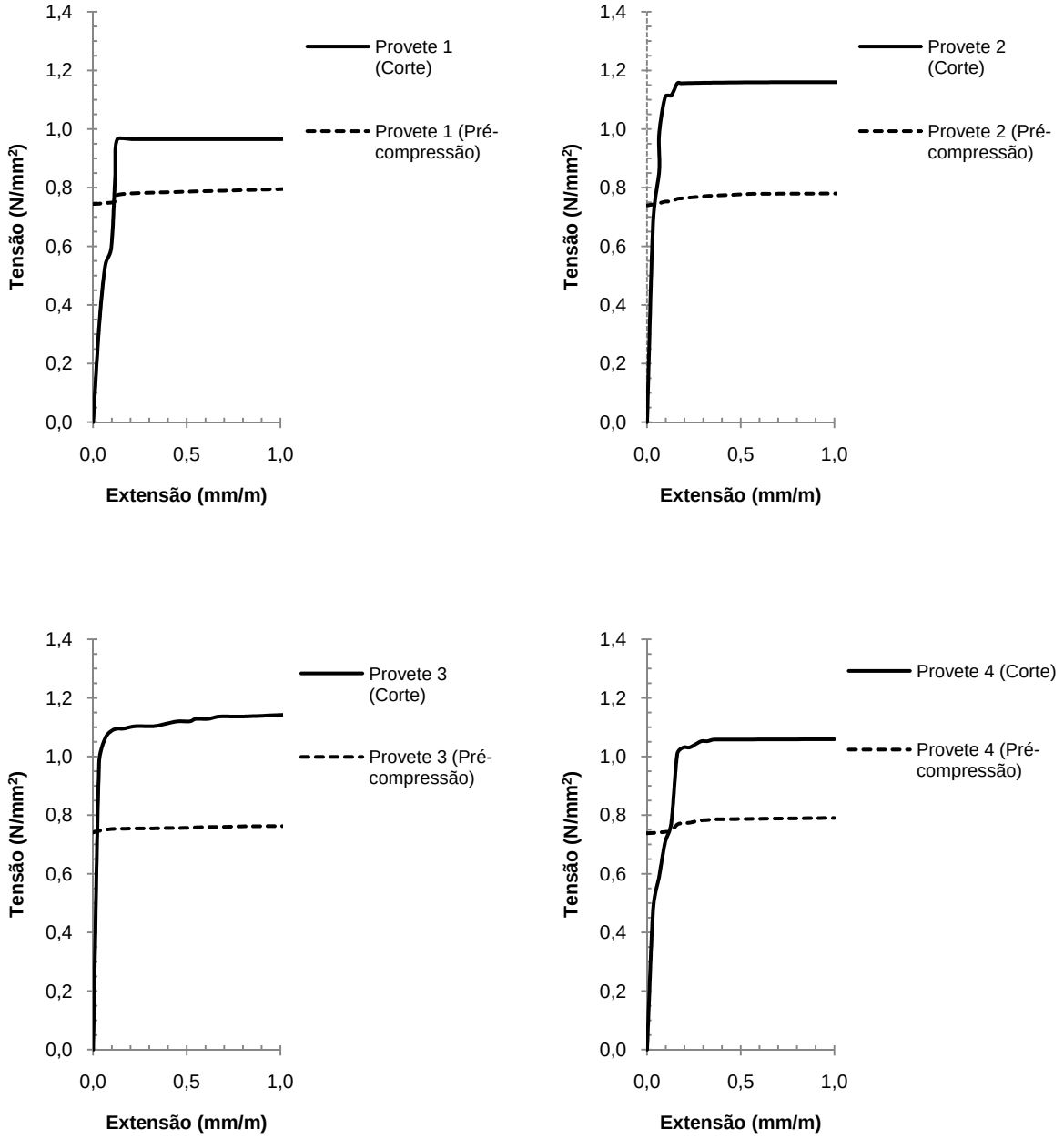


Fig. 4.74 - Diagramas com as curvas experimentais ao corte nas juntas de assentamento horizontais para o 3º nível de pré-compressão de valor médio nas juntas de assentamento: 0,77 N/mm^2

As características mecânicas foram determinadas por regressão linear aos resultados experimentais (fig. 4.75) e reproduzem-se no quadro 4.24.

Quadro 4.24 - Características mecânicas ao corte das juntas horizontais determinadas por regressão numérica

Resistência inicial ao corte (coesão)		Coeficiente de atrito interno		Ângulo de atrito interno	
média	característica	média	característica	média	característica
f_{vo}	f_{vok}	tang(α)	tang(α_k)	α	α_k
0.30	0.24	1.01	0.81	45.4	39.0

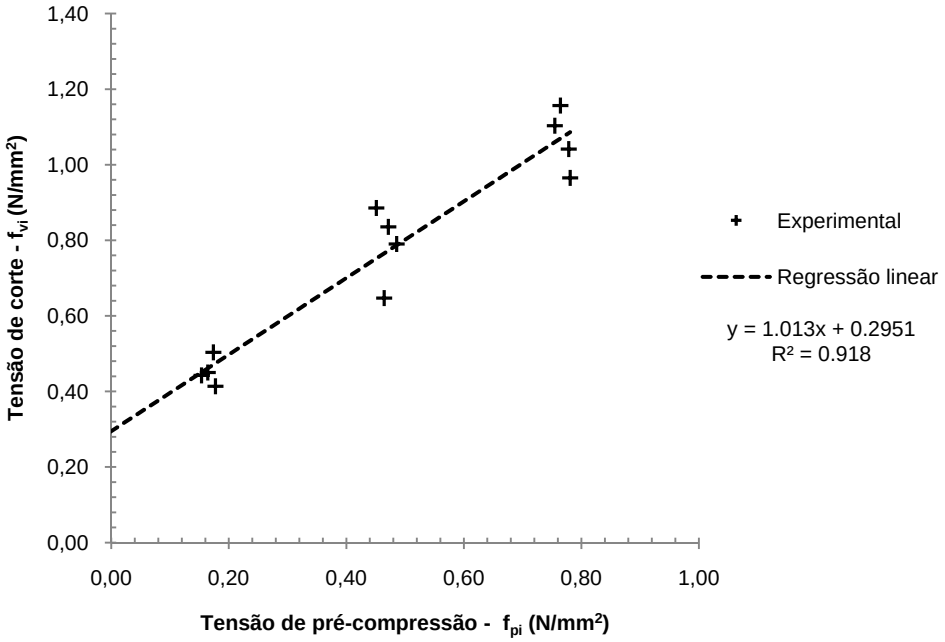


Fig. 4.75 - Lei de comportamento mecânico ao corte das juntas horizontais de assentamento

Os resultados experimentais permitiram determinar uma lei simplificada de comportamento mecânico ao corte com compressão para as juntas horizontais de assentamento que, de acordo com a expressão 4.15, toma a seguinte forma para os valores médios:

$$f_{vi} = 0{,}30 + 1{,}01 f_{pi} \tag{4.16}$$

Ou, alternativamente para valores característicos:

$$f_{vik} = 0{,}24 + 0{,}81 f_{pi} \tag{4.17}$$

Nas figuras seguintes (fig. 4.76 e 4.77) apresentam-se alguns exemplos da configuração de rotura observada nas juntas de assentamento horizontais dos provetes de alvenaria testados em laboratório.

De uma forma geral, para todos os níveis de pré-compressão desenvolveram-se fendas de rotura de forma bem definida ao longo de um plano paralelo às juntas horizontais, designadamente na zona de interface entre a camada de argamassa e as faces do bloco. Observou-se uma maior tendência em desenvolver planos de rotura na face cega do bloco destinada ao assentando das juntas de argamassa (fig. 4.77).

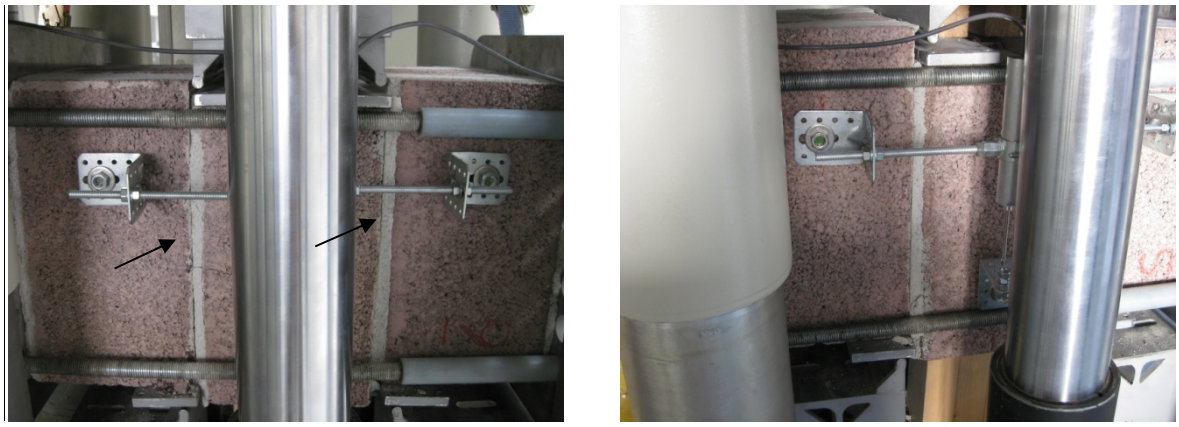


Fig. 4.76 - Exemplos da configuração de rotura nos provetes submetidos ao corte nas juntas horizontais

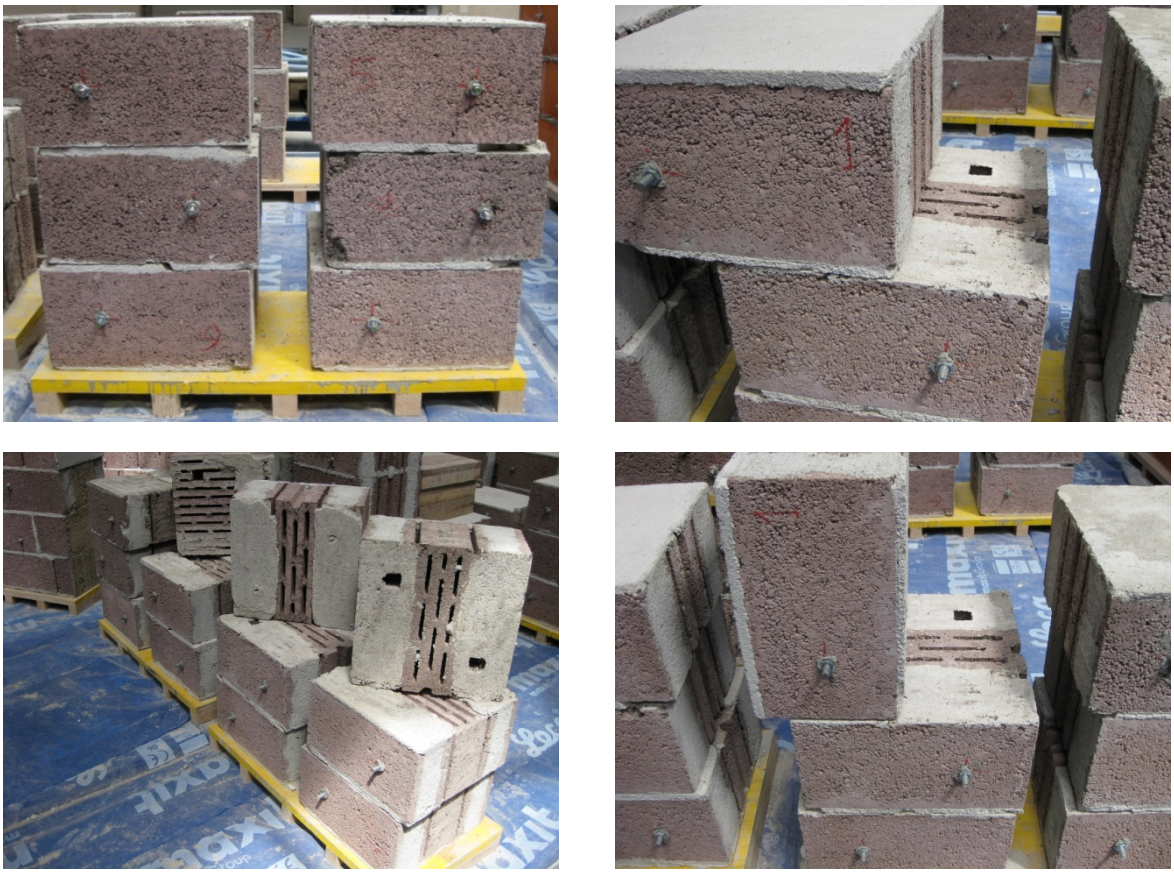


Fig. 4.77 - Aspectos sugestivos da rotura no plano das juntas horizontais na zona de interface entre a camada de argamassa e as faces do bloco

4.10.3.4. Pesagem dos provetes de alvenaria

No quadro 4.25 apresentam-se os resultados referentes às pesagens efectuadas em laboratório aos provetes de alvenaria de maior dimensão (provetes à compressão simples e diagonal) visando a determinação do peso volúmico aparente da alvenaria.

Quadro 4.25 - Determinação do peso volúmico aparente dos provetes de maior dimensão

Tipo de provete		Peso (kg)	Volume aparente (m^3)	peso volúmico aparente (kg/m3)			Peso aparente por m^2 de parede (kg/m^2)
				individual	média	C.V.(%)	
Compressão simples	referência (juntas verticais preenchidas)	128	0.147	873	871	1.0%	305
		130	0.150	864			
		133	0.151	883			
		129	0.149	865			
Compressão diagonal	referência (juntas verticais preenchidas)	208	0.228	913	895	1.8%	313
		204	0.228	893			
		200	0.229	874			
		205	0.228	901			
	juntas verticais secas	196	0.228	860	879	2.0%	308
		201	0.225	892			
		197	0.227	869			
		203	0.226	896			
	com reboco + juntas verticais preenchidas	235	0.247	950	939	2.2%	329
		233	0.255	915			
		238	0.248	961			
		232	0.249	931			

4.11. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

4.11.1 ENSAIOS AOS ELEMENTOS CONSTITUINTES

4.11.1.1. Blocos

A massa volúmica real do bloco, apresenta um valor bastante aproximado da massa volúmica do betão em estado seco. O valor obtido foi de 1150kg/m3 e permite classificar o betão [IPQ - NP EN 206 (2005)] como pertencente à classe 1.2 (massa volúmica em estado seco compreendida entre 1000 e 1200kg/m^3).

A resistência à compressão normalizada dos blocos com superfícies de cargas regularizadas mecanicamente possui um valor sensivelmente semelhante nas direcções de carga perpendicular e paralela às juntas horizontais de assentamento, apesar de se verificar uma pequena variação de cerca de 8%. Não é claro se esta semelhança estará associada à geometria interna e forma do bloco, dado que o betão é considerado um material anisotrópico.

Por outro lado, verificou-se uma diminuição da resistência normalizada na direcção de carga perpendicular às juntas horizontais de assentamento, designadamente quando os blocos são testados com as faces de aplicação de carga regularizadas com a interposição de uma camada de argamassa

descontínua. No entanto essa diminuição não é acentuada, cerca de 15% quando comparada com a resistência dos blocos com superfícies regularizadas mecanicamente.

Por outro lado, a variabilidade do nível de resistência à compressão nas duas direcções de carga é relativamente baixa (C.V. entre 11 e 14%), sendo a variabilidade maior no caso dos blocos testados na direcção de carga paralela às juntas horizontais de assentamento.

Na análise das curvas de resposta representativas dos ensaios realizados para as 2 direcções de carga à compressão, verificou-se que os blocos apresentam um comportamento ligeiramente distinto, principalmente para níveis de tensões (calculadas na área líquida dos blocos na direcção relevante) superiores a 40% da tensão máxima (fig. 4.78).

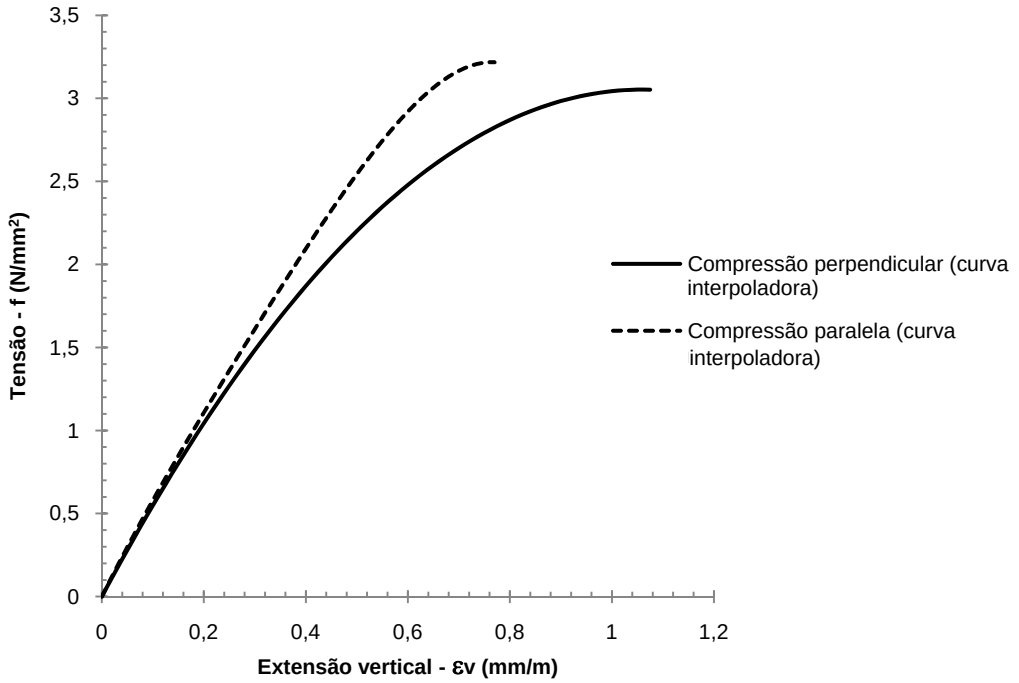


Fig. 4.78 - Diagrama comparativo das curvas experimentais interpoladoras dos blocos à compressão simples nas duas direcções de carga

Na direcção de carga paralela às juntas de assentamento, os blocos apresentam uma resistência ligeiramente superior, um comportamento tendencialmente mais frágil e uma não-linearidade menos acentuada do que na direcção perpendicular.

No entanto, para uma tensão até cerca de 40 % da tensão máxima, os blocos testados nas duas direcções de carga possuem uma rigidez semelhante (módulos de elasticidade determinados a partir da curva de regressão entre os 5100 a 5500N/mm^2). A partir desse ponto a rigidez dos blocos diminui, sendo mais acentuada no caso dos blocos testados com carga aplicada na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento.

A dispersão de resultados ao nível das tensões e das extensões em ambos os casos é baixa, dado que os factores de correlação das curvas interpoladoras são elevados (R^2=0,98). Por outro lado, também é baixa a variabilidade das tensões máximas (C.V. entre 4 a 5%) e respectivas extensões (C.V. entre 8 a 11%).
Os rácios calculados pela razão entre os valores obtidos na direcção de carga perpendicular e na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento para os valores médios das tensões máximas

(f), das respectivas extensões (ε) e dos módulos de elasticidade (E) estão representados no quadro 4.26.

Quadro 4.26 - Rácios entre valores médios obtidos na direcção de carga paralela e perpendicular para as principais características mecânicas dos blocos

Designação/referência	Rácios entre as características mecânicas (perpendicular/paralela)		
	$f_{\perp} / f_{//}$	$\varepsilon_{\perp} / \varepsilon_{//}$	$E_{\perp} / E_{//}$
Compressão perpendicular (⊥) / Compressão paralela (//)	0.92	1.49	0.93

Estes rácios indicam algumas diferenças nos blocos testados nas duas direcções, sendo a diferença mais acentuada no caso das extensões máximas. Os blocos testados na direcção paralela apresentam uma menor deformabilidade e maior resistência. Apesar de existirem algumas diferenças no comportamento mecânico dos blocos nas duas direcções de carga, podermos assumir que o bloco apresenta uma resposta não muito diferente nas duas direcções de carga, pelo menos até níveis próximos da tensão máxima.

Ao determinar uma curva interpoladora aos resultados dos blocos testados nas duas direcções, obtemos um factor de correlação que indica uma dispersão relativamente baixa em relação aos resultados experimentais (R^2=0,96). Assim, neste caso parece ser possível determinar uma curva experimental única, em regime uniaxial e até à tensão máxima, referente ao comportamento mecânico dos blocos à compressão nas duas direcções de carga (fig. 4.79).

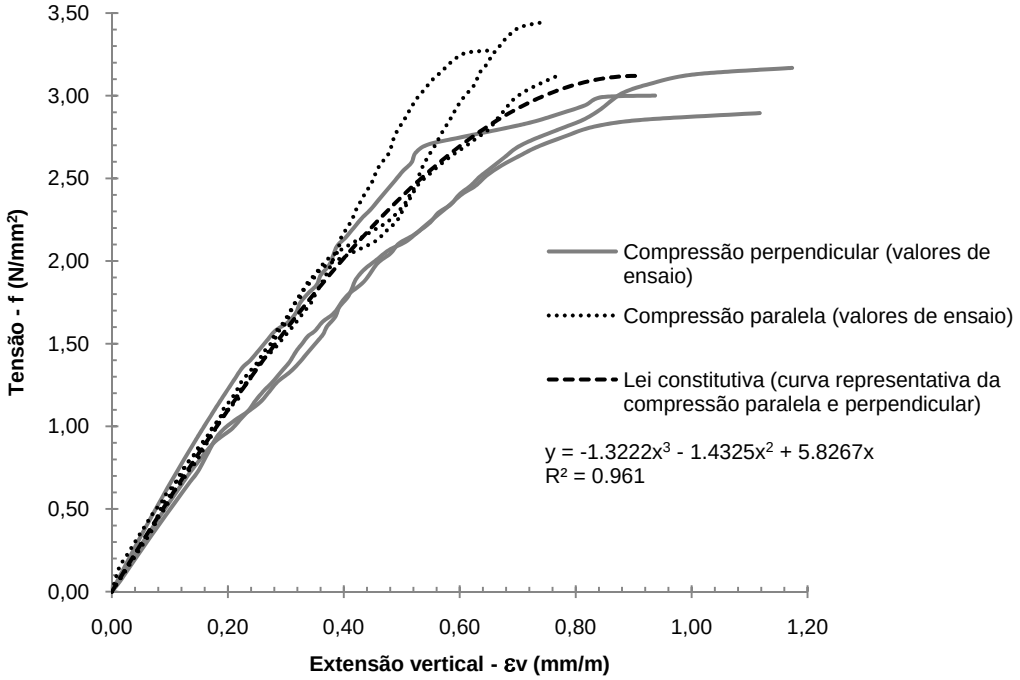


Fig. 4.79 - Diagrama com a curva representativa os blocos à compressão nas duas direcções de carga

As características mecânicas do betão constituinte dos blocos podem ser determinadas através da curva representativa dos blocos nas duas direcções de aplicação de carga (expressão interpoladora). No quadro 4.27 apresentam-se os valores determinados.

Quadro 4.27 - Valores das características mecânicas do bloco determinado através da expressão interpoladora dos resultados dos blocos nas duas direcções de carga

Tensão máxima (N/mm^2)	Extensão p/ tensão máxima (mm/m)	Módulo elasticidade (N/mm^2)	R^2
3.12	0.91	5427	0.96

Esta curva de resposta poderá constituir uma lei constitutiva aproximada para o betão leve constituinte dos blocos, embora se tenha presente que esta lei possa estar ser condicionada pela forma e geometria dos blocos e não pela capacidade resistente do betão.

Por outro lado, a estimativa do valor do módulo de elasticidade parece estar de acordo com valores indicados na bibliografia [CEB-FIP (1977) *in* Sousa, H. (1996)] em função da massa volúmica de betões leves (módulos de elasticidade entre 5000 e 8000N/mm^2 para massas volúmicas em estado seco entre 800 e 1200kg/m^3).

A estimativa do módulo de elasticidade a partir das relações conhecidas entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade para betões leves, indicadas no regulamento para estruturas de betão [CEN - EN 1992-1-1 (2004)], resultam em valores ligeiramente mais baixos: entre 3900 a 4600 N/mm^2, para uma resistência à compressão estimada das curvas interpoladoras de 3,12 N/mm^2 e massa volúmica compreendida entre 1100 e 1200kg/m^3).

A razão entre a deformação horizontal e a deformação vertical foi de 0,16. Este valor, obtido a partir das curvas de regressão aos ensaios em blocos testados na direcção perpendicular para o mesmo nível de tensão (40% da tensão máxima), parece ser uma boa estimativa para o coeficiente de Poisson do betão do bloco em estado não fissurado. O regulamento aplicável indica que este valor poderá ser tomado como 0,2 [CEN - EN 1992-1-1 (2004)]. São conhecidas variações no coeficiente Poisson para betões de agregados leves (argila expandida) entre 0,14 e 0,27 [Lourenço, J., *et al* (2004)].

Relativamente às formas de rotura, conforme referido nos resultados experimentais os blocos testados na direcção perpendicular apresentam uma tendência para abertura de fendas de rotura numa direcção sensivelmente horizontal.

Este tipo de rotura estará provavelmente associado ao efeito de confinamento gerado entre bloco e as placas de carga (forças tangenciais geradas por atrito) ou pelo esgotamento da capacidade resistente do betão dos blocos (esmagamento), efeito este eventualmente agravado por fenómenos locais de instabilidade dos septos, ou pela soma destes dois efeitos.

Por outro lado, os blocos testados na direcção paralela apresentam uma tendência para uma rotura mais frágil, aparentemente mais condicionada pelos efeitos de instabilidade dos septos às solicitações de compressão nessa direcção.

A resistência dos blocos poderá não só a estar ser influenciada pelos fenómenos de fractura, mas também pela anisotropia inerente aos materiais.

4.11.1.2. Argamassas de assentamento

A dispersão nos resultados da resistência à compressão e resistência à flexão da argamassa de assentamento são relativamente elevados, embora no caso da resistência à compressão essa dispersão seja mais elevada (em compressão C.V.=26,1%; em flexão C.V.=17,7%). De acordo com a norma de especificação relativa às argamassas para alvenaria [CEN-EN 998-2 (2003)], o valor médio da

resistência à compressão (f_m) obtido nos ensaios permite incluir a argamassa das juntas de assentamento na classe de resistência M10.

4.11.2. Ensaios Simplificados em Pequenos Elementos

4.11.2.1. Septos e cubos

No caso dos ensaios à compressão simples dos septos, não é possível concluir se existem ou não diferenças substanciais na resistência máxima nas entre as duas direcções de carga, dada a dispersão relativamente elevada entre os resultados individuais para uma mesma direcção de carga.

Analisando comparativamente os resultados dos provetes cúbicos e dos provetes dos septos dos blocos à compressão simples, a resposta inicial dos septos e dos cubos é muito semelhante até cerca dos 2 N/mm^2 (os módulos de elasticidade situam-se entre 1000 e 1100N/mm^2). Após este valor a resposta entre os 2 tipos de provetes é muito distinta. A tensão máxima dos septos é cerca de 1,7 vezes maior do que as do cubo. Em regime pós-pico, o comportamento dos septos apresentam uma resposta mais frágil e que tende mais cedo para um patamar de plasticidade com níveis de degradação de tensão mais elevados em relação aos cubos. A figura seguinte sugere o que atrás foi descrito, onde se representa um diagrama com as curvas de resposta representativas dos cubos e dos septos determinadas por regressão numérica (fig. 4.80).

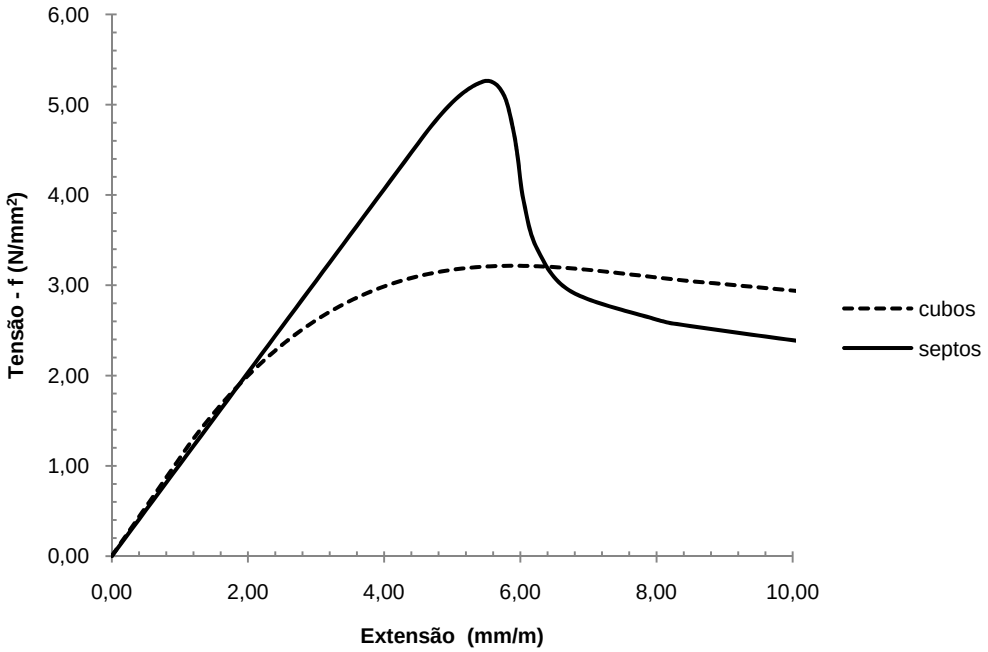


Fig. 4.80 - Diagrama com as curvas experimentais interpoladoras dos resultados dos septos e cubos de betão

As conhecidas formulações indicadas na regulamentação para determinar o módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do betão leve [CEN - EN 1992-1-1 (2004)], não se ajustam aos resultados experimentais dos septos ou dos cubos, uma vez que resultam em valores do módulo de elasticidade mais elevados. No caso dos septos a diferença é mais acentuada (módulos de elasticidade entre 4600 e 5500N/mm^2 para uma massa volúmica entre de 1100 e 1200kg/m^3 e resistência média à compressão de 5,5N/mm^2).

A dispersão verificada entre os resultados obtidos para os septos e para os cubos poderá estar relacionada com os seguintes factores:

- técnicas distintas de preparação das amostras de ensaio (diferentes técnicas de vibração)
- formas e dimensões distintas entres os provetes cúbicos e os septos (baixa relação entre a espessura do septos e a dimensão dos grãos de argila expandida; relações geométricas distintas entre as arestas dos provetes);
- forças de confinamento geradas na interface entre as placas de carga do sistema de ensaio à compressão e sua relação com as dimensões do provetes (os provetes mais pequenos apresentam maior sensibilidade às forças de confinamento);
- ajuste da superfície de carga dos septos ao sistema de ensaio (aspecto mais bem conseguido nos provetes cúbicos normalizados).

Estes factores não puderam ser minimizados neste caso conforme já explicado em 4.7.2. No entanto, os septos correspondem ao material efectivamente existente nos blocos, embora a dimensão dos provetes possa não ser a mais adequada. Por outro lado, a forma da curva de resposta dos septos parece aproximar-se mais das curvas de resposta conhecidas para betões leves (fig. 4.81).

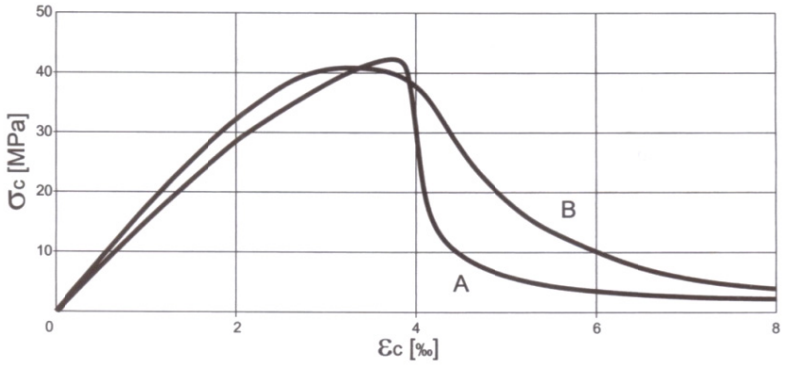


Fig. 4.81 - Exemplo da lei constitutiva à compressão simples dos betões leves com agregados de argila expandida [Neville, A. (1995) *in* Lourenço, J., *et al* (2004)]: curva A - apenas com agregados leves; curva - B com agregados leves e areia)

Relativamente aos ensaios à flexão dos septos, os valores obtidos estão dentro dos valores experimentais de resistência, entre 0,5 e 3,0N/mm^2, indicados por alguns investigadores [Cormon, P. (1973) *in* Sousa, H. (1996)]. Conhecem-se ainda alguns estudos experimentais realizados em betões leves, com composição e massa volúmica semelhante, dos quais resultaram valores médios entre 1,4 e 2,8N/mm^2 [Sousa, H. (1996) e Melo, A. (2000)]. Assumiu-se que o valor médio obtido nos ensaios (2 N/mm^2) seria um valor representativo da resistência à tracção por flexão do betão constituinte dos blocos.

4.11.2.2. Provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos

Os provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos, com e sem juntas contínuas, apresentam uma dispersão de resultados baixa ao nível das tensões e das extensões, já que os factores de correlação das curvas interpoladoras são elevados (R^2=0,98).

Relativamente aos valores máximos de tensão e extensão, a dispersão também é relativamente baixa, sendo maior no caso dos provetes com juntas descontínuas (para o valor médio da tensão de rotura C.V.=7,0% e respectiva extensão máxima C.V=13,8%).

A dispersão de valores de tensão/extensão entre as curvas de resposta individuais dos provetes testados tende a ser maior para níveis de tensão intermédios (entre 50% a 85% da tensão máxima aplicada), principalmente nos provetes com junta contínua.

Para facilitar a comparação entre o desempenho mecânico à compressão simples dos provetes de alvenaria com e sem junta descontínua, apresenta-se na figura seguinte um diagrama com as curvas experimentais interpoladoras (fig. 4.82).

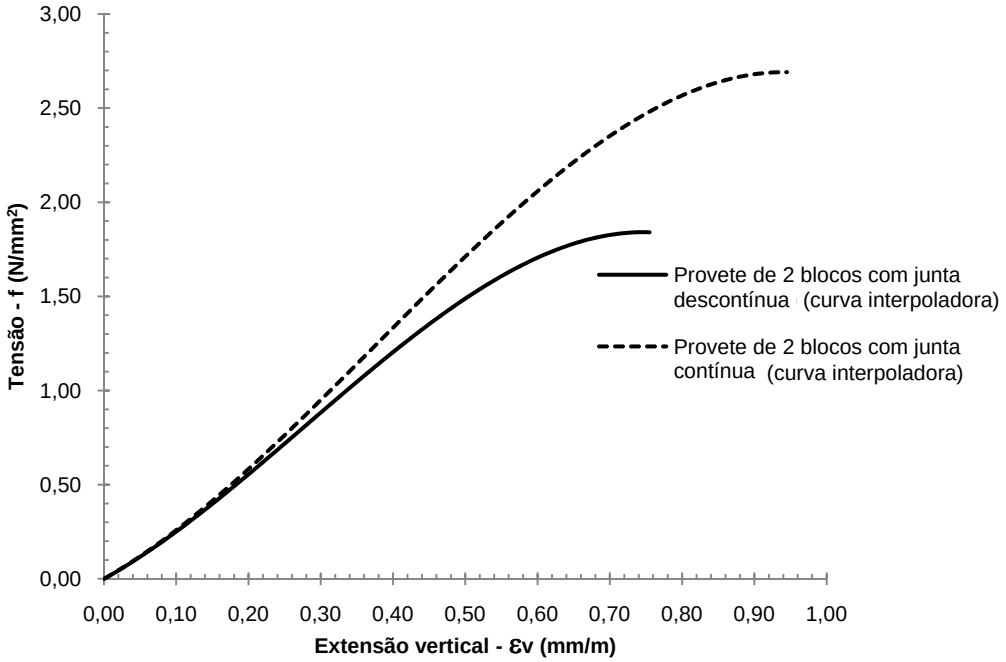


Fig. 4.82 - Diagrama com as curvas experimentais interpoladoras dos provetes de alvenaria com 2 blocos à compressão simples

Conforme de pode constatar, as curvas de resposta entre os provetes com juntas horizontais contínuas e descontínuas demonstram um comportamento distinto a partir de uma tensão de cerca de 1N/mm^2. Até este nível de tensão a rigidez não sofre praticamente alteração. Após esse ponto a dispersão entre as tensões e extensões aumenta progressivamente até à tensão máxima. Nesse nível de tensão existem diferenças significativas. No quadro 4.28 representa-se um esquema comparativo entre os rácios dos valores médios da resistência máxima (f), respectiva extensão (ε) e módulo de elasticidade (E) dos provetes com juntas horizontais descontínuas e contínuas.

Quadro 4.28 - Rácios entre os valores dos provetes c/ juntas horizontais descontínuas e contínuas para as principais características mecânicas dos provetes de alvenaria de 2 blocos

Designação/referência	Rácios entre as características mecânicas		
	f_{des} / f_{cont}	ε_{des} / ε_{cont}	E_{des} / E_{cont}
Junta descontínua (des.) / Junta contínua (cont.)	0.66	0.76	0.93

De acordo com os rácios indicados para as juntas descontínuas, verifica-se uma diminuição de 34% na resistência e de 24% na respectiva extensão. O módulo de elasticidade sofre um decréscimo de 7%.

Com base nesta análise pode-se concluir que a descontinuidade das juntas horizontais da alvenaria diminui a resistência e a deformabilidade da alvenaria à compressão, principalmente após regime elástico (cargas superiores a cerca de 1/3 da tensão máxima).

Convêm relembrar que, de acordo com o aparelho de alvenaria definido, a relação entre a largura total da junta horizontal argamassada e a largura da alvenaria (g/t) é de 0,69. Para relações menores, os efeitos referidos anteriormente no desempenho mecânico da alvenaria à compressão associados à utilização de juntas descontínuas serão maiores (diminuição da resistência e da deformabilidade). Este facto é suportado pela regulamentação aplicável às alvenarias, EC6 [CEN - EN 1996-1-1 (2005)], que prevê uma diminuição da resistência da alvenaria à compressão, e consequentemente da deformação (já que relaciona estas grandezas), em função da relação g/t.

Conforme indicado nos resultados experimentais, as configurações de rotura dos provetes apresentam formas semelhantes para os 2 casos de configuração de juntas. Verifica-se uma tendência para abertura de fendas sensivelmente a meia altura dos blocos, numa direcção próxima da horizontal e junto à zona de contacto com as placas de aplicação de carga. Verificou-se que os provetes com junta descontínua apresentam alguma tendência para fissurar os blocos sensivelmente na vertical, numa zona próxima das juntas descontínuas. De uma forma geral, as fendas na direcção horizontal aparentam ser mais pronunciadas nos provetes com juntas contínuas (provavelmente associado ao aumento das rigidez das juntas pelo facto destas serem contínuas).

A forma de rotura na horizontal poderá explicar-se pela conjunção de vários factores. Poderá estar associada ao efeito de confinamento dos pratos na superfície de carga, eventualmente agravada pela maior rigidez das juntas em relação ao blocos ou pelo esgotamento da capacidade resistente do betão (esmagamento do material), eventualmente associado a eventuais fenómenos locais de instabilidade dos septos que estão fortemente solicitados à compressão.

4.11.3. Ensaios em Paredes de Alvenaria

4.11.3.1. Resistência à compressão simples

Os resultados obtidos apresentam uma dispersão baixa ao nível das tensões e das extensões, dado que os factores de correlação das curvas interpoladoras são elevados (R^2=0,97). Relativamente aos valores da tensão máxima e respectiva extensão e módulo de elasticidade verificam-se baixas dispersões de resultados (respectivamente de 3,7%, 8,4% e 12,4%).

Analisando as curvas individuais de resposta dos provetes representadas na fig. 4.62, verifica-se que a dispersão aparenta ser maior para níveis intermédios de tensão (50% a 85% da tensão máxima aplicada).

Por outro lado, verifica-se que a resistência da alvenaria é mais baixa em relação à resistência do bloco. Este aspecto é coerente com os resultados experimentais conhecidos de outros estudos [Hurez, M. (1986) e Sousa, H. (1996)]. Neste caso, o valor da resistência à compressão da alvenaria é cerca de 80% do valor da resistência à compressão do bloco (considerando o bloco testado com faces regularizadas com uma camada descontínua argamassa).

Os valores estimados do módulo de elasticidade (E) e resistência característica à compressão (f_k), calculados de acordo com metodologia regulamentar aplicável às alvenarias, EC6 [CEN - EN 1996-1-1 (2005)], são os seguintes:

$f_k = K.\ f_b^{\alpha}.f_m^{\beta} = 1{,}62 N/mm^2$

$E / f_k = K_E. = 1000$

α=0,70 e β=0,30 (coeficientes referidos no EC6), K=0,45 (unidades de betão do grupo 2 e argamassa de agregados leves), f_b=2,2N/mm^2 (valor para blocos testados com regularização descontinua da superfície de carga com argamassa) e f_m = 11,45 N/mm^2

Considerando os valores experimentais ($f_{k,exp}$ e E_{exp}) temos os seguintes rácios:

$f_k / f_{k,exp} = 1{,}11$

$K_{E,exp} = E_{exp} / f_{k,exp} = 2212$

Com $f_{k,exp} = f /1{,}2$ (estimativa do acordo com a norma de ensaio EN 1052-1) e E_{exp}=3245N/mm^2), sendo f = 1,76N/mm^2 (média dos valores experimentais)

Para o tipo de alvenaria em estudo, verifica-se que a resistência à compressão simples estimada de acordo com a expressão do EC6 parece ajustar-se bem aos resultados experimentais, embora exista uma ligeira diferença de 11% que sobrestima essa resistência. Em relação ao módulo de elasticidade, verifica-se que a diferença é significativa quando se comparam os valores do factor K_E. Esta diferença poderá ser explicada pelo facto das expressões de referência indicadas no EC6 serem de carácter empírico i.e., resultarem de um ajuste feito a um conjunto de dados experimentais em alvenarias com um determinado conjunto de especificações construtivas [Sousa., H. (1996)], podendo verificar-se uma certa inadequação dessas expressões em relação a um conjunto específico de resultados experimentais.

No entanto, sublinha-se que o EC6 indica que as características mecânicas da alvenaria devem ser obtidas experimentalmente de acordo com as respectivas normas de ensaio e que, no caso de ausência de resultados experimentais, poderão ser utilizadas as expressões indicadas no regulamento. Note-se que as expressões regulamentares podem ser calibradas de acordo com os resultados obtidos experimentalmente, conforme indicado pelo EC6. Para o caso em estudo, as expressões calibradas para o cálculo de f_k e K_E de acordo com resultados experimentais seriam dadas considerando respectivamente: α=0,750, β=0,242 e K=0,45 e K_E = 2212.

Conforme já referido nos resultados experimentais relativamente à configuração de rotura, os provetes evidenciaram um tipo de rotura semelhante ao provetes com 2 blocos. Apresentam uma tendência para abertura de fendas numa direcção sensivelmente horizontal, a meia altura dos blocos localizados nas fiadas de topo (próximas da zona de interacção com as placas de aplicação de carga), e numa direcção sensivelmente vertical, próxima das juntas descontínuas, na face relativa à espessura dos provetes.

Este fenómeno de abertura de fendas na vertical, provavelmente estará associado à maior capacidade das juntas em se deformarem na direcção da espessura do provete, provocando a fissuração dos blocos por tracção nesses locais, eventualmente associado a esforços de corte gerados na zona de descontinuidade da junta. Por outro lado, julga-se que o aparecimento destas fissuras nos blocos localizadas numa zona mais próxima das juntas se assentamento é um sinal que as juntas, apesar de descontínuas, possuem uma rigidez transversal superior em relação à rigidez transversal do bloco. Quando as juntas são mais deformáveis que os blocos é esperado que a fissuração surja sensivelmente a meio da espessura do bloco,i.e., na zona de descontinuidade formada pelas juntas [ver fig. 2.30 e 2.31].

4.11.3.2. Resistência ao corte (via compressão diagonal)

Na análise dos resultados numéricos e das curvas individuais de resposta dos provetes de ensaio, pode-se afirmar que duma forma geral a dispersão de resultados é relativamente baixa para os três tipos de provetes.

Verifica-se que os factores de correlação (R^2) das curvas interpoladoras situam-se entre 0,95 e 0,98. Os coeficientes de variação (C.V.) das tensões máximas variam entre 4 e 5%, das extensões entre 12 e 27% e dos módulos de distorção elásticos entre 11 e 19%. A maior variabilidade verifica-se nas extensões máximas e nas curvas individuais de resposta dos provetes com juntas verticais secas.

Para facilitar a comparação do comportamento mecânico ao corte entre as 3 séries de provetes testadas, apresentam-se na figura seguinte (fig. 4.83) as curvas representativas da resposta tensão (τ) - distorção (γ) determinadas por regressão numérica aos valores experimentais (curvas interpoladoras).

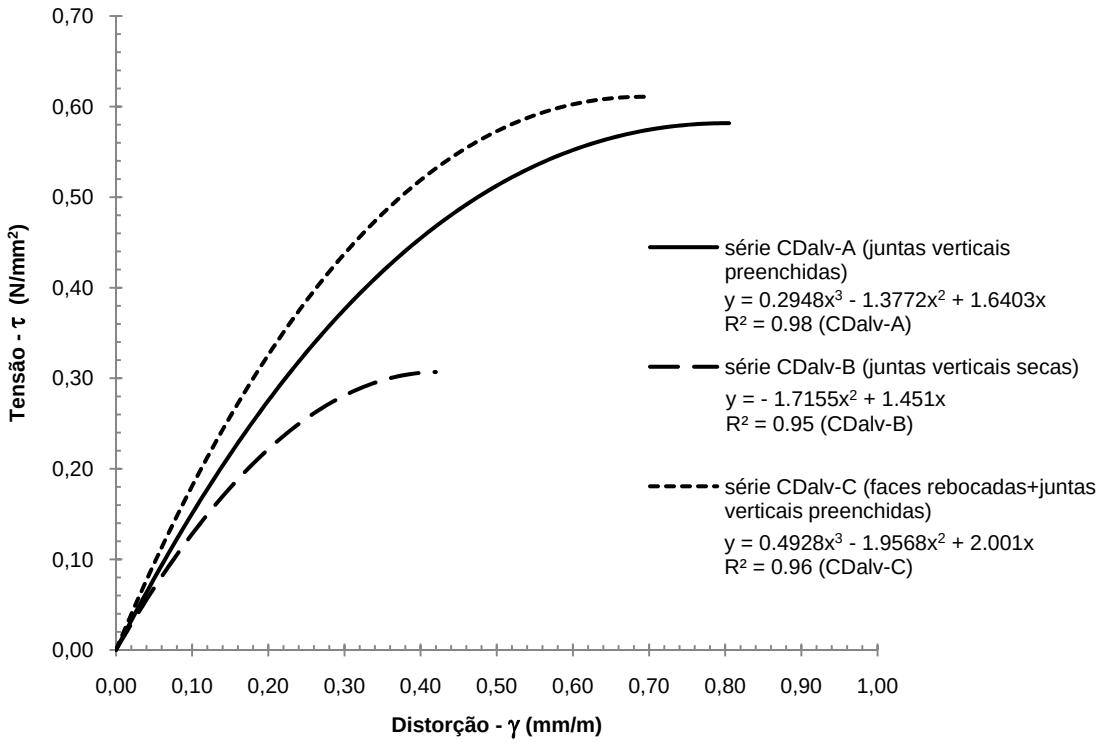


Fig. 4.83 - Diagrama com as curvas experimentais representativas da resposta ao corte para cada série de provetes testados em laboratório

Conforme se pode constatar pelo diagrama anterior, as curvas de resposta entre os provetes com juntas verticais preenchidas com argamassa e os provetes com juntas verticais secas demonstram ser muito distintas para níveis de tensão superiores a 0,14N/mm^2, verificando-se a partir desse nível um decréscimo mais acentuado da rigidez e das tensões de corte nos provetes com juntas verticais secas.

A influência do revestimento não armado (reboco aplicado nas 2 faces dos provetes e realizado com argamassa da classe de resistência M10) no comportamento mecânico dos provetes não é evidente, embora pareça reflectir-se num ligeiro incremento da tensão máxima de corte, da rigidez para um nível de tensão superior a 30% da tensão máxima e num pequeno decréscimo na distorção máxima. Em relação à rigidez elástica parece existir uma ligeira alteração em todas as séries de provetes testados.

Os aspectos mencionados anteriormente na análise das curvas de resposta podem ser constatados pela comparação entre os rácios das tensões (τ), distorções máximas (γ) e módulos de distorção elásticos (G) expressos no quadro 4.29 para as diferentes séries testadas. Os rácios foram determinados através das curvas interpoladoras, tendo como base de comparação os provetes com juntas verticais preenchidas (série de referência).

Quadro.4.29 - Rácios das principais características mecânicas associadas à resistência ao corte para cada série de provetes testados em laboratório (provetes de referência como base de comparação)

Designação/ referência		Rácios entre as características mecânicas		
		τ_{BC} / τ_{ref}	γ_{BC} / γ_{ref}	G_{BC} / G_{ref}
Junta vertical preenchida	Ref.	-	-	-
Junta vertical secas	BC	0.53	0.51	1.15
Com reboco + junta vertical preenchida.		1.04	0.86	1.23

Conforme se pode constatar, os rácios indicam que utilização de juntas secas provoca uma redução significativa (cerca de metade) da resistência máxima ao corte e da extensão correspondente. Estes factos indicam que a utilização de juntas verticais secas torna o comportamento mais frágil e penaliza a resistência ao corte da alvenaria. Estes factos são coerentes com a generalidade dos estudos experimentais conhecidos para determinar a influência do preenchimento, ou não, das juntas verticais no comportamento ao corte da alvenaria, conforme referido no ponto 2.3.4.

Por outro lado, convêm relembrar que as juntas verticais preenchidas foram realizadas de acordo com o aparelho de alvenaria estabelecido para o sistema (representam 40% da largura do bloco). Provavelmente esta diferença agravar-se-ia se a comparação fosse feita com provetes com juntas verticais totalmente preenchidas na largura do bloco.

Em relação à influência do reboco no desempenho mecânico ao corte, esta parece não ser tão evidente. Verifica-se um ligeiro aumento na resistência máxima ao corte (4%), uma redução da respectiva extensão (14%) e um aumento do módulo de distorção elástico (23%).

A diferença ao nível do módulo de distorção elástico poderá ser explicada pela contribuição da rigidez do reboco na rigidez global da alvenaria em regime elástico. No entanto essa contribuição diminui em regimes de carga mais elevadas dada a maior fragilidade da argamassa do reboco em relação à alvenaria no tosco para esses níveis de carga.

Por outro lado, a pequena diferença verificada na resistência ao corte poderá ser explicada pela fragilidade da argamassa do reboco i.e., trata-se de um reboco simples não armado com uma resistência moderada, menos resistente do que rebocos armados, especialmente em regimes mais próximos da rotura (por exemplo, constituídos com argamassas de maior resistência e reforçadas com malhas de aço).

Conhece-se que a utilização de revestimentos armados ou não armados influencia o desempenho ao corte, conforme evidenciado nos estudos experimentais referidos no ponto 2.3.5. Os resultados desses estudos evidenciam que a utilização de rebocos armados pode aumentar significativamente a resistência e a capacidade global de deformação das paredes solicitadas ao corte. A influência é menos significativa com a utilização de revestimentos não armados.

Relativamente às configurações de rotura, duma forma geral os provetes abriram fendas na direcção sensivelmente paralela à aplicação de carga (direcção da diagonal). Este tipo de rotura é mais evidente nos provetes com as faces rebocadas.

Nos provetes **sem** faces rebocadas o caminho da abertura de fendas segue uma direcção segundo um plano paralelo e perpendicular às juntas de assentamento horizontais ao longo da diagonal.

Este facto evidencia que para o caso em estudo, a rotura é mais condicionada pela resistência das juntas de assentamento do que pela resistência dos blocos e que se deve a uma rotura por corte (deslizamento ao longo de um plano paralelo à interface entre a camada de argamassa e o bloco) e, em certos pontos, por concentração de esforços nas juntas horizontais em zonas próximas das juntas verticais (esses locais constituem pontos de fragilidade - ver fig. 4.70).

No caso do provetes sem juntas verticais preenchidas este tipo de rotura é mais evidente, provocando nesta série de provetes um comportamento mais frágil e menos resistente. Verifica-se a tendência dos provetes com juntas verticais secas em se separem em 2 partes de forma repentina.

Sublinha-se que a rotura verificada ao longo do plano das juntas horizontais de assentamento dá-se duma forma geral por deslizamento entre a camada de argamassa e a face cega do bloco destinada ao assentamento da argamassa, constituindo um caminho preferencial para a abertura de fendas em situação de rotura. Este facto parece indicar que as faces cegas existentes nos blocos parecem condicionar a aderência bloco-junta.

Verificou-se em alguns provetes a existência de danos localizadas acentuados nos pontos de aplicação de carga (blocos existentes nos cantos dos provetes), especialmente nos blocos situados na placa de reacção (placa oposta à placa que possui o actuador que aplica a carga). Este fenómeno poderá ser explicado pela fragilização causada pelo cortes realizados aos blocos (os blocos localizados nas extremidades dos provetes ficaram mais curtos e com menos septos transversais) que, associado ao facto de nesses locais existir uma maior concentração de tensões (zona de aplicação de carga), provocou danos mais acentuados nesses locais.

Em experiências futuras poderá ser necessário reforçar os blocos nesses locais de forma mais eficiente, por exemplo reforçando os blocos dos cantos com argamassa, especialmente se o bloco for frágil. Esta técnica de ensaio terá sido realizada por alguns por alguns investigadores de forma a não comprometer os resultados dos ensaios [Carvalho, F. (1990)]. Por outro lado, parece evidenciar-se que as zonas dos cantos em paredes reais poderão constituir um ponto de fragilidade considerável e que pode ser necessário reforçar em certas situações (por exemplo, no caso de alvenaria confinada por elementos de betão ou de aço e em alvenarias de enchimento).

Por último, sublinha-se que a razão entre os valores médios do módulo de distorção elástico e o módulo de elasticidade (G/E) determinado experimentalmente é de 0,39 (cálculo efectuado na área bruta dos provetes para uma tensão igual a 1/3 da tensão máxima aplicada). Esta razão é praticamente igual ao valor determinado pela expressão regulamentar do EC6 (G/E=0,4). No entanto, conforme visto em 4.11.3.2 (através factor K_E.), existe uma diferença significativa entre o módulo de elasticidade experimental e o módulo estimado pela metodologia do EC6. Este facto implica que o valor do módulo de distorção (G) seja também muito diferente quando determinado pelas 2 vias (experimental e EC6).

4.11.3.3. Resistência ao corte nas juntas horizontais de assentamento

As dispersões de resultados para os valores máximos da tensão ao corte e respectivas extensões máximas são relativamente baixas para os 3 níveis de pré-compressão (C.V. entre 7 a 13% para a tensão ao corte e C.V. entre 10 a 18% para as respectivas extensões).

Relativamente ao valor de resistência inicial ao corte, ou aderência ao corte, o valor característico determinado nos ensaios (f_{vok}= 0,24N/mm^2) é superior aos valores de referência indicados no EC6 para alvenarias com unidades de betão e argamassas de agregados leves (f_{vok}= 0,15N/mm^2). Este facto favorece a resistência da alvenaria quando solicitada ao corte.

O coeficiente de atrito característico obtido é elevado (μ_k= tan(α_k)= 0,81), facto que favorece a resistência da alvenaria solicitada simultaneamente solicitada ao corte e à compressão . Este valor é tomado igual a 0,4 no EC6, penalizando neste caso a resistência ao corte.

O EC6 remete a caracterização da resistência característica ao corte (f_{vk}) através de ensaios normalizados [IPQ-NP EN 1052-3 (2005)], ou, alternativamente, na utilização de um formulário específico quando não existem dados disponíveis de ensaio. No caso em estudo pode verificar-se que a resistência ao corte característica (f_{vk}) nas juntas horizontais de assentamento poderia ser calculada da seguinte forma:

- de acordo com o EC6 para alvenarias com juntas horizontais descontínuas:
  $f_{vk,EC6} = g/t.f_{vok}+0,4.\sigma_d$

  com f_{vok}=0,15 N/mm^2, g/t=0,69 a razão entre a espessura total das juntas e espessura do bloco e σ_d o nível de tensão à compressão na junta de assentamento, resulta em:

  $f_{vk,EC6}$=0,10+0,4.σ_d
- de acordo com os valores experimentais (expressão 4.17):
  $f_{vk,exp}$= 0,24+0,81.f_{pi}

Comparando as duas expressões verificamos que o EC6 considera um valor da resistência ao corte muito conservativo em relação ao valor determinado experimentalmente. Esta constatação é coincidente com as conclusões indicadas um trabalho experimental análogo indicado em 2.2.4.2 [Dias, J. (2007)].

Julga-se que o valor da resistência ao corte obtido por via experimental é superior devido à melhor compatibilidade de ligação entre o betão dos blocos e a argamassa das juntas (ambos os materiais são realizados com cimento e agregados de argila expandida) e à elevada rugosidade existente na superfície de assentamento dos blocos, criada pela matriz semi-cavernosa do betão (vazios ou sulcos que favorecem a penetração da argamassa nos blocos, melhorando a interligação entre os blocos e as juntas).

No entanto se considerarmos a teoria de Mann e Müller [Mann, W., Müller, H. (1976)] aplicável a paredes de alvenaria de maior escala (ver em 2.2.4.2), há lugar a uma redução do coeficiente de atrito e da resistência inicial ao corte (aderência). Aplicando a teoria no caso em estudo, a redução destas duas grandezas é de cerca de 53%, resultando num coeficiente de atrito e numa resistência inicial ao corte de 0,43 e de 0,13N/mm^2 (valores característicos), respectivamente. Estes valores são muito próximos dos valores considerados pela metodologia do EC6 para alvenaria com juntas descontínuas (f_{vok}=0,10 N/mm^2 e μ_k=0,4).

No entanto, não se sabe em concreto se o EC6 considerou ou não, na sua formulação do modelo de comportamento ao corte, os conceitos de base estabelecidos pela teoria de Mann e Müller ou eventualmente outro conceito, pelo que não é possível efectuar uma comparação sustentada.

Relativamente à forma de rotura, esta deu-se, duma forma geral e para os 3 níveis de pré-compressão testados, num plano paralelo às juntas horizontais de assentamento, designadamente na zona de interface entre a argamassa e o bloco na face cega destinada ao assentamento. Este facto indica que, aparentemente, o imbricamento da argamassa na perfuração da face oposta dos blocos (causada pelo assentamento destes na argamassa fresca) favorece a resistência ao corte nessa face. Por outro lado, a existência no bloco de uma face cega destinada ao assentamento parece provocar um plano de maior fragilidade nas juntas solicitadas ao corte, tal como verificado nos provetes testados ao corte por via da compressão diagonal.

Por último, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios ao corte, o aparelho de alvenaria e materiais utilizados nas juntas de assentamento da alvenaria parecem demonstrar serem adequados sob o ponto de vista do desempenho mecânico, uma vez que revelaram possuir características mecânicas superiores aos valores de referência indicados pela regulamentação aplicável.

4.11.4. Análise Comparativa entre Ensaios de Provetes de Alvenaria à Compressão Simples

Para facilitar a comparação entre o desempenho mecânico à compressão simples entre os provetes de alvenaria normalizados e os provetes de alvenaria constituídos por 2 blocos, ambos realizados com juntas de assentamento horizontais descontínuas, representa-se na figura 4.84 um diagrama com as curvas experimentais dos 2 tipos de provetes determinadas por regressão numérica (curvas interpoladoras).

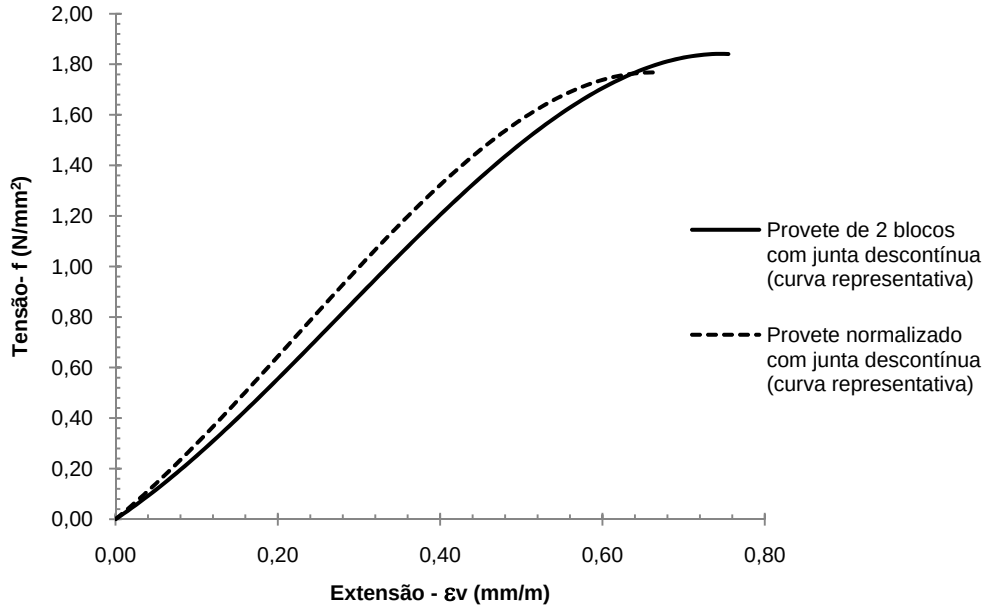


Fig. 4.84 - Diagrama comparativo com as curvas experimentais representativas dos provetes de alvenaria normalizados e dos provetes com 2 blocos à compressão simples

Conforme se pode verificar, as curvas de resposta dos provetes de alvenaria com 2 blocos e provetes normalizados são sensivelmente iguais em toda a história de carregamento, em termos de rigidez, tensões e extensões. Existem algumas pequenas diferenças que podem ser constatadas pelos rácios dos valores médios de tensões máximas (f) e respectivas extensões (ε) e dos módulos de elasticidade (E) expressos no quadro 4.30, entre os provetes de 2 blocos e provetes normalizados

Quadro. 4.30 - Rácios das principais características mecânicas dos provetes de alvenaria testados à compressão simples em laboratório (provetes normalizados como base de comparação)

Designação/referência	Rácios entre as características mecânicas		
	f_{2b} / f_{nor}	$\varepsilon_{2b} / \varepsilon_{nor}$	E_{2b} / E_{nor}
Provete com 2 blocos (2b)	1.01	1.01	0.96
Provete normalizado (nor.)			

Perante esta análise, concluiu-se que para o caso em estudo a utilização de provetes de alvenaria constituídos com 2 blocos parece ser um meio viável para aferir experimentalmente as características mecânicas da alvenaria à compressão simples de amostras maiores (provetes de alvenaria normalizados).

Os provetes constituídos por 2 blocos apresentam no entanto algumas desvantagens que podem traduzir diferenças no comportamento efectivo das paredes, designadamente na avaliação real da influência do aparelho de assentamento e das juntas verticais [Sousa, H. (1996)], ao contrário dos provetes normalizados de maiores dimensões construídos de acordo com norma de ensaio NP EN 1052-1, já que nessa situação os provetes aproximam-se mais das paredes construídas à escala real.

Por outro lado, de acordo com a normalização americana [ASTM C1314 (2007)], é possível caracterizar o comportamento da alvenaria à compressão simples através da realização de ensaios em provetes de alvenaria do tipo "stackbond" constituídos por 2 blocos (não existe norma de ensaio europeia para este tipo de provete), desde que estes sejam perfurados. Não se teve acesso ao texto integral da norma pelo se desconhece em concreto as técnicas específicas de ensaio.

De acordo com estudos experimentais realizados por alguns autores [Drysdale, R., e Hamid, A. (1979) *in* Juste, A. (2001)], a utilização de provetes de ensaio com 2 blocos sobrestima a resistência à compressão simples da alvenaria devido ao efeito de confinamento das placas de carga, sendo sugerido no mínimo a utilização de provetes com 3 blocos para estudos experimentais.

Julga-se que a utilização deste tipo de provete pela normalização americana constitui um limite prático justificado por questões associadas ao manuseio de provetes de maior dimensão e à adaptação do equipamento de ensaio aos provetes de ensaios, especialmente durante o processo de controlo de qualidade da resistência da alvenaria.

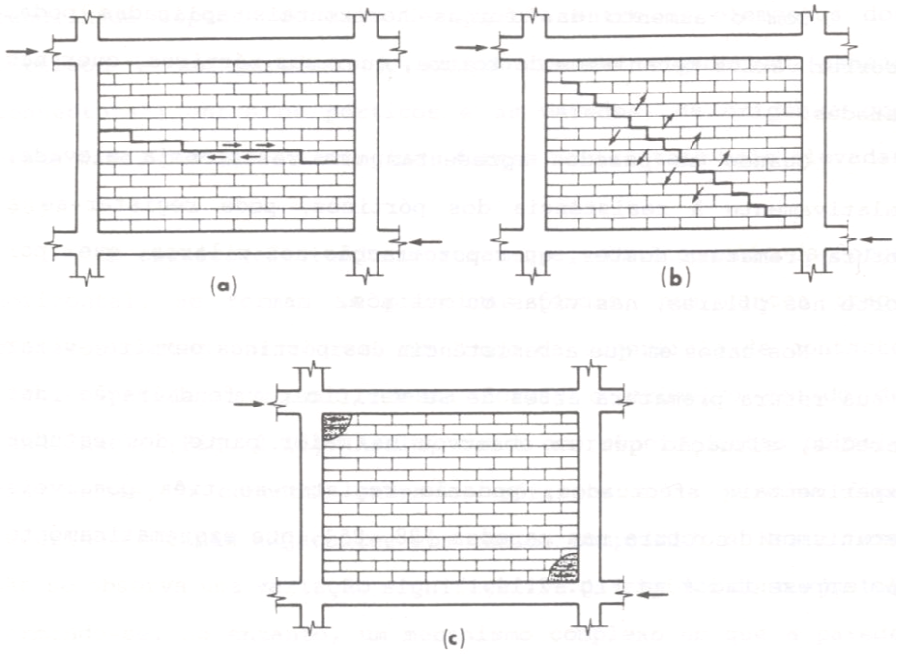
No entanto, se nos basearmos na semelhança verificada entre os resultados das características mecânicas para os 2 tipos de provetes (ambos realizados com juntas descontínuas - ver fig. 4.84), pensa-se que os resultados obtidos para os provetes de 2 blocos construídos com juntas contínuas poderão constituir uma previsão razoável do comportamento mecânico de provetes de maiores dimensões com junta contínua (ver fig. 4.58).

Por outro lado, as formas de rotura entre os dois tipos de provetes são semelhantes, conforme já analisado nos pontos respectivos anteriores, embora pareça existir uma tendência para surgirem danos localizados mais acentuados nos provetes mais pequenos (com 2 blocos) e que podem dificultar a análise e conclusões que se podem retirar. Pensa-se no entanto que será necessária a realização de um número maior de testes para suportar melhor estas conclusões e que a extrapolação para outras situações terá que ser analisada cuidadosamente caso a caso.

4.11.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ENSAIOS AO CORTE NOS PROVETES DE ALVENARIA

Julga-se que a análise comparativa entre os resultados dos 2 tipos de ensaio realizados ao corte seja complexa de se realizar, uma vez que as técnicas e os objectivos dos ensaios são distintos. As técnicas de ensaio induzem nos provetes mecanismos de fractura distintos e que são passíveis de acontecer nas paredes à escala real de forma simultânea ou não, designadamente (fig. 4.85):

- O ensaio europeu [CEN - NP EN 1052-3 (2005)] procura induzir nos provetes um mecanismo de rotura ao corte por atrito nas juntas horizontais de assentamento (deslizamento friccional dada pela rotura entre as interfaces bloco/junta ou entre junta/junta) com um determinado nível de pré-compressão bem definido (este ensaio permite determinar a coesão e coeficiente de atrito);
- O ensaio americano [ASTM E 519 (2002)] procura induzir nos provetes um mecanismo de rotura por tracção com fendilhação sensivelmente paralela à diagonal comprimida (este ensaio permite determinar a resistência ao corte da alvenaria sem qualquer nível de pré-compressão).



a) Rotura por corte com deslizamento na interface dos elementos
b) Rotura por tracção com fendilhação paralela à diagonal comprimida
c) Esmagamento localizado nos cantos

Fig. 4.85 - Exemplos esquemáticos de possíveis mecanismos de rotura evidenciados em testes em paredes reais de alvenaria solicitados ao corte no seu plano [Pires, F. (1990)]

Tendo como base a figura 4.85, comenta-se que, de acordo com estudos experimentais realizados por alguns investigadores [Priestley, M. (1980) *in* Pires, F. (1990)], em situações de paredes reais confinadas em estruturas resistentes solicitadas ao corte, os mecanismos de rotura indicados na figura 4.86 (a) e 4.86 (b) podem ocorrer sequencialmente. O mecanismo indicado em (a) pode ocorrer em primeiro lugar devido à menor resistência na interface dos elementos (bloco-junta), seguindo-se o mecanismo de rotura indicado em (b) por fendilhação da diagonal comprimida.

Sob o ponto de vista da versatilidade, o ensaio americano [ASTM E 519 (2002)] permite avaliar diversos aspectos relacionados com a influência do aparelho de alvenaria no comportamento mecânico às solicitações ao corte no plano das paredes de alvenaria, como por exemplo, o desfasamento no assentamento e o preenchimento, ou não, das juntas verticais com argamassa, a influência de várias soluções para revestimentos armados e não armados (soluções armadas para reforço de paredes de alvenaria), a qualidade de execução global da parede de alvenaria, entre outras.

Estes aspectos não são possíveis de avaliar no ensaio europeu [CEN - NP EN 1052-3 (2005)] devido à configuração geométrica dos provetes (provetes pequenos sem juntas verticais) e ao princípio do ensaio (são aplicados esforços de compressão e de corte nos provetes para determinar a coesão e o ângulo de atrito interno nas juntas horizontais de assentamento).

No entanto, a execução dos provetes em laboratório de acordo com norma americana é dispendiosa e difícil em diversos aspectos. São provetes com dimensões e peso relativamente elevados (provetes com dimensões normalizadas de 120 cm da largura por 120 cm de comprimento), dificultando o seu manuseio em laboratório, e que necessitam de equipamento de ensaio com dimensões apreciáveis e instrumentação específica.

No entanto, parece útil utilizar os 2 métodos de análise para balizar a resistência ao corte e a forma de rotura mais condicionante para um determinado nível solicitação e para uma determinada solução construtiva de paredes de alvenaria.

4.12 CONCLUSÕES GERAIS

Duma forma geral, a dispersão de resultados ao nível das resistências e curvas de resposta resultantes dos ensaios realizados às alvenarias e seus elementos é relativamente baixa, pelo que se considera representativa a caracterização mecânica realizada.

Existem pequenas diferenças entre os resultados das médias das grandezas medidas experimentalmente e as grandezas determinadas pelas curvas interpoladoras. Estas diferenças, para factores de correlação considerados aceitáveis ($R^2 > 0,90$), não são muito significativas e devem-se essencialmente ao ajuste numérico das expressões de regressão à dispersão de um conjunto alargado de valores experimentais e não apenas a um conjunto pontual de dados num dado instante (média do valor máximo de resistência ou da deformação, por exemplo).

Em relação às características dos elementos, apesar de resultarem de uma produção experimental e de necessitar de alguns pequenos ajustes, designadamente para melhorar ligeiramente a resistência à compressão do bloco na direcção perpendicular, considera-se que os elementos são adequados à utilização em paredes de alvenaria com função estrutural, já que parecem estar de acordo com as exigências mecânicas estabelecidas para os blocos e argamassa pelo EC6 e EC8. Detalhando a análise sob ponto de vista das exigências aplicáveis aos blocos, a resistência à compressão obtida nas duas direcções de carga está situada perto dos 3 N/mm^2 (especificado como valor mínimo a respeitar no documento nacional de aplicação do EC8, a regularidade geométrica dentro das tolerâncias admissíveis (desvios dimensionais inferiores a +3 e -5 mm em todas as dimensões), a espessura elevada que a unidade confere à parede (superior a 150 mm) e a baixa percentagem de vazios dos blocos (cerca de 26%), permitem concluir que o bloco é robusto e adequado para utilização de paredes com requisitos estruturais. Sublinha-se que os aspectos associados à geometria e robustez dos blocos são os que mais influenciam o comportamento da alvenaria, dado que normalmente este elemento tem mais expressão nas paredes. Por outro lado, a resistência da argamassa está de acordo com a

resistência mínima considerada adequada pela regulamentação (resistências mínimas de 5 e 10 N/mm^2, dependendo da sua utilização em alvenaria simples ou armada)

Relativamente à resposta dos blocos nas 2 direcções de carga à compressão, estes possuem um comportamento um pouco distinto, sendo menos resistentes e mais deformáveis no caso da carga aplicada na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento. Apesar disso, conforme já analisado, as diferenças não são significativas, especialmente ao nível da rigidez elástica e resistência última.

Relativamente aos ensaios aos septos, designadamente nos ensaios à compressão simples, constata-se uma forte dispersão entre as características de deformabilidade e de resistência máxima quando comparado com os testes realizados os blocos, embora as curvas de resposta ate à tensão máxima tenham formas sensivelmente semelhantes. Estas diferenças estarão provavelmente associadas à forma, dimensões e técnicas de ensaio distintas utilizadas nos provetes testados.

Por outro lado, perante a dispersão dos resultados experimentais obtidos nos septos e nos cubos de betão, provavelmente as técnicas de ensaio e provetes utilizados não serão um bom método para caracterizar adequadamente a lei constitutiva do betão dos blocos.

No entanto, apesar das diferenças encontradas entre os septos, cubos e blocos ao nível das características mecânicas, julga-se que a configuração das curvas de resposta em regime pós tensão máxima obtida para os septos não será muito distinta da dos blocos, uma vez que os septos fazem parte constituinte do bloco. Por outro lado, a forma das curvas de resposta obtidas para os septos aproximam-se mais das curvas conhecidas para o betão leve do que as obtidas a partir do cubo.

Sublinha-se que o módulo de elasticidade retirado dos ensaios aos blocos, ajusta-se razoavelmente aos módulos de elasticidade determinados pela normalização aplicável aos betões leves [CEN - EN 1992-1-1 (2004)].

Pensa-se ser possível, dependendo da geometria dos blocos e da adequação dos aparelhos de medição das deformações utilizados, a aferição das propriedades mecânicas do material constituinte dos blocos de alvenaria à compressão a partir de ensaios ao próprio bloco. Este aspecto poderá trazer vantagens sob o ponto de vista da representabilidade das amostras a utilizar nos ensaios (provetes para teste fabricados nas mesmas condições dos blocos e com dimensões, formas e condições de teste idênticas).

Relativamente ao desempenho mecânico à compressão simples em provetes de alvenaria, os resultados experimentais dos provetes constituídos por 2 blocos revelaram que a utilização de juntas descontínuas no aparelho de assentamento parece diminuir consideravelmente a resistência e deformabilidade à compressão da alvenaria. Por outro lado, a comparação realizada com os resultados obtidos nos provetes maiores, parece indicar que a utilização deste tipo de provetes parece ser uma opção a considerar para aferir experimentalmente algumas das principais características mecânicas da alvenaria à compressão (mais simples e económica de executar), embora seja necessário realizar mais testes para validar esta hipótese ou para extrapolar para outros casos.

Relativamente ao desempenho mecânico ao corte da alvenaria determinada de acordo com metodologia de ensaio americana [ASTM E519 (2002)], verificou-se que a utilização de juntas verticais secas na alvenaria parece diminuir consideravelmente a resistência e deformabilidade da alvenaria. A contribuição do reboco não-armado utilizado neste estudo parece não influenciar significativamente o desempenho mecânico ao corte. No entanto a utilização de reboco nas faces das paredes, parece uniformizar o comportamento da alvenaria (forma de rotura mais regular). Por outro lado, a utilização de faces cegas para o assentamento de blocos parece não penalizar o comportamento mecânico, embora pareçam constituir um plano de maior fragilidade (conforme constatado nos testes

realizados ao corte via compressão diagonal e via corte directo nas juntas de assentamento horizontais).

Relativamente à resistência ao corte da alvenaria determinada de acordo com a metodologia da norma de ensaio europeia [CEN - NP EN 1052-3 (2005)] (via corte directo nas juntas horizontais de assentamento), a lei determinada experimentalmente que caracteriza o comportamento ao corte das juntas horizontais revelou resultar em valores de resistência substancialmente superiores quando comparados com os valores de referência determinados pela metodologia do EC6, parecendo conferir à alvenaria em estudo um desempenho superior ao esperado. No entanto, conforme referido em 4.11.3.3, aplicando a teoria de Mann e Müller os valores de resistência ao corte são semelhantes aos valores indicados pelo EC6. Não sabe em concreto se o EC6 considerou ou não como base na sua formulação os conceitos da teoria de Mann e Müller, pelo que não se pode formular um juízo sustentado, prevalecendo neste caso as conclusões retiradas com base nos dados experimentais.

Relativamente às configurações de rotura, no caso dos testes de caracterização ao corte e compressão nos provetes de alvenaria, o tipo e forma de rotura estão globalmente dentro do expectável e parecem estar de acordo com experiências realizadas por outros autores. No entanto, a explicação ao nível do detalhe dos fenómenos que provocaram a fractura e respectivas causas são complexas, de difícil interpretação e justificação, em parte devido à natureza do betão leve dos blocos (cavernoso e com uma matriz granular e irregular), à configuração complexa dos blocos perfurados e à geometria das juntas (descontínuas).

Por último, sob o ponto de vista de comparação dos resultados com a regulamentação aplicável às alvenarias, refere-se que a estimativa de resistência à compressão simples calculada de acordo com a metodologia do EC6, utilizando os valores de referência aí indicados, parecem ser minimamente ajustados para o tipo de alvenaria em estudo. No entanto, a estimativa do módulo de elasticidade (E) e módulo de distorção (G) obtidos pela metodologia do EC6 são bastante diferentes dos resultados obtidos por via experimental, apesar de a relação (G/E) ser semelhante. Este facto evidencia o facto de a via experimental ser a melhor e a mais confiável forma de estimar as características mecânicas das alvenarias.

Sublinha-se que as expressões do EC6 resultam de um ajuste realizado a um conjunto de dados de diversas experiencias, podendo assim existir divergências quando se compara com um dado conjuntos de resultados experimentais. No entanto, o EC6, em cláusulas próprias, indica que a determinação das características mecânicas deverá ser realizada por via experimental, podendo-se utilizar as expressões no caso de inexistência de dados experimentais. Naturalmente que as características mecânicas da alvenaria determinadas experimentalmente podem ser utilizadas para a calibração das expressões indicadas no EC6.

Capítulo 5

ANÁLISE NUMÉRICA DE ELEMENTOS DE ALVENARIA DE BETÃO LEVE

5.1. INTRODUÇÃO

O objectivo principal deste capítulo consistiu em avaliar a capacidade de um modelo numérico em simular o comportamento mecânico dos provetes de alvenaria testados em laboratório e realizar uma análise de sensibilidade desse comportamento à variação das características mecânicas dos elementos constituintes e da geometria das juntas de assentamento.

Nesse sentido, recorreu-se a micro-modelação dos provetes de alvenaria pelo método de elementos finitos e simulou-se os ensaios à compressão simples e à compressão diagonal (carregamento monotónico) através de uma análise não-linear.

Para o efeito foi utilizado um programa de elementos finitos de âmbito comercial e seleccionado um modelo de comportamento material, que foi calibrado e validado tendo por base os resultados experimentais obtidos no capítulo 4.

Algumas características mecânicas e leis constitutivas dos elementos constituintes dos provetes de alvenaria tiveram que ser estimadas recorrendo à bibliografia disponível, dado não ter sido possível caracterizá-las experimentalmente.

Este capítulo apresenta uma introdução sucinta dos conceitos teóricos de base considerados na modelação numérica da alvenaria, a descrição do método que envolveu a geração dos modelos de simulação, a calibração e a validação do modelo numérico aplicado ao caso em estudo e a análise de sensibilidade numérica efectuada a vários parâmetros que caracterizam os provetes de alvenaria.

5.2. CONCEITOS TEÓRICOS DO MODELO NUMÉRICO

5.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Numa analise numérica de problemas estruturais efectuada pelo método dos elementos finitos (MEF) utilizando elementos sólidos tridimensionais, as equações de equilíbrio estático de um corpo tridimensional de volume (V) são dadas pelo principio Hamilton onde a energia total (L) é dada da seguinte forma:

$$L = -\pi + w$$

Sendo (π) a energia potencial e (w) o trabalho realizado pelas forças de volume (f^b) e de superfície (f^s) aplicadas no corpo, normalmente representadas pelas seguintes expressões genéricas:

$$\pi = \frac{1}{2}\int_V \varepsilon^t \, \sigma \, dV = \frac{1}{2}\int_V \varepsilon^t \, D \, \varepsilon \, dV \qquad (5.1)$$

$$w = \int_V U^t f^b \, dV + \int_S U^t f^s \, dS \qquad (5.2)$$

Sendo (U^t) o campo dos deslocamentos globais do corpo e (D) a matriz constitutiva material ou matriz de elasticidade. Minimizando a energia total (L), obtemos a expressão que estabelece o equilíbrio estático do corpo:

$$\delta L = \delta\pi + \delta w = 0 \tag{5.3}$$

A relação entre o vector das deformações (ε) e vector dos deslocamentos nodais (d) é expressa da seguinte forma:

$$\varepsilon = B\, d \tag{5.4}$$

Sendo (B) a matriz de deformações. Se substituirmos (5.4) em (5.1) obtêm-se a seguinte relação:

$$\pi = \frac{1}{2}\int_V B^t D\, B\, dV\, d \tag{5.5}$$

Se minimizarmos a energia total do sistema obtêm-se a equação geral que permite estabelecer o equilíbrio estático pelo MEF:

$$F = K\, d \tag{5.6}$$

Sendo (F) o vector das forças nodais, estaticamente equivalentes às forças de volume, de superfície e pontuais aplicadas no corpo, (d) o vector dos deslocamentos nodais e (K) a matriz de rigidez do sistema:

$$K = \int_V B^t D\, B\, dV \tag{5.7}$$

Os deslocamentos nodais (d) são as incógnitas de um problema formulado no campo dos deslocamentos, as quais se resolvem estabelecendo a equação geral de equilíbrio estático (5.6) para cada elemento. A formulação ao nível do elemento finito volumétrico no campo dos deslocamentos é dado por:

$$U = [u, v, w] \tag{5.8}$$

Os parâmetros (*u, v,w*) são os deslocamentos segundo os três eixos cartesianos x, y, z. As deformações (ε) são obtidas por derivação dos deslocamentos pela expressão genérica (5.4) ou na seguinte forma:

$$\varepsilon^t = \left[\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}\right] = \left[\frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}\right] \tag{5.9}$$

Os deslocamentos (*u, v, w*) são calculados em termos dos deslocamentos nodais (d) através das funções de forma (*N*):

$$U = [u, v, w] = Nd \tag{5.10}$$

As funções de forma são determinadas em função da forma geométrica de elemento finito utilizado na formulação e da dimensão do problema. A matriz das funções de forma interpola a geometria dos elementos da mesma forma que interpola os deslocamentos (formulação isoparamétrica).

Em formulações tridimensionais pelo MEF é usual a utilização de elementos padrão tetraédricos de 4 nós e elementos padrão hexaédricos de 8 nós. Estes últimos são particularmente atractivos, especialmente em simulações em que os esforços de tracção/compressão predominem, mas são menos precisos em esforços de flexão [Ferreira, A. (2007)]. De uma forma geral o elemento tetraédrico é mais utilizado, particularmente pela facilidade e versatilidade que apresentam na geração de malhas de boa qualidade em corpos que apresentam uma geometria mais complexa (fig. 5.1).

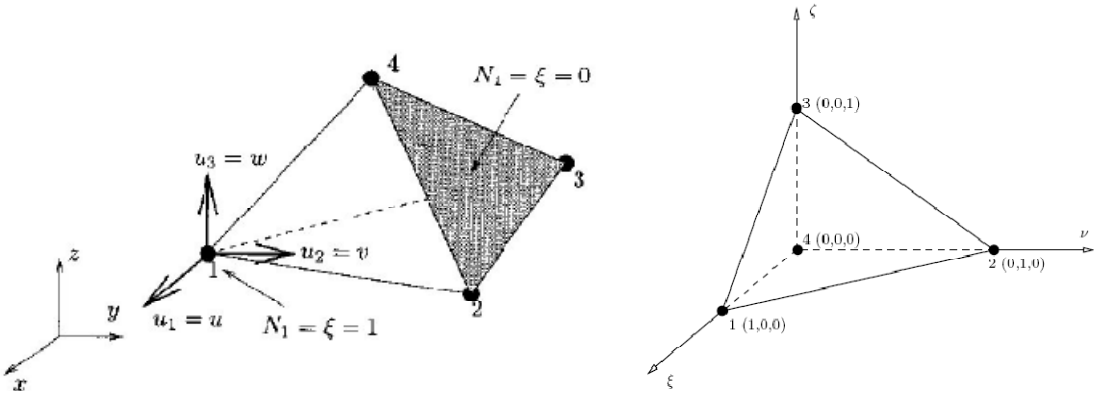


Fig. 5.1 - Exemplo de um elemento padrão tetraédrico de 4 nós para as funções de forma lagrangianas (N1= ξ, N2= η, N3= ζ ; N4=1-ξ-η) [Ferreira, A. (2007)]

Depois de calculados os deslocamentos nodais, podem calcular-se as deformações pela expressão (5.4). O vector das tensões (σ) pode ser calculado conhecendo a sua relação com o vector das deformações:

$$\sigma = D\varepsilon = DBd \tag{5.11}$$

Em problemas que envolvem uma não linearidade material a matriz de elasticidade (D) não é constante, ao contrário do que sucede perante um problema elastico-linear onde se assume que não uma existe alteração do estado do material para todos os estados de tensão.

Em análises que envolvem a não linearidade material, as condições de equilíbrio entre as forças externas aplicadas ao corpo e as forças internas são constantemente estabelecidas e calculadas até se atingir uma situação muito próxima do equilíbrio (estabelecida em função de um critério de convergência ou de tolerância numérica). Estas forças internas são calculadas função da matriz de rigidez do corpo que, por sua vez, é calculada em função das leis constitutivas dos materiais considerados na análise para um determinado estado de deformação ou de tensão impostas pela aplicação das forças exteriores, de forma a se respeitar as condições de compatibilidade de deslocamentos e de deformações.

5.2.2. Resolução Problemas Não Lineares

Raramente a análise dos problemas reais de engenharia são lineares, embora por simplificação, ou quando assim é possível assumir no problema, sejam implementados métodos de análise estrutural lineares para aferir problemas não-lineares (normalmente considerados pelos códigos de cálculo estrutural).

No entanto, o método mais aproximado do real comportamento das estruturas consiste na análise numérica não-linear. Este tipo de análise permite obter a resposta da estrutura para uma determinada solicitação de forças ou deslocamentos de forma mais realista e coerente com a realidade para todos os níveis de carga (história de carregamento ou curvas de resposta).

A não linearidade mais comum em problemas de engenharia diz respeito à não linearidade do comportamento material, embora possam existir outras, como por exemplo a não linearidade geométrica associada a grandes deslocamentos ou problemas visco-elásticos que envolvem a modificação da geometria das estruturas ao longo do tempo.

Para uma adequada caracterização da resposta da estrutura deve-se incluir no MEF um modelo constitutivo material capaz de reproduzir a não-linearidade do material.

Algumas leis constitutivas consideradas para os materiais são caracterizadas por possuírem uma resposta elasto-plástica ou totalmente plástica. Esses regimes traduzem uma alteração ou dano na matriz intrínseca do material e que vai alterar a resposta da estrutura a partir de um determinado nível de tensão.

Nas formulações numéricas pelo MEF este conceito de dano é normalmente implementado introduzindo o conceito de tensão efectiva ($\overline{\sigma}$) ou de deformação efectiva ($\overline{\varepsilon}$) e que traduz o estado de tensão ou deformação do material danificado por intermédio de um escalar de dano (d). O escalar de dano normalmente varia entre zero e um. O valor zero representa o material sem dano, cuja matriz de rigidez é igual a matriz elástica inicial (D). O valor unitário representa o material completamente destruído. Nas formulações que envolvem o conceito de dano, o estado de tensão ou deformação (ε) toma normalmente a seguinte forma genérica, sendo (σ) a tensão de Cauchy:

$$\sigma = (1-d)\,\overline{\sigma} = (1-d)\,D\varepsilon \tag{5.12}$$

$$\varepsilon = (1-d)\,\overline{\varepsilon} = (1-d)\,Bu \tag{5.13}$$

Assim, numa análise não linear pelo MEF o escalar de dano (d) permite realizar um conjunto de cálculos lineares simples para determinar as forças internas num determinado incremento de carga ou de deslocamento, através da introdução no modelo numérico de uma rigidez elástica danificada (ou diminuída) que considera a degradação das tensões ou das forças em função do dano material, alterando assim a resposta de estrutura ao longo da sua história de carregamento.

Este procedimento indica que a solução de problemas não lineares terá que ser encontrada através de pequenos incrementos de carga ao longo de um processo iterativo que envolve a constante actualização da matriz rigidez da estrutura (K_a). Esta matriz é constantemente calculada num dado incremento de carga, através das equações que estabelecem as condições de equilíbrio de forças e de compatibilidade de deslocamentos, até se encontrar uma solução de equilíbrio que respeite as leis constitutivas dos materiais e respeitando um determinado critério de convergência.

O critério de convergência é estabelecido por uma tolerância (R_a) estabelecida pelo equilíbrio entre as forças internas (I_a), que são actualizadas em função das condições materiais, e das forças externas aplicadas à estrutura (P):

$$R_a = P - I_a \tag{5.14}$$

Esta tolerância é normalmente designada por forças residuais ou forças não equilibradas. Num problema não linear estas forças não são iguais a zero, ao contrário de um problema linear. Isto significa que diferentes graus de precisão de determinada solução não linear podem ser estabelecidos de forma a ser possível chegar a uma solução de equilíbrio entre as forças aplicadas e as forças internas (normalmente consideram-se tolerâncias entre 0,2 a 0,5 %).

A solução de problemas não lineares é normalmente conseguida através de procedimentos numéricos iterativos (p.ex: método Newton-Raphson) e que consistem em realizar um determinado número de iterações, dentro de um dado incremento de força (ΔP) ou de deslocamento (C_a), até se atingir convergência para uma solução de equilíbrio que respeite a lei constitutiva e a curva de resposta estabelecida (fig.5.2).

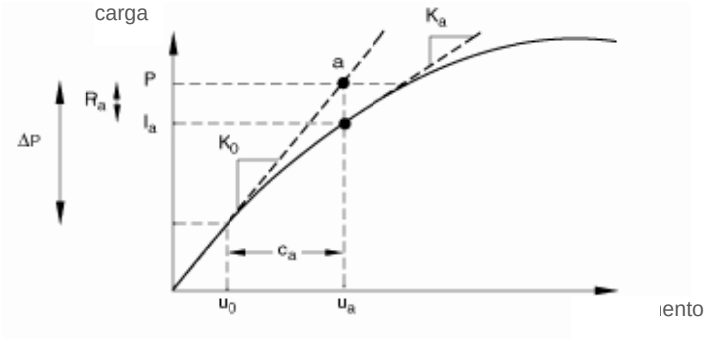


Fig. 5.2 - Exemplo gráfico do processo iterativo que visa actualizar a matriz de rigidez e encontrar a solução força-deslocamento (I_a-u_a) dentro de um dado incremento de carga ΔP em função de uma curva de resposta

5.2.3. MODELOS DE CONTACTO

Na micro-modelação da alvenaria através do MEF, a interacção entre os blocos de alvenaria a junta de assentamento é normalmente formulada através de modelos de contacto com uma determinada lei de comportamento constitutivo.

Este tipo de idealização é baseado na formulação através de elementos discretos, utilizada por diversos autores na modelação de solos e de estruturas de alvenaria [Cundall, P. (1971) e Lemos, J. (2007)]. No caso da alvenaria consiste na individualização dos blocos e das juntas de argamassa (ou só dos blocos quando se utilizam juntas secas), que se ligam entre si através de um conjunto de pontos ou superfícies de contacto (zonas de interface bloco-junta argamassada ou bloco-bloco) com uma determinada lei de comportamento constitutivo.

Para uma dada solicitação, os deslocamentos relativos entre esses pontos ou superfícies de contacto vão permitir definir as forças de contacto entre os elementos de alvenaria. Assim, o cálculo das tensões é dado pelos modelos constitutivos de contacto considerados para as juntas de interface, os quais são tipicamente formulados em função das tensões e dos deslocamentos relativos. Os modelos de contacto podem ser de dois tipos [Lemos, J. (2007)]:

- contacto rígido, em que não existe uma sobreposição entre elementos na direcção normal (u_n), existindo deslocamentos tangenciais (u_s) se houver deslizamento relativo entre os elementos;
- contacto deformável, em que a rigidez de contacto é definida nas direcções normais e tangenciais, relacionando as forças ou tensões de contacto com os deslocamentos relativos dos elementos (admite-se a interpenetração entre os elementos em compressão).

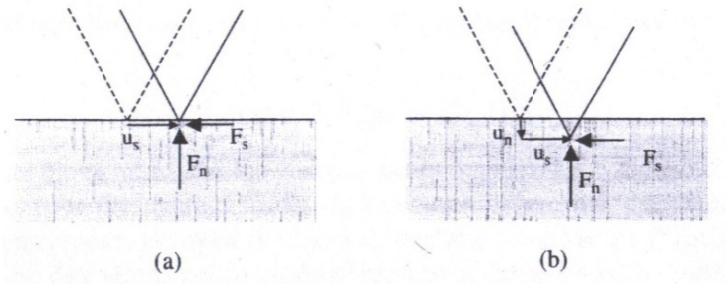


Fig. 5.3 - Representação esquemática dos modelos de contacto [Lemos, J. (2007)]: (a) contacto rígido e (b) contacto deformável

O modelo de contacto rígido é normalmente utilizado em análises numéricas lineares entre elementos rígidos (por exemplo, em alvenaria com blocos de pedra sem juntas argamassadas ou com juntas com argamassa pouco resistente e que se possam considerar como não argamassadas).

O modelo de contacto deformável é normalmente implementado quando é necessário considerar a rigidez de contacto nas direcções tangenciais (K_s) e normais (K_n) em função de coeficientes que permitem considerar a dimensão da sobreposição entre os elementos. Este conceito é bastante útil na formulação das juntas argamassadas onde é possível relacionar a rigidez das juntas com a espessura e propriedades da argamassa na direcção normal e tangencial.

Os incrementos das forças normais (ΔF_n) e tangenciais (ΔF_s) numa determinada área de contacto (A_c) são calculados em função dos deslocamentos relativos entre os elementos nas direcções normais (Δu_n) e tangenciais (Δu_s) da seguinte forma genérica:

$$\Delta Fn = K_n . A_c . \Delta u_n \tag{5.15}$$

$$\Delta Fs = K_s . A_c . \Delta u_s \tag{5.16}$$

Estes incrementos são somadas às forças existentes para respeitarem as leis constitutivas das juntas. Na direcção tangencial a lei de fricção de Coulomb é normalmente a mais utilizada (fig. 5.4).

$$\tau = c + \sigma . \tan(\phi)$$

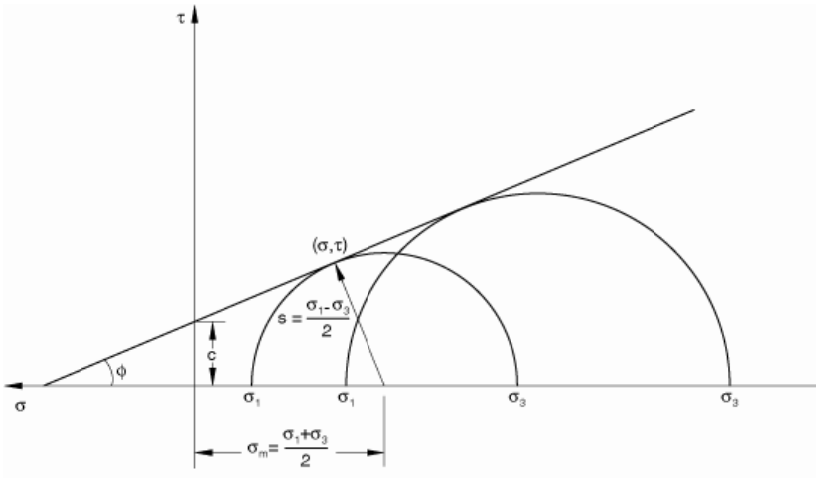


Fig. 5.4 - Representação gráfica da lei de Mohr-Coulomb

No caso de juntas argamassadas é normalmente necessário considerar nos modelos constitutivos um certo nível de coesão inicial ($c \neq 0$) ou adesão, assim como um limite de tensão, especialmente em regimes de "softening" pós-pico para corrigir a energia de fractura e evitar problemas de convergência ou perturbação numérica por falta de adesão repentina entre os elementos.

Nos modelos de contacto deformável com a implementação de pontos ou superfícies de contacto, o comportamento elasto-plástico ao corte pode ser considerado, já que as forças de corte dadas pela rigidez elástica tangencial são corrigidas se a lei de fricção for violada. No entanto, alguns modelos plásticos usam a regra da normalidade (evolução da superfície de cedência em regime plástico), implicando um comportamento de dilatância que pode ser excessivo para a formulação das juntas de alvenaria ao corte [Lemos, J. (2007)], especialmente para níveis de compressão mais baixos.

5.2.4. MODELOS CONSTITUTIVOS PARA OS MATERIAIS

Conhecem-se modelos constitutivos plásticos ou elástico-plásticos normalmente utilizados na simulação numérica de materiais geológicos como solos e rochas (p/ex. Drucker-Prager ou Mohr-Coulomb) os quais são implementados com as necessárias modificações para simularem numericamente os materiais constituintes das juntas e dos blocos utilizados na alvenaria.

No entanto, estes modelos requerem um conjunto alargado de ensaios para calibração de alguns dos seus paramentos e que nem sempre são fáceis de executar e interpretar.

No entanto, para materiais como os betões (constituídos por ligantes à base de cimento e agregados correntes) ou ainda de outra origem (rochas e cerâmicos), existe um modelo de dano plástico desenvolvido por 2 investigadores [Lubliner , J., *et al* (1989) e Lee, J., Fenves, G. (1998)] que pode ser utilizado como modelo constitutivo para o betão dos blocos e a argamassa das juntas de assentamento. Este modelo material implementado numa análise pelo MEF permite simular:

- o comportamento material não linear de materiais com comportamento considerado frágil ou quase frágil (betão, argamassa, rochas, cerâmicos, etc)
- elementos de betão simples e ou de betão armado (vigas, cascas e sólidos);
- carregamentos monotónicos ou cíclicos.

A teoria constitutiva assumida por este modelo desenvolve-se a partir dos seguintes pressupostos:

- trata-se de um modelo de dano contínuo baseado em critérios de plasticidade e que assume dois mecanismos de fractura: abertura de fendas devido às tensões de tracção (fendilhação) e esmagamento devido às tensões de compressão;
- a evolução da superfície de cedência é controlada por 2 variáveis de endurecimento independentes, associadas ao mecanismo de fractura por compressão e por tracção, designadamente a extensão plástica equivalente em tracção ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$) e a extensão plástica equivalente em compressão ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$);
- tem aplicação em materiais com diferentes condições de cedência e de rigidez elástica em compressão e em tracção;
- pode ser aplicado em materiais cuja resposta em tracção seja caracterizada por um "softening" após atingida a tensão de rotura e em compressão seja caracterizada por endurecimento inicial até à tensão de rotura, seguindo-se "softening" até à destruição total;
- o endurecimento plástico é associado a um escalar de dano (isotrópico) que descreve o dano irreversível que ocorre durante processo de fractura do material;
- requer que o comportamento elástico do material seja isotrópico e linear.

Os princípios gerais indicados para este modelo constitutivo aplicam-se ao comportamento conhecido para aos materiais utilizados no caso em estudo, designadamente ao betão dos blocos e à argamassa das juntas de assentamento.

No entanto, tal como sucede noutros modelos, requer um conjunto de ensaios experimentais para que seja possível calibrar o modelo numérico ao comportamento real dos materiais em estudo. De uma forma geral, os ensaios necessários são relativamente fáceis de concretizar e interpretar, já que correspondem a ensaios correntemente utilizados para caracterizar o comportamento mecânico dos betões e argamassas, embora reconheça-se que em certos casos possam surgir algumas dificuldades associadas à representatividade dimensional dos provetes. No caso deste modelo seriam necessário realizar no mínimo 3 tipos de ensaios:

- ensaio de tracção uniaxial
- ensaio de compressão uniaxial

- ensaios para determinar a rotura em estados biaxiais ou triaxiais de tensão

Estes ensaios são necessários para caracterizar as condições de cedência e resistência dos materiais nos regimes antes e após a tensão de rotura (curva uniaxial equivalente ou lei constitutiva) e a forma do potencial de escoamento plástico, e assim poder calibrar adequadamente o modelo numérico.

Conhece-se um estudo que consistiu em realizar uma análise comparativa entre os resultados numéricos e experimentais resultantes de um ensaio numa pequena viga de betão simples submetida à flexão com 3 pontos de carga [Jankowiak, T., Lodygowski, T. (2005)]. Nesse estudo foi utilizado este modelo de plasticidade, o qual foi calibrado com base em testes experimentais conhecidos para provetes de betão. De acordo com os resultados obtidos, os autores do estudo indicam que este modelo constitutivo é capaz de simular adequadamente os mecanismos de fractura do betão em estruturas de betão simples, armado ou pré-esforçado.

5.2.4.1. Conceitos gerais do modelo de dano plástico utilizado

Sabe-se que o betão e as argamassas correntes submetidos a baixas tensões de confinamento comportam-se de maneira frágil ou quase frágil. Os seus principais mecanismos de rotura consistem na abertura de fendas (fendilhação) devido a esforços de tracção e no esmagamento do material devido a esforços compressão. Este comportamento frágil diminui quando as tensões de confinamento são suficientemente elevadas para diminuir a propagação de fendas, aproximando-se nestas condições a um material com comportamento mais dúctil e com endurecimento. O modelo constitutivo assume os aspectos principais do comportamento mecânico do betão da seguinte forma (Fig.5.5):

- a resposta do betão submetido à tracção uniaxial segue uma relação tensão-deformação linear elástica até que a tensão de rotura seja atingida (σ_{to});
- a partir deste ponto ocorre a abertura de fendas no betão, sendo este fenómeno representado por intermédio de uma redução da tensão na curva de resposta tensão-deformação até à rotura total;
- a resposta do betão sob compressão uniaxial é linear-elástica até ao valor inicial de cedência (σ_{co}) e em regime inelástico a resposta é caracterizada por um endurecimento até à tensão de rotura (σ_{cu}), seguindo-se um decréscimo de tensão até à rotura total.

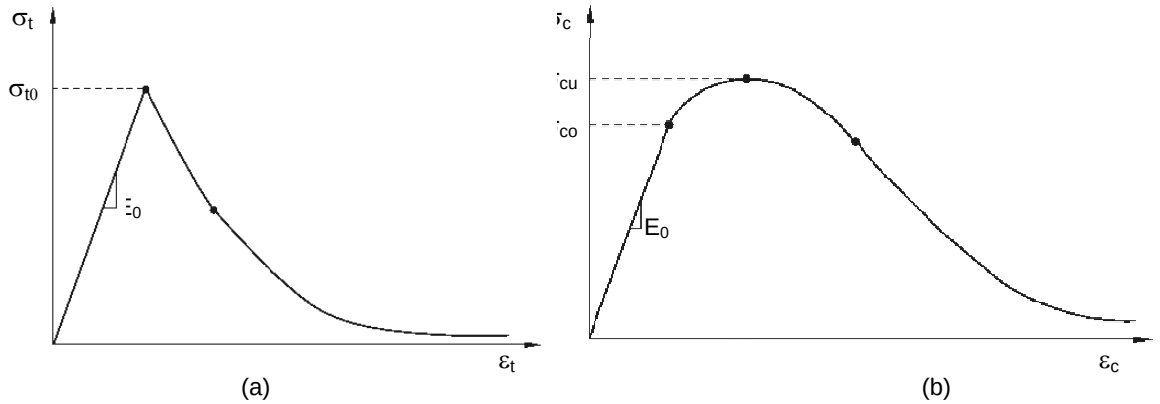


Fig. 5.5 - Diagramas típicos referentes as leis constitutivas do betão em termos de tensão-extensão uniaxiais: (a) comportamento em tracção e (b) comportamento em compressão

No caso de carregamento cíclico, o modelo assume que a resposta não linear do betão à compressão e à tracção uniaxial possa ser caracterizada por intermédio de escalares de dano para considerar a

degradação da rigidez associada aos ciclos de carga e descarga. Essas variáveis de dano podem ser introduzidas directamente no modelo em função das extensões e podem tomar valores compreendidos entre zero (material sem dano) e um (perda total de resistência material)

Assim, quando há lugar a um descarregamento em fase não elástica num ponto qualquer nas curvas de tensão/extensão em tracção ou em compressão, o material responde com uma rigidez reduzida em relação à rigidez elástica do material.

A degradação da rigidez é caracterizada no modelo por intermédio dos escalares de dano em tracção (d_t) e em compressão (d_c) em função da extensão plástica em tracção ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$) e em compressão ($\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$). As relações entre a tensão e a extensão em tracção e em compressão uniaxial são caracterizadas no modelo, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \tag{5.17}$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \tag{5.18}$$

Estas relações são caracterizadas no modelo em termos de tensões de tracção e de compressão efectivas. As tensões efectivas ($\bar{\sigma}$) determinam o tamanho e a evolução da superfície de cedência e estão relacionadas com as tensões de Cauchy (σ - tensões com distribuição uniforme num meio contínuo) da seguinte forma genérica:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \tag{5.19}$$

Para uma dada secção o factor $(1 - d)$ representa o rácio entre a área efectiva carregada (área total menos a área danificada) e a área total da secção. Na ausência de dano (*d=0*), a tensão efectiva é equivalente à tensão de Cauchy. Aplicando conceito das tensões efectivas nas expressões (5.17) e (5.18), o modelo considera as seguintes expressões:

$$\overline{\sigma}_t = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \tag{5.20}$$

$$\overline{\sigma}_c = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \tag{5.21}$$

E_0 - módulo de elasticidade ou rigidez elástica inicial do material (sem dano)
d_t , d_c - variáveis de dano em tracção e em compressão
ε_t , ε_c - extensões em tracção e em compressão
$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ - extensões plásticas equivalentes em tracção e em compressão
$\bar{\sigma}_t$, $\bar{\sigma}_c$ - tensões efectivas em tracção e em compressão

As extensões plásticas equivalentes em tracção e em compressão ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$) são calculadas no modelo da seguinte forma:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c\,\sigma_c}{(1-d_c)\,E_0} \tag{5.22}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t\,\sigma_t}{(1-d_t)\,E_0} \tag{5.23}$$

As extensões indicadas nas expressões 5.24 e 5.25 são calculadas pelo modelo da seguinte forma:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_c - \varepsilon_{to}^{el}$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}$$

$$\varepsilon_{to}^{el} = {}^{\sigma_{t0}}/_{E_0}$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = {}^{\sigma_{c0}}/_{E_0}$$

Nas figuras seguintes representa-se o significado das extensões assumidas no modelo nas curvas de resposta típicas de compressão e de tracção uniaxiais do betão (Fig. 5.6 e 5.7).

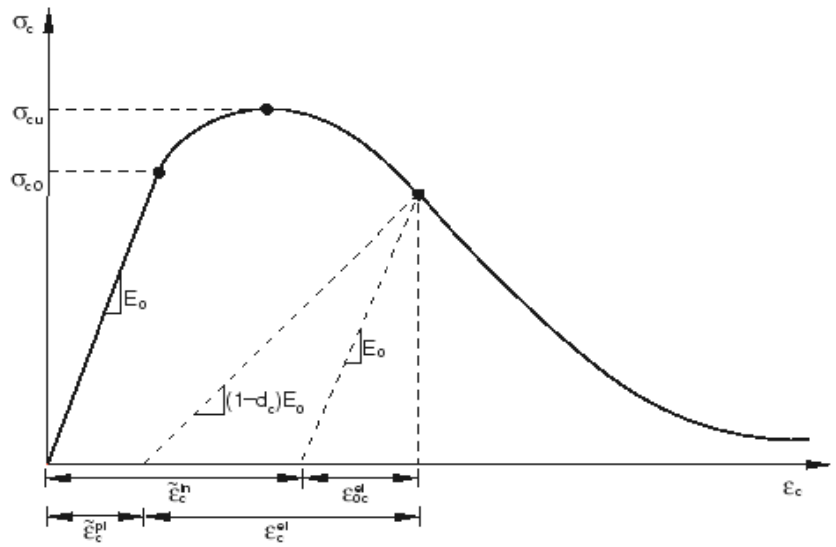


Fig. 5.6 - Representação esquemática das extensões utilizadas na definição do comportamento do betão à compressão simples [ABAQUS (2003)]

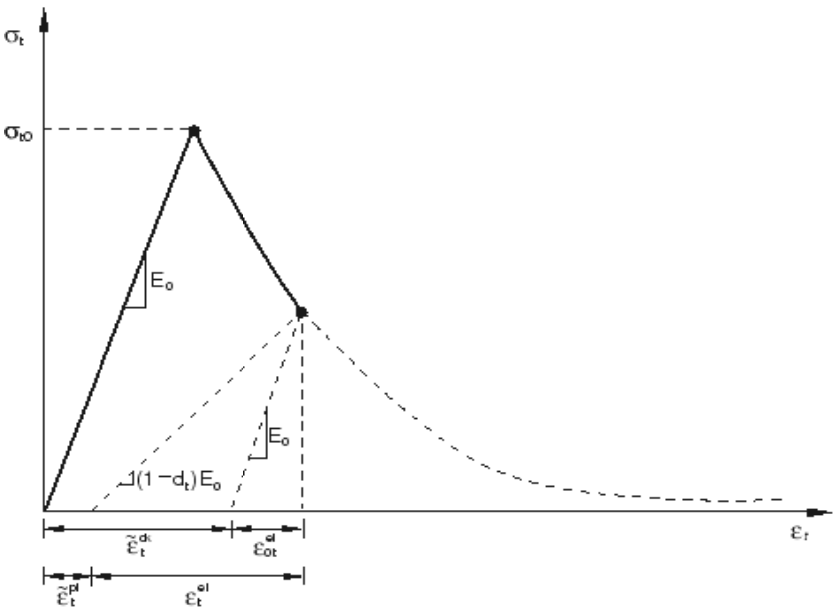
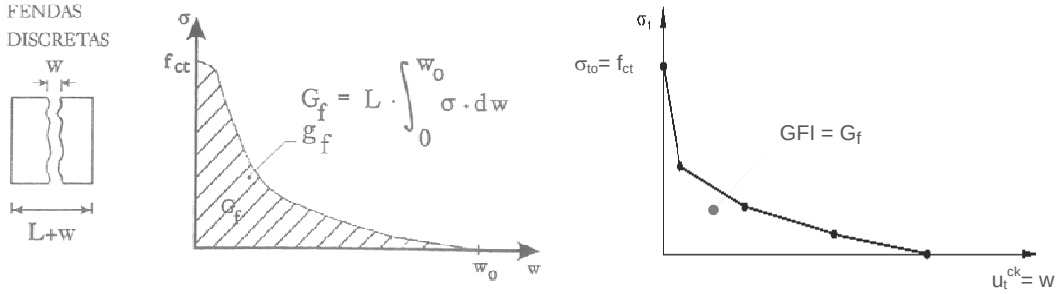


Fig. 5.7 - Representação esquemática das extensões utilizadas na definição do comportamento do betão à tracção simples [ABAQUS (2003)]

Em casos de pouca ou nenhuma armadura o modelo de comportamento à tracção, conforme apresentado na figura 5.7, pode causar problemas de convergência no processo iterativo. Para evitar esse problema o modelo permite utilizar o conceito de energia de fractura (G_f) que, na generalidade dos casos, permite tornar mais eficiente o processo de convergência na fase pós-pico. Este conceito, proposto por Hilleborg [Hilleborg, A., *et al* (1976)], define a energia de fractura como sendo a energia necessária para abrir uma fenda de área unitária em regime pós-pico, utilizando o conceito fractura frágil do material (Fig.5.8).



(a) (b)

Fig. 5.8 - Ilustração do conceito de energia de fractura pós-pico do betão em tracção: (a) modelo de base teórico e (b) implementação no modelo por intermédio de pontos discretos

Esta energia é considerada um parâmetro do material e pode ser determinada experimentalmente. Os valores da energia de fractura e da tensão de rotura podem ser fornecidas directamente ao modelo. Dependendo da dimensão do agregado, são conhecidos valores para a energia de fractura que variam entre 40Nm/m^2 e 115Nm/m^2, respectivamente, para betões simples com resistência à compressão entre 20 e 40N/mm^2 [CEB - FIP Model Code (1990)]. Para betão armado o valor da energia de fractura é maior e é dada em função da quantidade de armadura existente do betão para esse fim.

5.2.4.2. Conceitos de plasticidade do modelo utilizado

Para definição da plasticidade do betão é necessário definir o potencial de escoamento plástico e a superfície de cedência. O modelo utiliza os conceitos clássicos da teoria plástica, designadamente o conceito da decomposição das deformações e os conceitos de elasticidade, cedência e de fluxo plástico. Nas alíneas seguintes apresentam-se os conceitos principais assumidos no modelo.

a) Decomposição das deformações

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \tag{5.24}$$

ε - extensão total
ε^{el} - extensão elástica
ε^{pl} - extensão plástica

b) Variáveis de endurecimento

Os estados de dano em tracção (abertura de fendas) e em compressão (esmagamento do material) são caracterizados independentemente por duas variáveis de endurecimento:

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ - extensão plástica equivalente em tracção

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ - extensão plástica equivalente em compressão

Estas extensões controlam a evolução da superfície de cedência e a degradação da rigidez elástica.

c) Relação tensão-extensão

O modelo considera a redução da rigidez material através de uma variável de dano única e isotrópica (d). A evolução da variável de dano é governada pelas variáveis de endurecimento e pelas tensões efectivas. Em condições multiaxiais de carga, a evolução das variáveis de endurecimento são primeiro consideradas em condições uniaxiais de carga e depois são estendidas para as condições multiaxiais.

O modelo assume a seguinte relação genérica para o cálculo das tensões de Cauchy (σ):

$$\sigma = (1-d)D_0^{el}\left(\varepsilon - \varepsilon^{pl}\right) \tag{5.25}$$

D_0^{el}- rigidez elástica inicial (sem dano)
$(1-d) = (1-s_c d_t)(1-s_t d_c)$
s_c,s_t - parâmetros para considerar no cálculo das tensões os efeitos de recuperação de rigidez que normalmente ocorrem em caso de carregamento cíclico

Como a formulação plástica do modelo é realizada em termos de tensão efectiva ($\bar{\sigma}$), esta é calculada da seguinte forma genérica:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el}\left(\varepsilon - \varepsilon^{pl}\right) \tag{5.26}$$

d) Fluxo plástico

A progressão da extensão plástica admitida para o betão neste modelo é governada por um potencial de escoamento plástico (*G*) de acordo com a seguinte lei de escoamento:

$$\varepsilon^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \tag{5.27}$$

λ - multiplicador plástico não negativo.

O potencial de escoamento plástico (G) é definido no espaço das tensões efectivas onde se admite que existe uma superfície para a qual todos os seus pontos apresentam igual potencial para a extensão plástica. O potencial de escoamento plástico é definido no modelo como sendo contínuo e assegura uma direcção única do fluxo plástico. O potencial de escoamento plástico utilizado no modelo é dado pela função hiperbólica de "Drucker-Prager" da seguinte forma:

$$G = \sqrt{(\epsilon\, \sigma_{to}\, tan(\psi))^2 + \bar{q}} - \bar{p}\, tan(\psi) \tag{5.28}$$

$\bar{p}$ - pressão hidrostática efectiva
$\bar{q}$ - tensão equivalente efectiva de Von Mises
ψ - ângulo de dilatação medido no plano *p-q* das tensões confinantes
σ_{to} - tensão ultima uniaxial à tracção
ϵ - parâmetro de excentricidade que define a forma como a função de escoamento aproxima-se duma assimptota

O valor de ϵ = 0,1 é utilizado por defeito pelo modelo para evitar problemas de convergência. A adopção deste valor implica que o material tem praticamente a mesma dilatação numa gama alargada de tensões de confinamento. Aumentando este valor implica que o escoamento plástico é mais acentuado e que a direcção do ângulo de dilatação aumenta mais rapidamente à medida que as tensões de confinamento diminuem.

f) Critério de cedência

O critério de cedência define a superfície limite de elasticidade a partir da qual o material entra no domínio plástico (inicio da cedência), permitindo assim definir o critério de plasticidade. A função de cedência (*F*) assumida neste modelo é definida em função das tensões efectivas e das variáveis de endurecimento do betão ($\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$, $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$- extensões plásticas equivalentes à tracção e à compressão) da seguinte forma genérica:

$$F\left(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}\right) = \frac{1}{1-\alpha}\left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta\left(\tilde{\varepsilon}^{pl}\right)\langle\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\bar{\sigma}}_{max}\rangle\right) - \bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right) \leq 0 \tag{5.29}$$

γ, α - constantes adimensionais do material;

$\bar{p}$ - pressão hidrostática efectiva
$\bar{q}$ - tensão equivalente efectiva de Von Mises
$\hat{\bar{\sigma}}_{max}$ - tensão principal máxima efectiva (valor algébrico)
$\tilde{\varepsilon}^{pl}$-variáveis de endurecimento expressas em condições multiaxiais
$\bar{\sigma}_t$, $\bar{\sigma}_c$ - tensões efectivas de tracção e de compressão

$$\beta\left(\tilde{\varepsilon}^{pl}\right) = \frac{\bar{\sigma}_c\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}\right)}{\bar{\sigma}_t\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}\right)}(1-\alpha) - (1+\alpha) \tag{5.30}$$

As constantes adimensionais são necessárias para definir a forma da superfície de cedência. Estas constantes permitem calibrar o modelo. Por sua vez, o modelo considera o cálculo das constantes adimensionais do material (γ, α) da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0}/\sigma_{c0} - 1}{2\,\sigma_{b0}/\sigma_{c0} - 1} \quad \text{com a condição } 0 \leq \alpha \leq 0.5 \tag{5.31}$$

$$\gamma = \frac{3\,(1-Kc)}{2\,Kc - 1} \quad \text{com a condição } 0.5 \leq Kc \leq 1 \tag{5.32}$$

σ_{b0}/σ_{c0} - rácio entre a tensão de cedência em compressão em regime equibiaxial e em regime uniaxial (Lubliner et al. (1989) indicam rácios entre 1,10 e 1,16 para valores obtidos experimentalmente para betões)

Kc - rácio entre o segundo invariante das tensões principais máximas efectivas de tracção e de compressão no inicio da cedência

Tendo por base as evidências experimentais [Lubliner et al., 1989], *Kc* foi assumido constante no modelo, sendo-lhe atribuído um valor por defeito de 2/3. Representa-se na figura 5.9 o critério de cedência assumido no modelo para um estado de tensão plana.

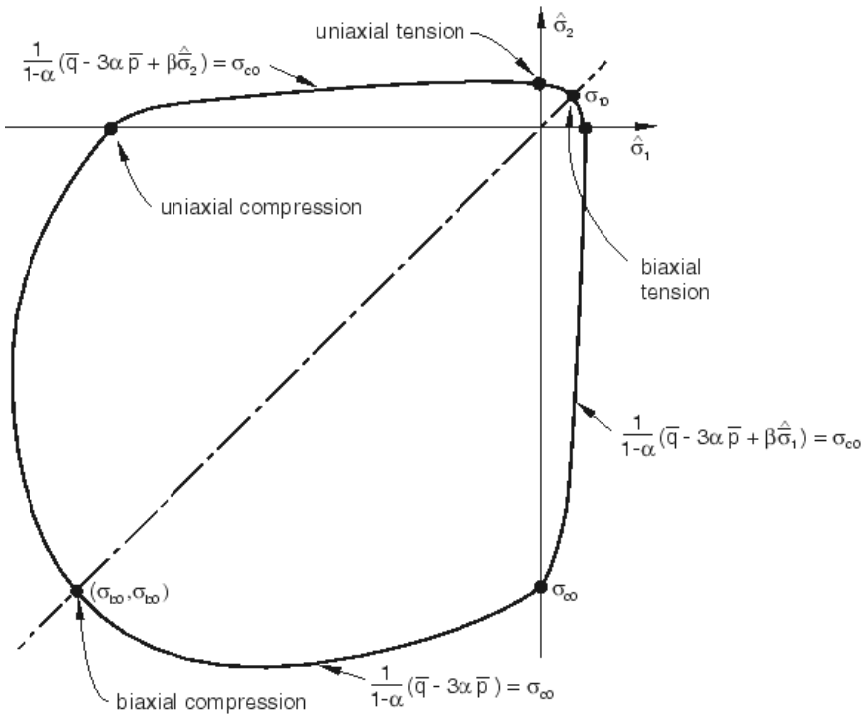


Fig. 5.9 - Representação do critério de cedência em estado de tensão plana [ABAQUS (2003)]

5.3. GERAÇÃO DOS MODELOS DE SIMULAÇÃO

5.3.1. BREVE DESCRIÇÃO DO PROGRAMA UTILIZADO

Foi utilizado o Abaqus. Trata-se de um programa comercial que disponibiliza um conjunto de soluções de amplo espectro para problemas de engenharia mecânica, civil, electrotecnia, entre outros, conhecendo-se aplicações associadas à analise de problemas de mecânica estrutural, transferência de calor, acústica, etc .Têm como base o método de elementos finitos e possui uma vasta biblioteca de elementos capazes de modelar vários tipos de geometrias, das mais complexas às mais simples e em diferentes dimensões (1D a 3D), resolver problemas lineares e não-lineares simples ou complexos com diferentes técnicas numéricas, e oferece um conjunto de modelos que permitem simular diversos materiais (rochas, solos, polímeros, metais) e elementos de junta. O programa permite modelar com elementos discretos. Esta modelação é útil em problemas com múltiplos elementos com diferentes geometrias e comportamento material, como é o caso da alvenaria. O elementos constituintes podem ser modelados separadamente e ligados entre si por elementos de junta (constituídos por pontos ou por superfícies de contacto), com ou sem modelos de fricção nas interfaces. Numa análise não linear o programa controla automaticamente os incrementos de carga, seja de natureza monotónica ou cíclica, as tolerâncias de convergência e as técnicas numéricas de forma a garantir que a solução do problema é obtida de forma eficiente. No entanto, o programa permite que os paramentos associados ao controle e técnicas numéricas, critérios de convergência e incrementos de carga possam ser definidos pelo utilizador.

5.3.2. GEOMETRIA DOS PROVETES

Nas simulações numéricas efectuadas foi respeitada a geometria de base dos provetes de alvenaria definida nos ensaios experimentais realizados no capítulo 4. Realizou-se uma simplificação na geometria de base do bloco que consistiu nos seguintes aspectos:

- eliminação das faces cegas de assentamento horizontal com cerca de 6 mm de espessura (o bloco ficou totalmente perfurado);
- substituição dos alvéolos com extremidades circulares para alvéolos com extremidades rectangulares.

Com estas medidas procurou-se homogeneizar e regularizar o melhor possível a malha de elementos finitos do bloco sem ter que aumentar o nº de elementos, tornado assim o modelo menos pesado. Nas figuras seguintes (fig.5.10 a 5.11) apresentam-se os modelos geométricos de base gerados no programa de elementos finitos, designadamente dos provetes testados em laboratório à compressão simples e à compressão diagonal (corte).

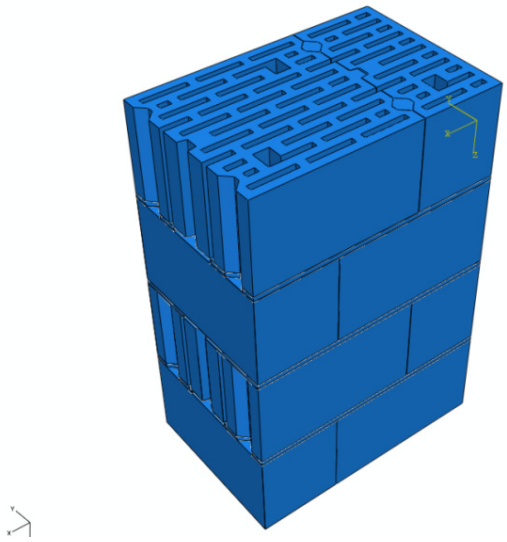


Fig. 5.10 - Modelação geométrica dos provetes para simulação à compressão simples

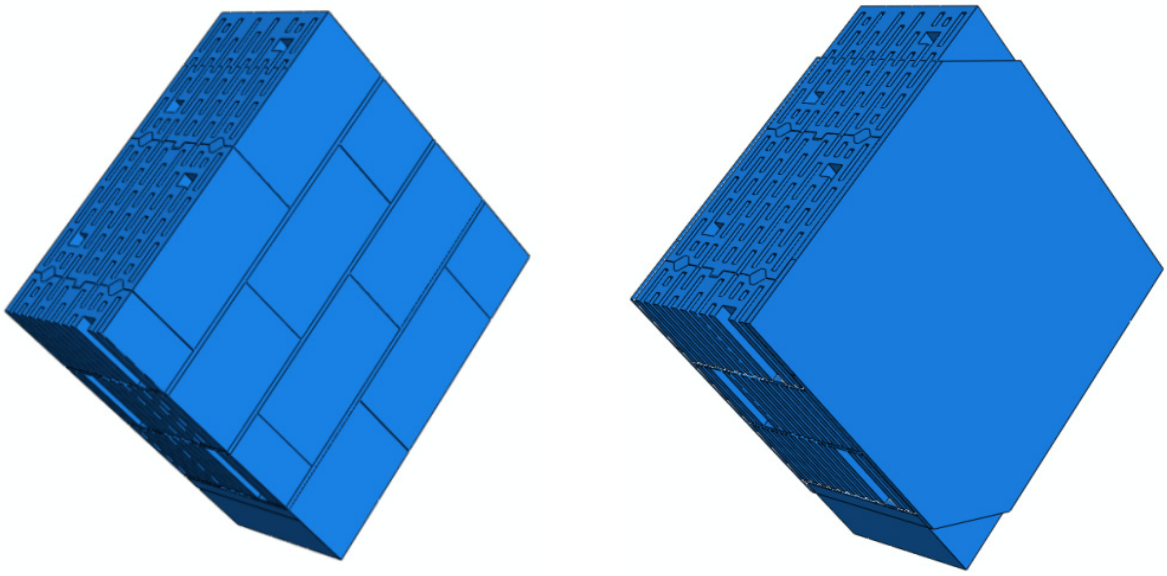


Fig. 5.11 - Modelação geométrica dos provetes para simulação à compressão diagonal (da esquerda para a direita): com juntas vertical preenchida ou seca e com faces rebocadas

5.3.3. Propriedades Mecânicas dos Materiais

Na campanha de ensaios referida no capítulo 4 permitiu caracterizar algumas propriedades mecânicas dos blocos e das argamassas constituintes da alvenaria em estudo.

No entanto, algumas propriedades não foram possíveis de determinar experimentalmente. Nesse caso as propriedades foram estimadas indirectamente através de expressões empíricas definidas em documentos de referência e em estudos realizados em materiais análogos de origem cimentícia. Nessas estimativas foram considerados os dados experimentais obtidos dos blocos, das argamassas de assentamento e dos septos (amostras dos blocos).

Desta forma foi possível determinar as leis constitutivas dos materiais à tracção e à compressão simples necessárias ao "input" do modelo material e iniciar o processo de calibração/validação do modelo numérico aos resultados experimentais.

5.3.3.1. Argamassa das juntas de assentamento e reboco

As leis constitutivas das argamassas à compressão simples consideradas foram estimadas de acordo com as expressões definidas na bibliografia [CEB-FIP Model Code (1990) e CEN-EN 1992-1-1 (2004)]. A génese das expressões é semelhante pelas duas metodologias e ambas podem ser calibradas de acordo com resultados experimentais para descrever o comportamento uniaxial equivalente à compressão simples.

Foi decidido utilizar a metodologia do EC2 [CEN-EN 1992-1-1 (2004)] para estimar o comportamento da argamassa desde o ponto inicial de cedência até ao ponto correspondente a um abaixamento de 50% da tensão de rotura em regime pós-pico (softening).

Como EC2 não fornece um método para estimar a lei constitutiva após este ponto, foi utilizada a metodologia do MC90 [CEB - FIP Model Code (1990)]. Desta forma evitam-se eventuais problemas de convergência no processo iterativo do modelo numérico devido à indefinição de uma lei constitutiva nesses regimes de tensão.

As leis constitutivas para as argamassas de assentamento e reboco foram definidas em função das condições de cedência e resistência da seguinte forma:

- foi utilizado o valor médio da resistência à compressão (f_m) determinada experimentalmente para a argamassa utilizada nas juntas de assentamento e no reboco;
- foram consideradas mais 2 argamassas: uma com o dobro e outra com metade da resistência à compressão da argamassa (f_m), designadas respectivamente por $2xf_m$ e $0,5xf_m$;
- os módulos de elasticidade das argamassas ($0,5xf_m$, f_m e $2xf_m$) foram estimados fazendo uma extrapolação em função da resistência à compressão pretendida, tendo como base um conjunto de dados experimentais disponíveis num estudo efectuado em argamassas com traços e constituição semelhante à argamassa testada em laboratório [Veiga, M. (1997)];
- nesse estudo são indicados, para argamassas de cimento e areia com traços situados entre 1:4 e 1:3, valores do módulo de elasticidade situados entre 5000 e 11500N/mm^2 para resistências médias à compressão compreendidas entre 3 e 8N/mm^2;
- a extensão correspondente à tensão máxima foi calculada de acordo com a expressão do EC2, ajustando-se o valor determinando de forma proporcional ao módulo de elasticidade estimado para as argamassas consideradas ($0,5xf_m$, f_m e $2xf_m$).

Para o coeficiente de Poisson em regime elástico assumiu-se um valor de 0,2. São conhecidos valores em estudos realizados por diversos autores nos quais se referem a utilização de valores compreendidos entre 0,1 a 0,3 dependo da constituição da argamassa [Mohamad, G. (2007); Nagai, K., *et al* (2005); El-refai, F. (1984)].

O comportamento mecânico à tracção da argamassa foi caracterizado pelo princípio da energia de fractura referido em 5.2.4.1, considerando os seguintes aspectos:

- a resistência à tracção directa da argamassa de referência foi estimada através do valor a resistência à flexão determinado experimentalmente para esta argamassa, utilizando a expressão do EC2 que relaciona estas duas resistências;

- a energia de fractura foi estimada pela expressão indicada no MC90 dada em função da resistência à compressão pretendida ($0{,}5xf_m$, f_m e $2xf_m$) e considerando o diâmetro máximo do agregado da argamassa, que no caso em estudo é de 1mm (este aspecto implicou extrapolar os resultados da energia de fractura disponíveis no MC90).

Assim, as leis constitutivas introduzidas no modelo numérico para as argamassas de assentamento/reboco consideradas nas simulações estão representadas na figura seguinte (fig.5.12) em função da resistência à compressão pretendida ($0{,}5xf_m$, f_m e $2xf_m$).

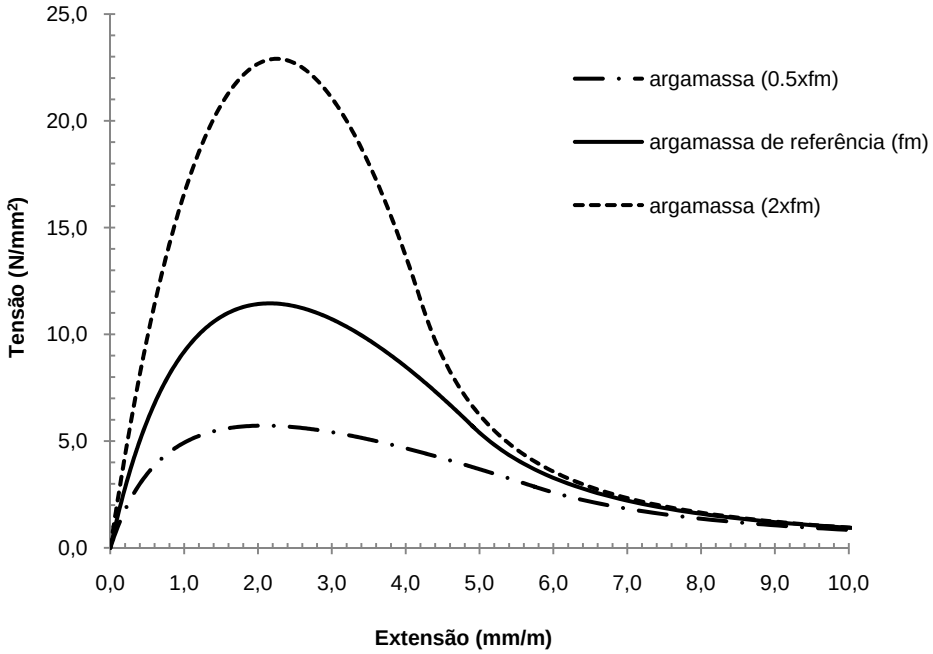


Fig. 5.12 - Leis constitutivas à compressão estimadas para as argamassas de assentamento /reboco consideradas nas simulações numéricas

As características mecânicas estimadas para as argamassas e rebocos consideradas na análise numérica estão definidas no quadro 5.1

Quadro 5.1 - Características mecânicas estimadas para as argamassas considerados na análise numérica

Referência	Módulo de elasticidade	Coeficiente de Poisson	Resistência à compressão	Resistência à tracção	Energia de fractura
	E (N/mm^2)	υ	σ_{cu} (N/mm^2)	σ_{t0} (N/mm^2)	GFI (Nmm/mm^2)
0.5xfm	8311	0.2	5.73	0.96	0.010
fm	12866		11.45	1.57	0.018
2xfm	19917		22.90	2.42	0.029

5.3.3.2. Betão constituinte dos blocos

A lei constitutiva do comportamento do betão dos blocos foi estimada a partir das curvas de resposta experimentais dos blocos e dos septos à compressão, considerando os seguintes aspectos:

- a lei constitutiva até ao ponto de tensão de máxima é definida pela curva interpoladora dos blocos testados nas duas direcções de carga e cuja tensão foi calculada na área líquida dos blocos (ver figura 4.79);
- a lei constitutiva após o ponto de tensão máxima é caracterizada pela curva interpoladora dos septos (ver figura 4.53), sendo no entanto ajustada ao ponto de tensão máxima definido pela curva interpoladora dos blocos de forma a permitir construir uma lei contínua.

Como simplificação foi considerado que a resposta à compressão do bloco (f_b) apenas varia proporcionalmente com a resistência do seu material constituinte, i.e, não se considera o efeito da forma geométrica do bloco em causa. A simplificação é aceitável dado que o factor de forma do bloco é próximo da unidade (δ=1,07).

Na lei constitutiva determinada através dos blocos é considerado o efeito da esbelteza dos septos na resistência à compressão. Esta forma de proceder simplifica a modelação dos efeitos de 2ª ordem devido à forma geométrica dos blocos, cujo comportamento é complexo de caracterizar em regimes fora do domínio elástico. Sendo assim, a lei constitutiva assumida para o betão poderá subestimar a resistência intrínseca do betão.

No entanto, poderemos utilizar esta metodologia para estimar de forma relativamente acessível e realista o comportamento dos elementos com maior expressão geométrica na alvenaria através de uma espécie de "lei constitutiva do equivalente" em que se considera, de forma indirecta, os fenómenos de 2ª ordem que podem influenciar o processo de fractura dos materiais, como por exemplo, a forma dos blocos e fragilidade inerente à esbelteza dos septos, sem entrar em modelos de simulação mais complexos, especialmente em regime fora do domínio elástico.

O módulo de elasticidade foi determinado a partir da lei constitutiva estimada para os blocos e o coeficiente de Poisson foi determinado a partir das curvas interpoladoras dos valores experimentais dos blocos testados à compressão na direcção perpendicular às juntas de assentamento (ver Fig.4.48). Em ambos os casos os valores foram determinados para um nível de tensão correspondente a cerca de 40% da tensão máxima ou de rotura determinada nos ensaios aos blocos nessa direcção.

O comportamento mecânico à tracção do betão foi caracterizado de forma análoga às argamassas (conceito de energia de fractura e resistência à tracção), considerando no entanto os resultados experimentais referentes à resistência à tracção dos septos dos blocos, a resistência à compressão estimada para o betão e o diâmetro máximo dos agregados de argila expandida (cerca de 6 mm).

Assim, a lei constitutiva e características mecânicas do betão dos blocos determinadas a partir dos resultados experimentais, cuja explicação dos pressupostos da sua determinação foi exposta nos parágrafos anteriores, foram associadas à designação f_b (curva experimental estimada).

Adicionalmente, foi estimado o comportamento mecânico de um segundo betão leve designado por $2xf_b$. O objectivo desta estimativa consistiu em simular um bloco com uma resistência à compressão hipotética duas vezes superior. Não se considerou um bloco com uma resistência inferior dado que resultaria num bloco com uma resistência inferior ao valor de referência mínimo de 3 N/mm^2 estabelecido no anexo nacional do EC8 [Santos, S. (2007)].

Para tentar manter a alguma coerência com os resultados experimentais que serviram de base para determinar algumas características do betão dos blocos, o módulo de elasticidade e resistência à tracção directa do betão ($2xf_b$) foram estimados pelas expressões do EC2 aplicáveis ao betão leve. Estas expressões foram calibradas de acordo com resultados obtidos para o betão de referência (f_b). As expressões expressas de acordo com a nomenclatura do modelo constitutivo são as seguintes:

- resistência à tracção directa:

$$\sigma_{t0} = \quad 0{,}595\ \sigma_{cu}^{0.67} \text{ (unidades em N/mm}^2\text{)} \tag{5.33}$$

- módulo de elasticidade:

$$E_0 = \quad 3858\ \sigma_{cu}^{0{,}30} \text{ (unidades em N/mm}^2\text{)} \tag{5.34}$$

A lei constitutiva à compressão do betão ($2xf_b$) foi determinada de forma análoga às argamassas, utilizando a expressão (5.34) e uma resistência à compressão (σ_{cu}) duas vezes superior à considerada para o betão (f_b). As leis constitutivas do comportamento do betão à compreensão introduzidas no modelo numérico estão representadas na figura seguinte (fig.5.13) em função da resistência à compressão considerada para o betão dos blocos (f_b e $2xf_b$).

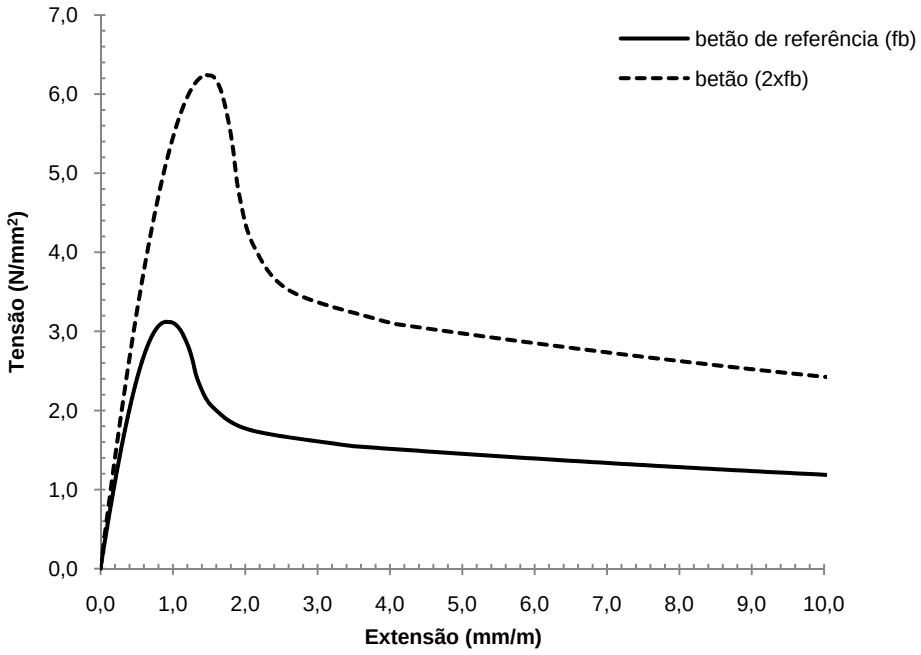


Fig. 5.13 - Leis constitutivas à compressão simples do betão dos blocos considerado na análise numérica

A caracterização do comportamento à tracção do betão ($2xf_b$) foi realizada de forma análoga ao betão (f_b) i.e., a energia de fractura foi estimada pela metodologia do MC90, sendo o valor da resistência à tracção dado pela expressão (5.33). As características mecânicas para os betões consideradas na análise numérica estão definidas no quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Características mecânicas consideradas para o betão do bloco na análise numérica

Referência	Módulo de elasticidade	Coeficiente de Poisson	Resistência à compressão	Resistência à tracção	Energia de fractura
	E (N/mm^2)	υ	σ_{cu} (N/mm^2)	σ_{t0} (N/mm^2)	GFI (N/mm)
f_b	5427	0.16	3.12	1.27	0.008
$2xf_b$	6682		6.24	2.02	0.014

5.3.4. Aspectos da Modulação Matemática

A formulação matemática de base consistiu na modulação dos elementos de alvenaria através de uma malha fina de elementos finitos discretizada por elementos tetraédricos triangulares de 4 nós. Este tipo de elementos foi escolhido por se ajustar razoavelmente bem à geometria mais complexa do bloco,

sem gerar modelos de simulação pesados ou imprecisos. A geração da malha de elementos finitos foi realizada automaticamente pelo programa.

Na simulação realizada considerou-se a não-linearidade dos materiais constituintes (argamassa e betão dos blocos), introduzindo no modelo numérico descrito em 5.2.4 as respectivas propriedades mecânicas e leis constitutivas definidas em 5.3.3.

O método iterativo de base utilizado foi o de Newton-Raphson, embora o programa possa seleccionar automaticamente outros em função das necessidades de convergência num dado incremento (controlo automático do processo incremental e de convergência).

5.3.5. Condições de Apoio e Aplicação de Carga

5.3.5.1. Condições de apoio

Relativamente às condições de apoio, é conhecida a importância do efeito de confinamento provocado pelas placas de aplicação de carga no comportamento mecânico dos provetes, especialmente em provetes mais pequenos.

É possível simular este efeito conhecendo as condições de interacção na interface entre as placas de carga e face carregada do provete. Essa interacção pode ser simulada por intermédio uma lei de fricção simples, conhecendo-se o coeficiente de atrito entre o aço e o betão e assumindo um modelo de contacto rígido.

Outra forma de simular este efeito consiste em restringir totalmente os graus de liberdade de translação dos nós da malha de elementos finitos pertencentes ao apoio dos provetes. Neste caso o efeito de confinamento introduzido nos provetes é superior.

Num cálculo inicial realizado em regime elástico num dos provetes à compressão simples simularam-se estas 2 possibilidades de confinamento. No modelo de fricção o processo de convergência revelou-se demasiado lento. No modelo de restrição total o esforço de cálculo foi substancialmente inferior.

Assim, prevendo dificuldades nas simulações em regime não linear, optou-se por simular as condições de apoio com restrição total dos nós.

5.3.5.2. Aplicação de carga

Conforme tem sido referido, não foi possível caracterizar o comportamento mecânico dos provetes de alvenaria em regime pós-pico dadas as limitações do sistema de ensaio (controle em força aplicada). No entanto, nas simulações numéricas foi necessário caracterizar de forma completa a resposta do provetes.

A aplicação de carga foi simulada numericamente por imposição de deslocamentos através de assentamentos de apoio na direcção e sentido das cargas de compressão aplicadas nos provetes de alvenaria testados em laboratório. Foi simulado um carregamento monotónico com uma lei linear de variação crescente de deslocamentos (ou de assentamentos de apoio). Considerou-se um deslocamento máximo cerca de 5 vezes superior ao valor médio dos deslocamentos nodais máximos registados nos provetes testados em laboratório (pontos localizados no terço central), garantido assim a obtenção de um ponto de pico de força ou de força máxima.

O deslocamento máximo considerado foi dividido em incrementos iguais, suficientemente pequenos de forma a caracterizar convenientemente todos os pontos singulares da resposta dos provetes.

Foram definidos cerca de 20 intervalos, os quais por sua vez foram subdivididos em intervalos mais pequenos de forma automática pelo programa, de acordo as necessidades de convergência. No entanto foi definido o incremento inicial, mínimo e máximo, podendo-se assim controlar melhor a precisão da resposta dos provetes e o tempo de cálculo do processo iterativo.

5.3.6. MODELAÇÃO DAS JUNTAS DE INTERFACE

O programa utilizado não possuiu modelos constitutivos de junta onde seja possível caracterizar um modelo de fricção que considere directamente uma resistência inicial ao corte nas juntas de assentamento (aderência ou coesão inicial associado a um nível de compressão nula).

Assim, numa fase antecedente à calibração do modelo realizou-se a modelação de juntas segundo 2 estratégias num provete de alvenaria à compressão simples, para uma intensidade baixa de carga, de modo a perceber a tendência da resposta numérica do modelo.

A primeira estratégia consistiu na modelação da alvenaria com elementos discretos, utilizando o modelo de juntas de contacto deformável definido em 5.2.3, sendo os blocos e as juntas modeladas com as leis constitutivas estimadas em 5.3.3. Considerou-se uma rigidez tangencial (estimada pelas curvas de resposta dos ensaios ao corte directo nas juntas horizontais de assentamento referidos no capítulo 4) e uma rigidez na direcção normal (estimada com as propriedades elásticas da argamassa, espessura e area das juntas de assentamento). A rigidez neste modelo de juntas é considerada linear-elástica (para intensidades de carga superiores esta rigidez seria ajustada pelo programa de acordo com os deslocamentos relativos e leis constitutivas da argamassa e dos blocos das juntas). Para a lei de fricção nas zonas de interface foi considerado um coeficiente de atrito interno igual ao valor médio determinado experimentalmente ($\text{tang.}(\alpha) \approx 1$).

A segunda estratégia, mais simplificada, consistiu em modelar a alvenaria com juntas em que se considera a transmissão integral das forças normais e tangenciais pelas superfícies de contacto (juntas e blocos rigidamente ligados por pontos gerados nas superfícies de contacto), sendo os blocos e as juntas modeladas com as leis constitutivas estimadas em 5.3.3.

Nas duas estratégias de modelação considerou-se que não existe fricção por contacto entre os blocos nas zonas das juntas verticais não argamassadas. Esta simplificação é aceitável na alvenaria em estudo dado que nas zonas das juntas verticais os blocos não estão em contacto entre si (os blocos estão separados por uma junta vertical com cerca de 2 a 4mm de espessura, resultante do processo de execução - ver figuras 4.34 a 4.36). Por outro lado, não se prevê esforços de compressão ou deslocamentos significativos na direcção perpendicular às juntas verticais que impliquem uma deformação relativa entre blocos igual ou superior a 2mm e que poderiam por em contacto as superfícies dos blocos.

De acordo com os resultados obtidos, o modelo com juntas de contacto deformáveis revelou dificuldades de convergência significativas e mostrou-se extremamente demorado em relação ao modelo em que se considera a transmissão integral das forças de superfície (juntas e blocos rigidamente ligados).

Assim, prevendo dificuldades acrescidas nas simulações em regime não linear, optou-se por modelar as juntas dos provetes de acordo com a segunda estratégia, tendo presente os seguintes aspectos:

- conforme referido, este tipo de modelação resulta em juntas com um comportamento que permite uma transmissão integral de forças ou deslocamentos nas zonas de interface;

- a suposição anterior é aceitável no caso de provetes testados à compressão simples numa direcção perpendicular às juntas de assentamento onde normalmente se verificam deslocamentos relativos entre as juntas e os blocos nas zonas de interface muito pequenos;
- por outro lado, a afinidade existente entre os materiais (constituídos por ligantes à base de cimento e por inertes leves) que permite uma melhor ligação entre os elementos constituintes da alvenaria, poderá diminuir as imprecisões associadas ao modelo numérico assumido para as juntas (modelo rígido);
- no caso dos provetes simulados na direcção diagonal, poderá existir alguma imprecisão nos resultados com a 2ª estratégia de modelação das juntas, especialmente em regime pós-pico, já que as formas de rotura observadas nos ensaios em laboratório parecem revelar uma maior fragilidade na resistência de ligação entre os blocos e as juntas horizontais de assentamento;
- como não foi possível caracterizar experimentalmente o comportamento dos provetes de alvenaria em regime pós rotura, permanece a dúvida se uma modelação dada pela 1ª ou 2ª estratégia poderá caracterizar adequadamente o comportamento mecânico nesses regimes ou se, por outro lado, o modelo numérico conforme esta a ser considerado na 2ª estratégia poderá ser calibrado para esse tipo de comportamento.

5.3.7. PÓS-PROCESSAMENTO DE RESULTADOS

As curvas de resposta dos provetes simulados numericamente foram definidas de forma análoga à caracterização experimental, ou seja, os dados foram representados em diagramas que representam as forças aplicadas nas áreas carregadas e as deformações medidas através dos deslocamentos nodais.

As forças resultantes da imposição dos deslocamentos foram determinadas, para cada incremento, através do somatório das forças de reacção geradas dos nós de apoio na direcção da carga aplicada. As deformações para cada incremento foram determinadas a partir do diferencial dos deslocamentos nodais medidos de forma análoga aos ensaios, i.e, escolheram-se pontos na malha geometricamente coincidentes com os pontos de medição das deformações dos provetes testados em laboratório.

A partir destes dados determinaram-se as principais características mecânicas da alvenaria (módulos de elasticidade, módulos de distorção, forças de rotura ou forças máximas e respectivas extensões). As propriedades mecânicas da alvenaria nas diferentes situações de análise foram calculadas de forma análoga à do capítulo 4, designadamente na utilização do formulário referente aos ensaios experimentais à compressão simples e ao corte (via compressão diagonal).

5.4. CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

De forma a se obter resultados representativos sob o ponto de vista de uma análise de sensibilidade numérica, foi necessário calibrar o modelo numérico assumido para os provetes de alvenaria.

A resposta da alvenaria à compressão é condicionada pela resposta dos elementos que a constituem. Assim, realizou-se calibração do modelo numérico do betão constituinte dos blocos partindo da lei constitutiva à compressão estimada em 5.3.3.2 para o betão (f_b) (lei estimada com base em resultados experimentais).

Utilizaram-se as curvas de resposta experimentais dos provetes de alvenaria à compressão (simples ou diagonal) como referência para a validação e, se necessário, a calibração do modelo numérico assumido para a alvenaria.

De uma forma geral, o processo de calibração consistiu em realizar várias simulações numéricas, alterando algumas propriedades mecânicas mais condicionantes do modelo material dos elementos, até se conseguir uma aproximação satisfatória entre as curvas de resposta experimental e numérica dos provetes de alvenaria.

5.4.1. Calibração do Modelo Constitutivo do Betão Constituinte dos Blocos

A calibração do modelo constitutivo do betão foi realizada através do septo e do bloco simulados à compressão à simples de modo semelhante aos ensaios realizados em laboratório.

Conforme constatado no capítulo 4, registaram-se diferenças significativas entre curvas de resposta experimentais dos septos e dos blocos à compressão simples até ao ponto de rotura. Conforme já referido, não foi possível obter dos ensaios aos blocos as curvas em regime pós-pico. No entanto foi possível obtê-las nos ensaios aos septos. Conforme exposto em 5.3.3.2, com base nestes 2 ensaios foi possível estimar uma lei constitutiva pós-pico para o betão dos blocos (f_b) e que será utilizada na validação dos parâmetros inelásticos do modelo do bloco.

Apesar da curva experimental obtida nos ensaios ao septo não ter sido considerada no modelo como lei constitutiva, simulou-se numericamente o septo à compressão simples para perceber a sensibilidade dos parâmetros de calibração do modelo em regime não-linear, recorrendo a uma geometria simples. Por outro lado, observou-se que as curvas experimentais dos septos e dos blocos possuem um desenvolvimento geométrico semelhante. Esta observação serviu de base para considerar que os parâmetros de calibração do modelo material do septo poderiam constituir um bom ponto de partida para o processo de calibração do bloco.

Deste modo foram realizadas 2 análises. Uma primeira análise que consiste em simular numericamente o ensaio do septo à compressão simples, ajustando os parâmetros do modelo para que a curva numérica se aproxime da curva experimental. A segunda consistiu em simular o bloco à compressão simples utilizando como ponto de partida os parâmetros do septo e, se necessário, modifica-los de modo que a curva de resposta numérica do bloco se ajuste à curva experimental estimada em 5.3.3.2. para o betão dos blocos (f_b).

Ambas as análises consistiram em modificar individualmente cada um dos parâmetros inelásticos do modelo constitutivo, dentro de um determinado intervalo de variação, mantendo-se constantes os parâmetros elásticos (módulo de elasticidade e coeficiente de poisson em regime não fissurado). Em seguida, realizaram-se diversas hipóteses de combinação dos parâmetros mais influentes na resposta do modelo e compararam-se as curvas de resposta numérica com a curva experimental (curva de calibração), até se obter a melhor aproximação possível.

Os parâmetros inelásticos do modelo considerados e os respectivos intervalos de variação (Δ) foram os seguintes:

ψ - ângulo de dilatação: $\Delta\,\psi = [15^o; 45^o]$;
ϵ - parâmetro da função de escoamento plástico: $\Delta\,\epsilon = [0{,}1; 1]$
σ_{b0}/σ_{c0} - Rácio entre as tensões de cedência em compressão nos regimes equibiaxial e uniaxial: $\Delta\,\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = [1; 1{,}3]$;
Kc - rácio entre os invariantes das tensões de tracção e de compressão no inicio da cedência: $\Delta\,Kc = [2/3; 1]$.

Representa-se na figura 5.14 a melhor aproximação conseguida entre a curva de resposta numérica e a curva experimental dos septos (1ªanálise). Os respectivos parâmetros elásticos e inelásticos para aproximação conseguida estão definidos no quadro 5.3.

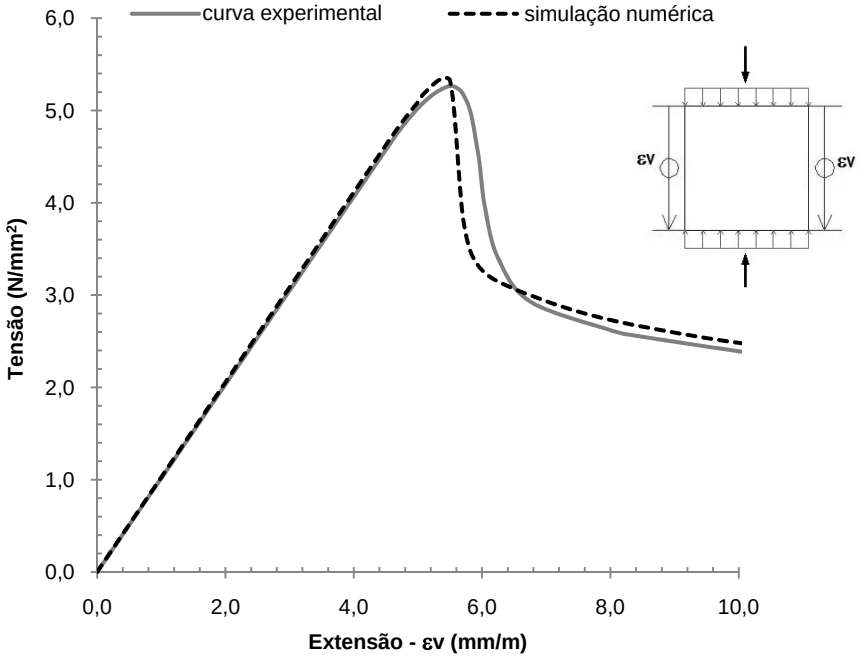


Fig. 5.14 - Comparação entre as curvas de resposta à compressão simples do septo após calibração do modelo (1ª análise)

Quadro 5.3 - Parâmetros elásticos e inelásticos do modelo constitutivo do betão obtidos na calibração do septo à compressão simples (1ªanálise)

Parâmetros elásticos			Parâmetros inelásticos					
Módulo de elasticidade E (N/mm^2)	Coeficiente de poisson	ψ (graus)	ϵ (-)	σ_{bo}/σ_{co} (-)	K_c (-)	σ_{cu} (N/mm^2)	σ_{to} (N/mm^2)	GFI (N/mm)
1016	0.16	45º	0.10	1.16	1.00	5.26	1.27	0.0121

Representa-se na figura 5.15 a primeira aproximação conseguida entre a curva de resposta numérica e a curva experimental dos blocos utilizando os parâmetros inelásticos do septo (2ªanálise). Os parâmetros elásticos e inelásticos assumidos no modelo na segunda análise estão definidos no quadro 5.4.

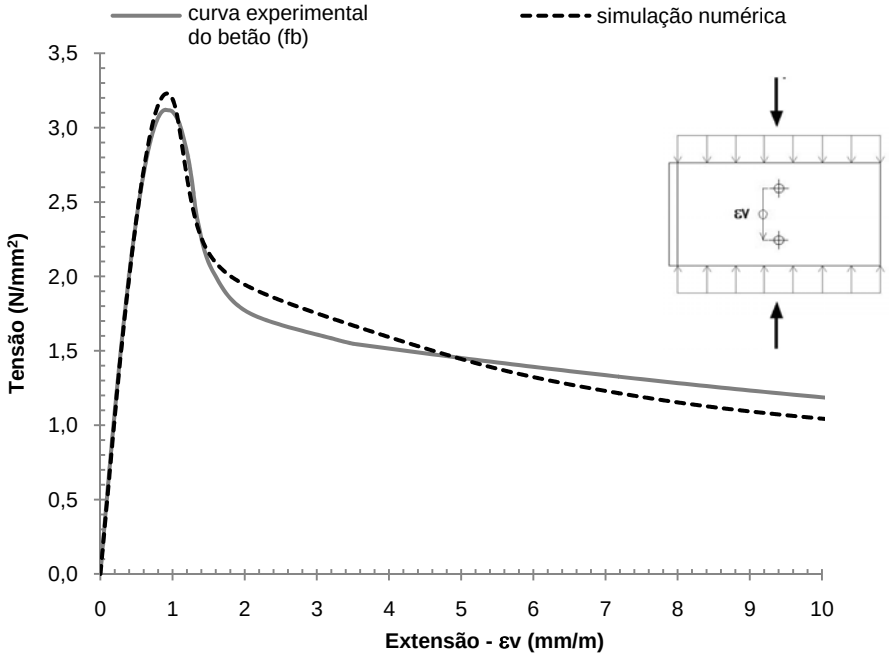


Fig. 5.15 - Comparação entre as curvas de resposta à compressão simples do bloco com os parâmetros inelásticos do septo (2ª análise)

Quadro 5.4 - Parâmetros elásticos e inelásticos do modelo constitutivo do betão considerados na simulação do do septo à compressão simples (2ªanálise)

Parâmetros elásticos		Parâmetros inelásticos (calibração)						
Módulo de elasticidade E (N/mm^2)	Coeficiente de Poisson	ψ (graus)	ϵ (-)	σ_{bo}/σ_{co} (-)	K_c (-)	σ_{cu} (N/mm^2)	σ_{to} (N/mm^2)	GFI (N/mm)
5427	0.16	45º	0.10	1.16	1.00	3.12	1.27	0.0085

Perante as duas análises efectuadas, observa-se que ao assumirem-se leis constitutivas com valores escalares de resistência e deformabilidade distintos, mas com os mesmos parâmetros inelásticos, o modelo constitutivo responde de acordo com as leis constitutivas introduzidas nas duas situações de análise. Conclui-se que o modelo parece conseguir reproduzir os aspectos essenciais do comportamento linear e não-linear assumidos para o betão nos regimes pré-pico e pós-pico.

Refere-se que em ambos os casos os parâmetros do modelo mais influentes na calibração do comportamento do betão em regime de cedência foram o factor (*Kc*) e o ângulo de dilatação (ψ).

Nas duas análises efectuadas considerou-se muito satisfatória a aproximação conseguida entre as curvas de resposta numérica e as curvas de calibração. Consequentemente, a lei constitutiva do betão (f_b) e os parâmetros elásticos e inelásticos indicados no quadro 5.4 foram utilizados no modelo constitutivo do betão dos blocos.

5.4.2. CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DA ARGAMASSA

Ao contrário do que sucedeu com a calibração o betão dos blocos, não foi possível obter ou estimar uma curva experimental à compressão simples que permitisse calibrar o modelo numérico assumido para a argamassa.

Assim assumiram-se as características mecânicas estimados em 5.3.3.1 e para os parâmetros inelásticos do modelo assumiram-se os valores de referência indicados por defeito no modelo, os quais resultam de vários estudos experimentais e numéricos comparativos efectuados em estruturas de betão (quadro 5.5). Ao assumir estes valores, considerou-se que não irão influenciar de forma significativa o comportamento mecânico global dos provetes da alvenaria, dada a menor expressão das juntas de argamassa.

Quadro 5.5 - Características elásticas e inelásticas consideradas no modelo constitutivo da argamassa

Parâmetros elásticos		Parâmetros inelásticos						
Módulo de elasticidade E (N/mm^2)	Coeficiente de poisson	ψ (graus)	ε (-)	σ_{bo}/σ_{co} (-)	K_c (-)	σ_{cu} (N/mm^2)	σ_{to} (N/mm^2)	GFI (N/mm)
12866	0.2	15º	0.10	1.16	0.67	11.45	1.57	0.0175

5.4.3. VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO – SIMULAÇÃO DOS PROVETES DE ALVENARIA

Com o modelo da alvenaria gerado e as leis constitutivas do material dos elementos considerados minimamente representativos e calibrados, foram realizadas algumas simulações numéricas dos provetes de alvenaria testados em laboratório. Foram comparadas as curvas de resposta experimentais com as curvas resultantes das simulações numéricas, assim como as respectivas características mecânicas, no sentido de validar e calibrar, se necessário, o modelo numérico assumido para o comportamento mecânico da alvenaria, pelo menos até ao ponto de rotura.

Após o ponto de rotura não se sabe se o modelo numérico assumido para a alvenaria poderá responder de forma satisfatória ou não, dado que não foi possível testar os provetes em laboratório para além desse ponto devido a limitações do sistema de ensaio. No entanto, conforme já referido em 5.3.5.2, nas simulações numéricas efectuadas foi necessário caracterizar a resposta dos provetes após o ponto de rotura no sentido de ser possível visualizar como responde o modelo assumido em regime pós-pico e para a eventualidade dessa informação vir a ser útil em futuros estudos.

5.4.3.1. Simulação à compressão simples

De acordo com esta simulação, verificou-se que a curva de resposta numérica obtida no primeiro cálculo efectuado encontrava-se na área de dispersão das curvas individuais dos provetes testados em laboratório. Na figura seguinte representam-se um diagrama comparativo entre a curva de resposta numérica e as curvas de resposta experimentais dos 4 provetes testados em laboratório (fig.5.16).

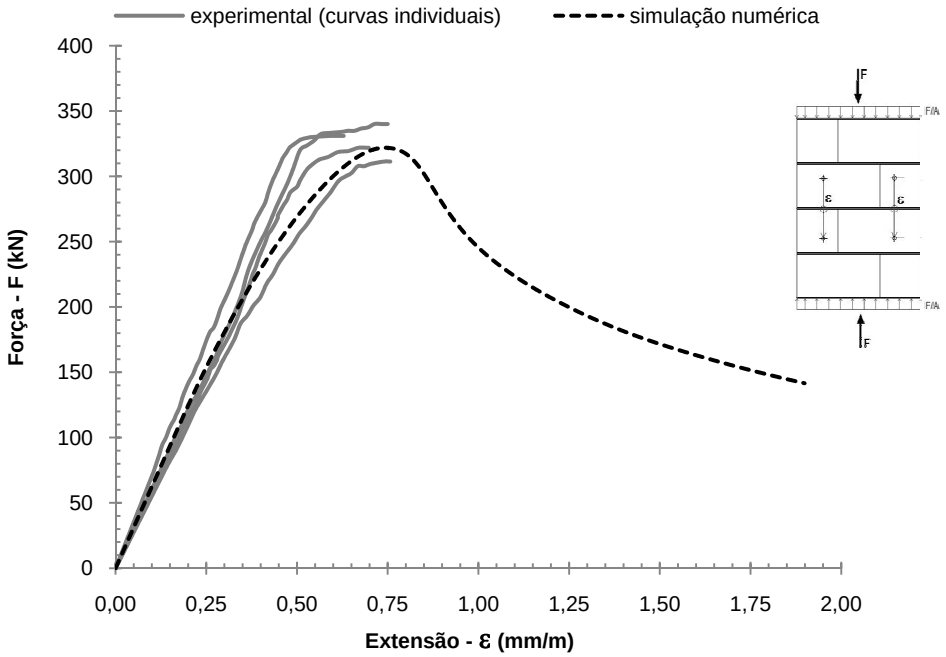


Fig. 5.16 - Diagrama comparativo entre as curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples

Para uma análise mais concreta dos resultados foram calculados rácios entre as principais características mecânicas obtidas por via da simulação numérica e por via experimental. Essas características e respectivos rácios estão representados no quadro 5.6.

Quadro 5.6 - Características mecânicas e respectivos rácios determinados pela média dos valores experimentais e pela curva resultante da simulação numérica

Designação	Ref.	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F_{max}	Rácios entre as características numéricas e as experimentais		
		E (N/mm^2)	$F_{max.}$ (kN)	ε (mm/m)	E_{num}/E_{exp}	F_{num}/F_{exp}	$\varepsilon_{num}/\varepsilon_{exp}$
Experimental (valores médios)	exp.	3245	326	0.71	1.03	0.99	1.05
Simulação numérica	num.	3345	322	0.74			

Para uma leitura mais coerente e concreta da dispersão entre os resultados numéricos e os resultados experimentais, fez-se uma comparação entre os resultados da curva de resposta numérica e a curva de resposta experimental determinada por regressão numérica no capítulo 4 (curva interpoladora).

Na figura 5.17, representa-se um diagrama com ambas as curvas até ao ponto de rotura. As características mecânicas obtidas dos resultados experimentais pela curva de interpolação e as características obtidas pelos resultados da simulação numérica, bem como os respectivos rácios comparativos, então representados no quadro 5.7.

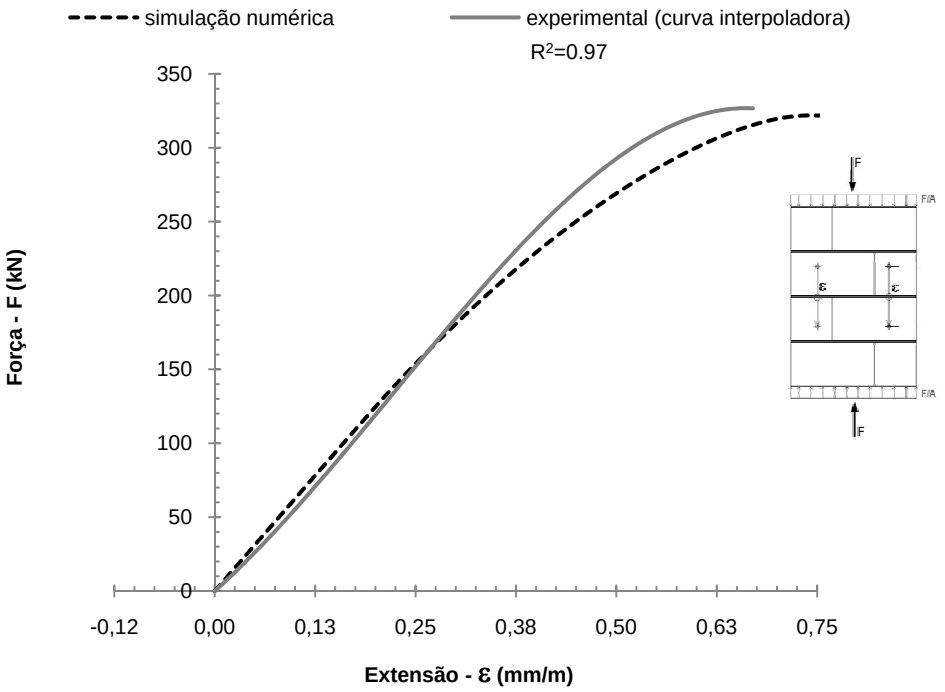


Fig. 5.17 - Comparação entre a curva de resposta experimental (regressão numérica) e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples

Quadro 5.7 - Características mecânicas e respectivos rácios determinados pela curva interpoladora e pela curva resultante da simulação numérica

Designação	Ref.	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F.max.	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F_{max} (kN)	ε (mm/m)	E_{num}/E_{exp}	F_{num}/F_{exp}	$\varepsilon_{num}/\varepsilon_{exp}$
experimental (regressão com R^2=0.97)	exp.	3185	327	0.66	1.05	0.98	1.12
simulação numérica	num.	3345	322	0.74			

Na figura seguinte representa-se um diagrama comparativo com as leis constitutivas assumidas para os materiais à compressão simples (betão f_b e argamassa f_m) e a curva de resposta (lei constitutiva) do provete de alvenaria simulado numericamente à compressão simples (fig.5.18). Desta forma é possível comparar a resposta dos materiais de forma isolada e a resposta quando estes estão unidos formando um provete de alvenaria submetido à compressão simples.

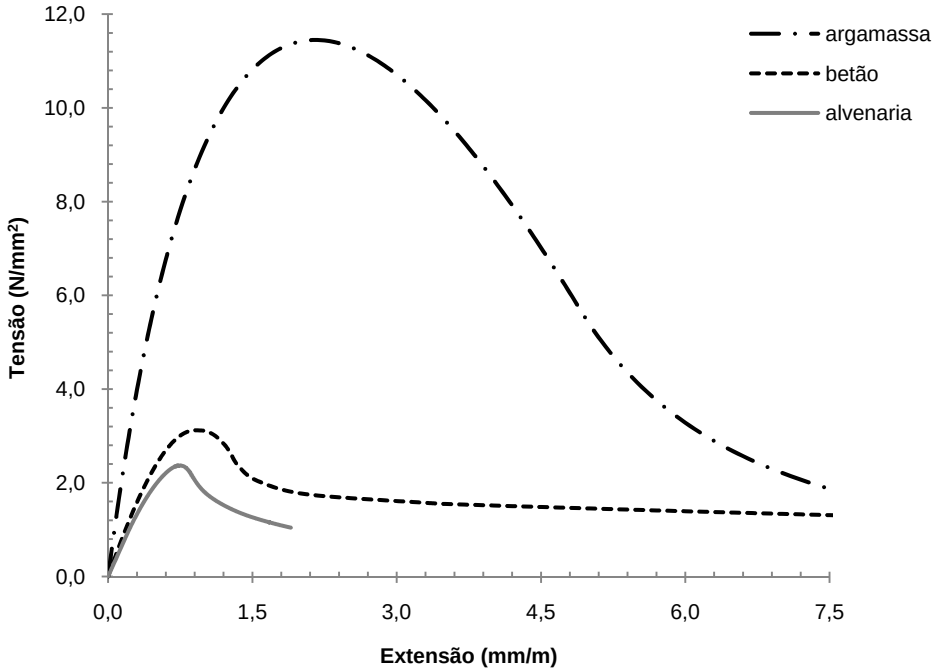


Fig. 5.18 - Representação das leis constitutivas estimadas para os materiais (argamassa f_m e betão f_b) e lei constitutiva da alvenaria simulada numericamente à compressão simples

Neste diagrama salientam-se a maior proximidade entre o comportamento mecânico do betão dos blocos e do provete de alvenaria, e a menor influência que a argamassa das juntas tem na resposta da alvenaria apesar de possuir uma lei constitutiva mais expressiva.

Assim, de acordo com os resultados obtidos referem-se os seguintes aspectos

- a curva de resposta obtida na simulação numérica é semelhante e enquadra-se dentro da área de dispersão definida pelas curvas de resposta individuais dos provetes experimentais;
- a curva de resposta obtida na simulação numérica desenvolve-se de forma semelhante à curva de regressão;
- os rácios entre as características mecânicas experimentais e numéricas são próximos da unidade (variam entre 0,98 a 1,12);
- as evidencias indicadas no pontos anteriores indicam uma boa proximidade entre os resultados experimentais e numéricos, embora exista uma pequena diferença no caso do valor da extensão para ponto de rotura (cerca 12% superior em relação ao valor determinado pela curva interpoladora que, no entanto diminui quando comparada com os valores médios experimentais);
- o modelo considerado, traduz a maior influência que o comportamento mecânico dos blocos têm no comportamento mecânico à compressão da alvenaria quando comparado com o das juntas de argamassa.

Perante a análise destes aspectos, considerou-se que o modelo numérico simula de forma eficiente e representativa a resposta dos provetes testados em laboratório à compressão simples, pelo menos até ao ponto de rotura (ou ponto de força de máxima).

5.4.3.2. Simulação à compressão diagonal (corte)

Simulou-se numericamente 3 provetes correspondentes às 3 séries de provetes testados em laboratório à compressão diagonal, designadamente:

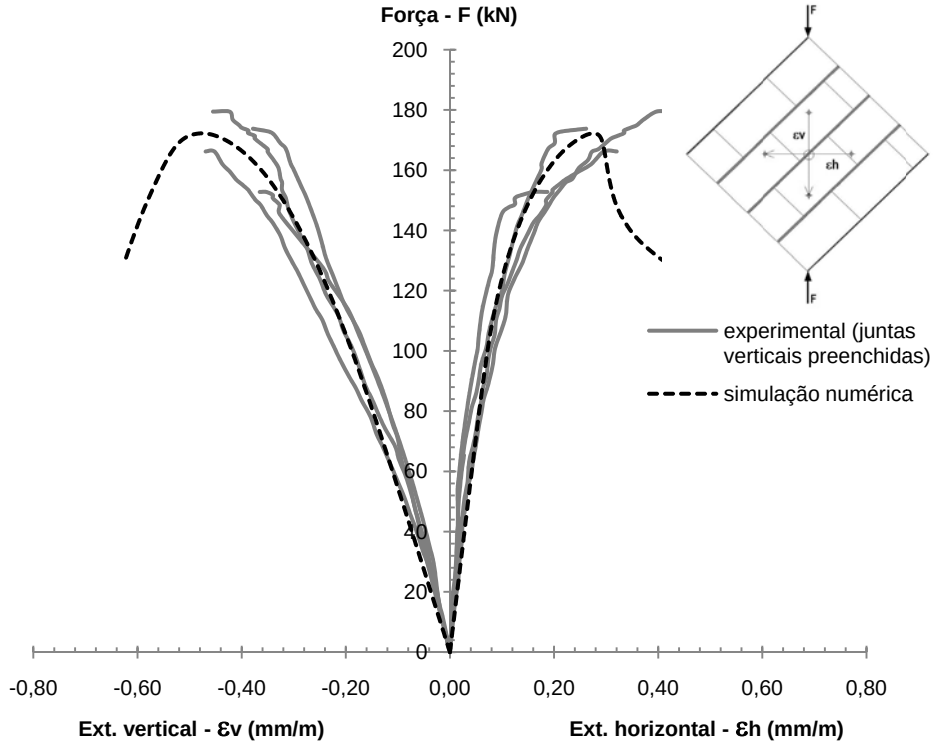
- provete da série com juntas verticais preenchidas;
- provete da série com juntas verticais secas;
- provete da série com faces rebocadas e juntas verticais preenchidas.

De acordo com os primeiros cálculos efectuados, verificou-se que as curvas resposta numérica obtidas para as 3 séries simuladas encontravam-se nas respectivas áreas de dispersão definidas pelas curvas individuais dos provetes testados em laboratório.

Os resultados das 3 séries simuladas numericamente e os resultados das 3 séries testadas em laboratório foram comparados através de rácios entre as respectivas características mecânicas.

Representam-se nas figuras seguintes, diversos diagramas com as curvas de resposta retiradas da simulação numérica e as curvas de resposta experimentais dos provetes testados em laboratório (figuras 5.20 a 5.22).

As extensões nas diagonais verticais dos provetes (ε_v) (diagonais coincidentes com direcção de aplicação de carga) estão representadas no eixo negativo das abcissas e as extensões na diagonal horizontal (ε_h) e distorções (γ) no eixo positivo.



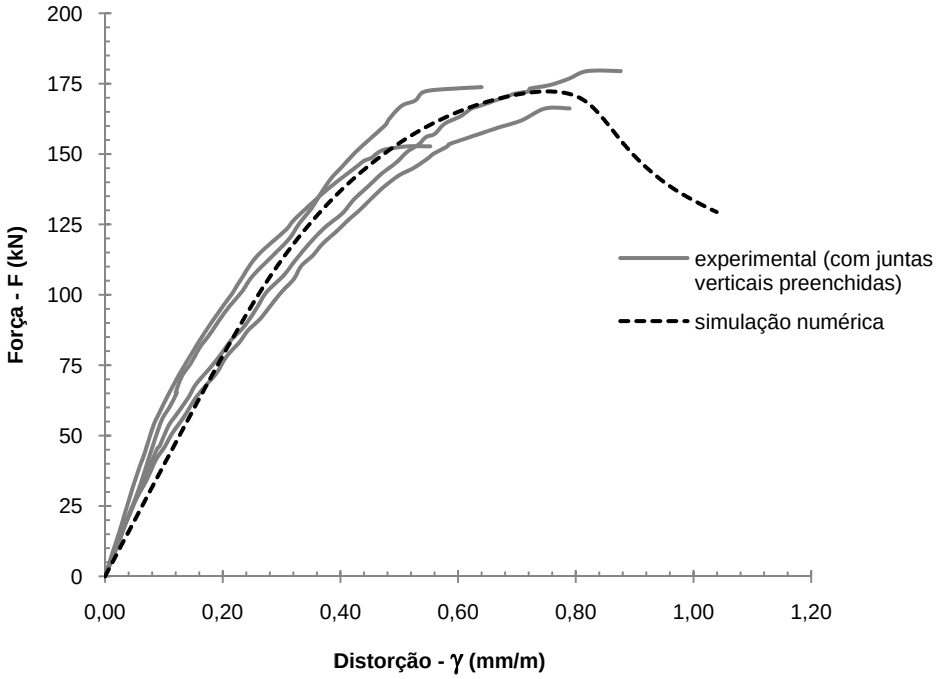
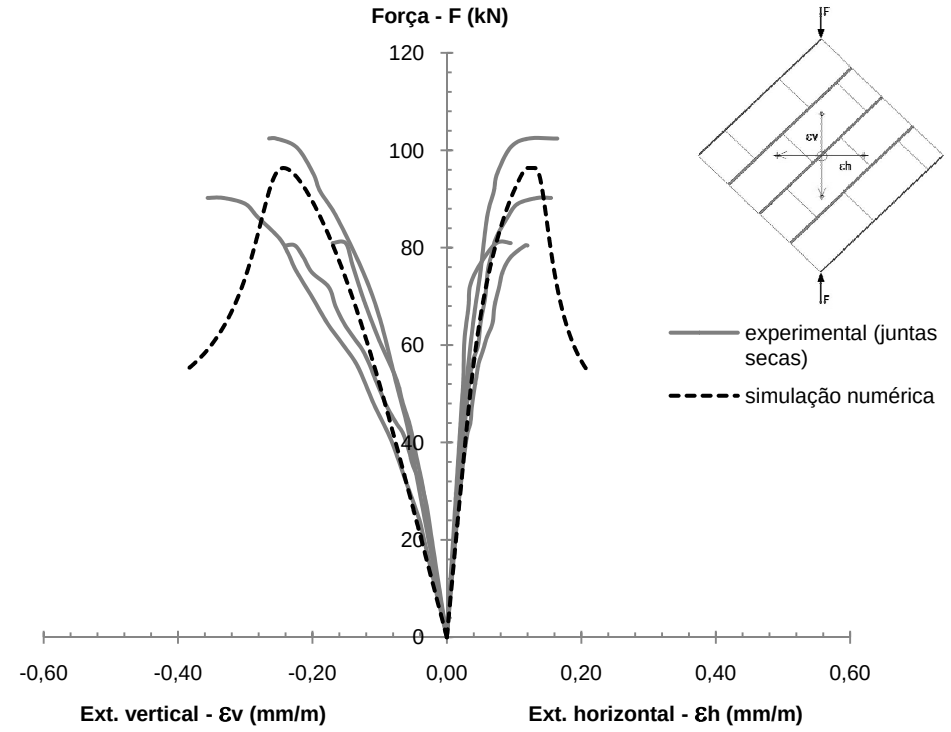


Fig. 5.20 - Curvas de resposta experimentais e curvas de resposta numérica dos provetes de alvenaria com juntas verticais preenchidas submetidos à compressão diagonal



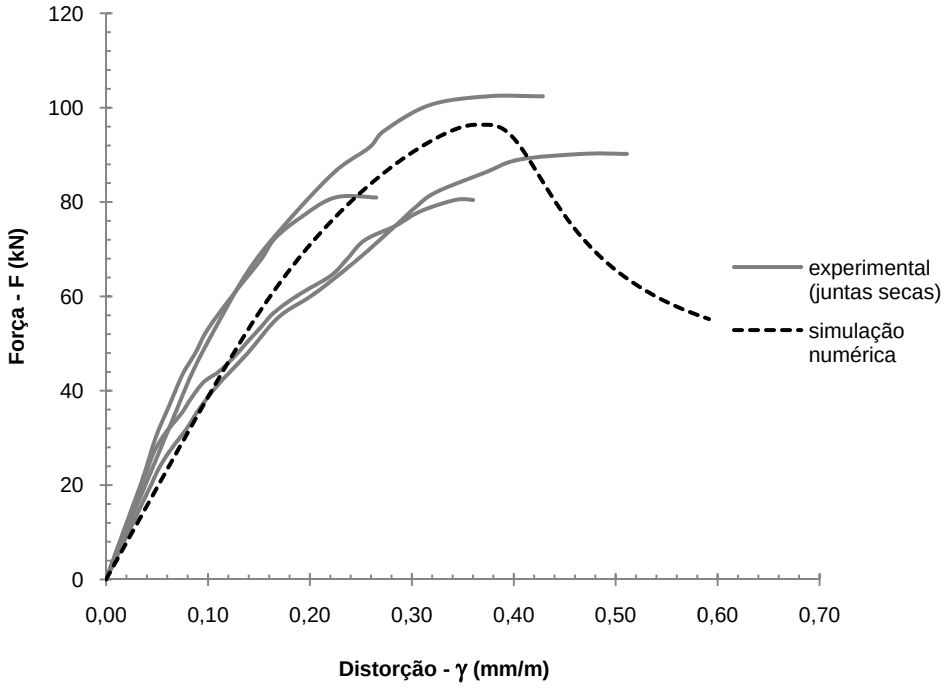
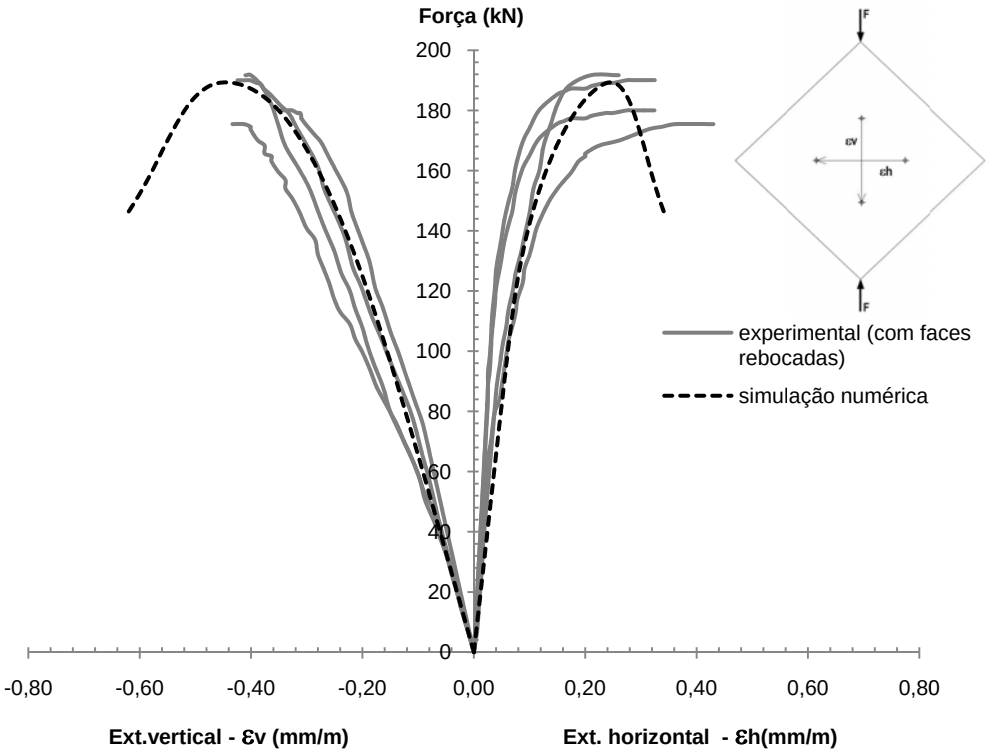


Fig. 5.21 - Curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria com juntas verticais secas submetidos à compressão diagonal



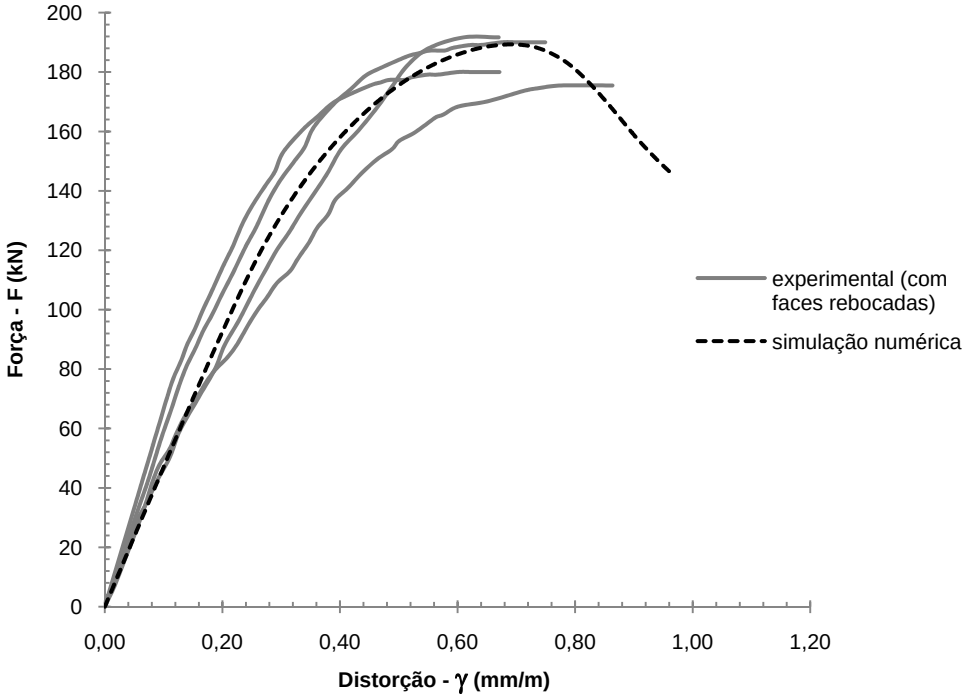


Fig. 5.22 - Curvas de resposta experimentais e a curva de resposta numérica dos provetes de alvenaria com faces rebocadas e juntas verticais preenchidas submetidos à compressão diagonal

Nos quadros 5.8 e 5.9 apresenta-se uma síntese das características mecânicas e respectivos rácios determinados a partir das simulações numéricas e dos resultados experimentais (valores médios) para as 3 séries de provetes considerados neste estudo.

Quadro 5.8 - Características mecânicas dos provetes á compressão diagonal: valores médios experimentais e dos valores resultantes das simulações numéricas

Referência		Força máxima (kN)	Deformações p/ F_{max} (mm/m)			Módulo de distorção (N/mm^2)
		F_{max}	εv	εh	γ	G
experimental (valores médios)	juntas verticais preenchidas	168.0	0.42	0.30	0.71	1715
	juntas verticais secas	88.5	0.26	0.13	0.39	1680
	faces rebocadas + juntas verticais preenchidas	184.3	0.40	0.33	0.74	1827
simulação numérica	juntas verticais preenchidas	172.2	0.48	0.28	0.75	1354
	juntas verticais secas	96.4	0.24	0.13	0.37	1330
	faces rebocadas + juntas verticais preenchidas	189.3	0.45	0.25	0.69	1607

Quadro 5.9 - Rácios entre as características mecânicas determinadas na simulação numérica e as características determinadas experimentalmente (valores médios)

Referência	Rácios entre as características mecânicas (numérico/experimental)				
	F_{num}/F_{exp}	$\varepsilon v_{num}/\varepsilon v_{exp}$	$\varepsilon h_{num}/\varepsilon h_{exp}$	$\gamma_{num}/\gamma_{exp}$	G_{num}/G_{exp}
junta vertical preenchida	1.03	1.13	0.92	1.05	0.79
junta vertical secas	1.09	0.94	1.01	0.96	0.79
com reboco + junta vert.preench.	1.03	1.12	0.75	0.94	0.88

Para uma leitura mais concreta e coerente da dispersão entre os resultados numéricos e os resultados experimentais para as 3 séries de provetes, representam-se no diagrama da figura seguinte as curvas de resposta numérica e as curvas interpoladoras dos resultados experimentais determinadas no capítulo 4 para as 3 séries de provetes (fig. 5.23).

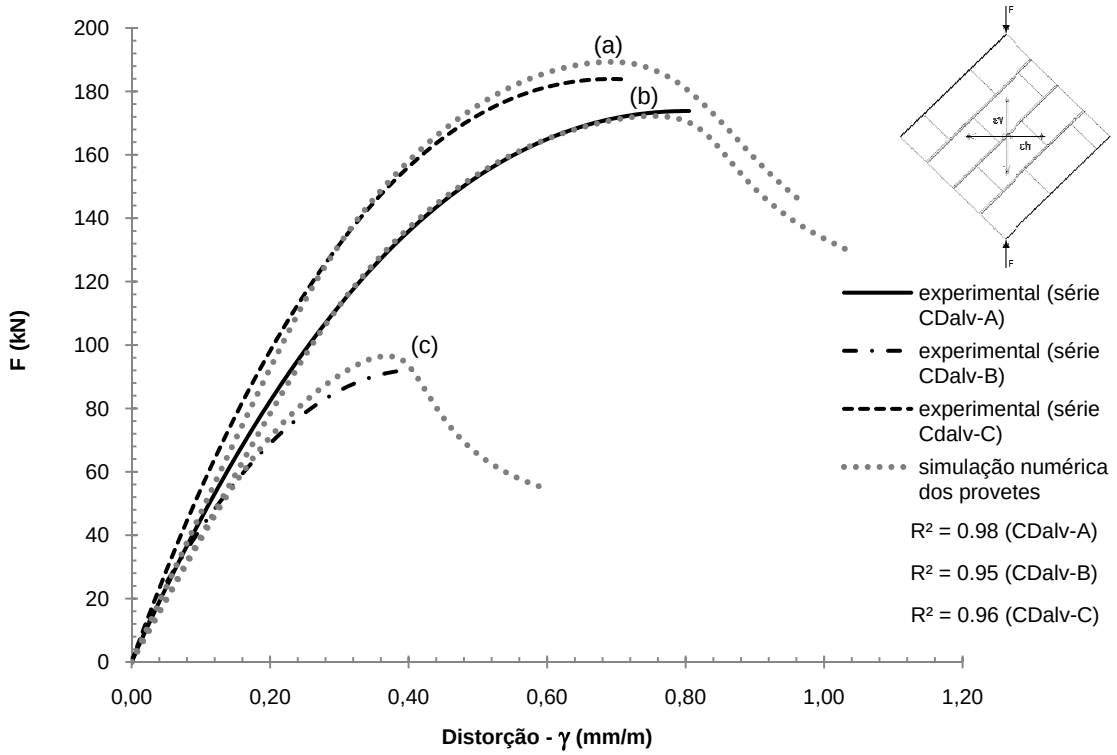


Fig. 5.23 - Diagramas com as curvas de resposta interpoladoras dos testes experimentais e as curvas de resposta das simulações numéricas das 3 séries de provetes submetidos à compressão diagonal: (a) faces rebocadas + juntas verticais preenchidas, (b) juntas verticais preenchidas e (c) juntas verticais secas

Determinaram-se as características mecânicas a partir das curvas interpoladoras dos resultados experimentais e das curvas resultantes da simulação numérica, bem como os respectivos rácios entre essas características (quadros 5.10 e 5.11). Os rácios calculados têm como denominador comum os valores das características mecânicas determinadas pelas curvas interpoladoras.

Quadro 5.10 - Características mecânicas dos provetes à compressão diagonal determinadas pelas curvas interpoladoras dos resultados experimentais e das curvas das simulações numéricas

Referência		R^2	Força máxima	Distorção p/ F_{max}	Módulo de distorção
			F_{max} (kN)	γ (mm/m)	G (N/mm^2)
curvas interpoladoras dos resultados experimentais	juntas verticais preenchidas	0.98	173.8	0.80	1504
	juntas verticais secas	0.95	92.2	0.41	1726
	faces rebocadas+junt.vert.preench.	0.96	182.7	0.69	1851
simulação numérica	juntas verticais preenchidas	-	172.2	0.75	1354
	juntas verticais secas	-	96.4	0.37	1330
	faces rebocadas+junt.vert.preench.	-	189.3	0.69	1607

Quadro 5.11 - Rácios entre as características mecânicas determinadas na simulação numérica e as características determinadas pelas curvas interpoladoras dos resultados experimentais

Referência	Rácios entre as características (numéricas/ experimentais)		
	F_{num}/F_{exp}	$\gamma_{num}/\gamma_{exp}$	G_{num}/G_{exp}
juntas verticais preenchidas	0.99	0.94	0.90
juntas verticais secas	1.05	0.91	0.77
faces rebocadas +juntas verticais preenchidas	1.04	1.01	0.87

Perante os resultados obtidos salientam-se os seguintes aspectos:

- as curvas de resposta obtidas nas simulações numéricas são semelhantes às curvas de resposta individuais dos provetes obtidas experimentalmente e desenvolvem-se na área de influência definida pelas curvas experimentais, pelo menos até ao ponto de rotura;
- de uma forma geral, os rácios entre as características mecânicas obtidas experimentalmente e as características mecânicas obtidas numericamente estão relativamente próximos da unidade, o que indica uma boa proximidade entre os resultados experimentais e as simulações numéricas;
- as maiores diferenças verificadas dizem respeito ao módulo de distorção calculado para 1/3 da tensão máxima (entre 13 a 23%), especialmente para os provetes com juntas verticais secas;
- de um modo geral, nota-se uma tendência em regime pós-pico para uma queda acentuada da resposta força-extensão, ao contrário da tendência para um patamar de deformação no ponto de rotura verificada nas curvas de resposta dos provetes testados em laboratório.

Apesar de existirem diferenças ao nível do módulo de distorção elástico, considera-se que globalmente o modelo numérico aproxima-se bem dos resultados experimentais, pelo menos até ao ponto de rotura.

Seria possível melhorar a resposta elástica dos provetes de alvenaria modificando ligeiramente a resposta do material dos blocos. No entanto, iria alterar a resposta do modelo já considerado calibrado para a compressão simples.

Relativamente à tendência do modelo para uma resposta de queda acentuada em regime pós-pico, julga-se que este aspecto poderá estar associado à modelação das juntas. Na modelação de juntas com contacto friccional, normalmente prevê-se uma tendência para uma resposta mais suave devido à possibilidade de deslizamento friccional das juntas, especialmente em regime pós-pico. No entanto, no caso em estudo a dúvida permanece sobre a adequabilidade do modelo simplificado utilizado na modelação das juntas, dado não ter sido possível obter informação sobre a resposta pós-pico dos provetes testados em laboratório. Esta informação permitiria realizar uma análise comparativa com os resultados numéricos obtidos.

Considerou-se o modelo numérico calibrado e válido para as simulações dos provetes submetidos à compressão diagonal, pelo menos até ao ponto de rotura.

5.4.3.3. Possíveis limitações do modelo numérico

Conforme referido em 5.3.6., não foi realizada a modelação das juntas de assentamento utilizando um modelo de contacto deformável (referido em 5.2.3.) por dificuldades associadas ao processo de convergência durante a simulação numérica dos provetes de alvenaria.

Este modelo, com discretização distinta dos materiais, mas com os elementos (bloco+junta de argamassa) ligados rigidamente entre si, sob o ponto de vista global dos resultados obtidos nas simulações efectuadas, poderá influenciar os resultados numéricos, especialmente em regime pós-pico.

5.4.4. Análise Sucinta das Tensões e Deformações

Considerando o modelo numérico da alvenaria calibrado e validado, é possível realizar uma análise mais detalhada da distribuição das tensões e das deformações nos provetes simulados à compressão simples e à compressão diagonal, nomeadamente localizar zonas potenciais de rotura, podendo-se assim comparar com as formas da rotura observadas nos provetes em laboratório. Esta comparação também permite validar o comportamento do modelo numérico na perspectiva do comportamento local dos elementos.

As zonas preferenciais de rotura podem ser localizadas através da análise das tensões principiais mínimas, assumindo que a direcção das linhas de rotura (definida pelo vector extensões plásticas principais mínimas) é aproximadamente coincidente com as tensões principais mínimas em regime plástico.

Os estados de tensão e de deformação representados nesta análise correspondem aos pontos de rotura (ou pontos de força máxima) cujas deformações correspondentes já foram apresentadas nos quadros 5.6 e 5.8 para cada série de provetes simulados numericamente.

5.4.4.1. Provetes de alvenaria simulados à compressão simples

A distribuição das tensões e das deformações no provete simulado numericamente à compressão simples encontra-se representada nas figuras seguintes (fig.5.24 a 5.26). Assinalam-se nessas figuras algumas zonas com concentração de tensões consideradas importantes para se retirarem algumas conclusões.

As tensões positivas representam as tensões principais máximas (ou tensões de tracção) e as tensões negativas representam as tensões principais mínimas (ou tensões de compressão).

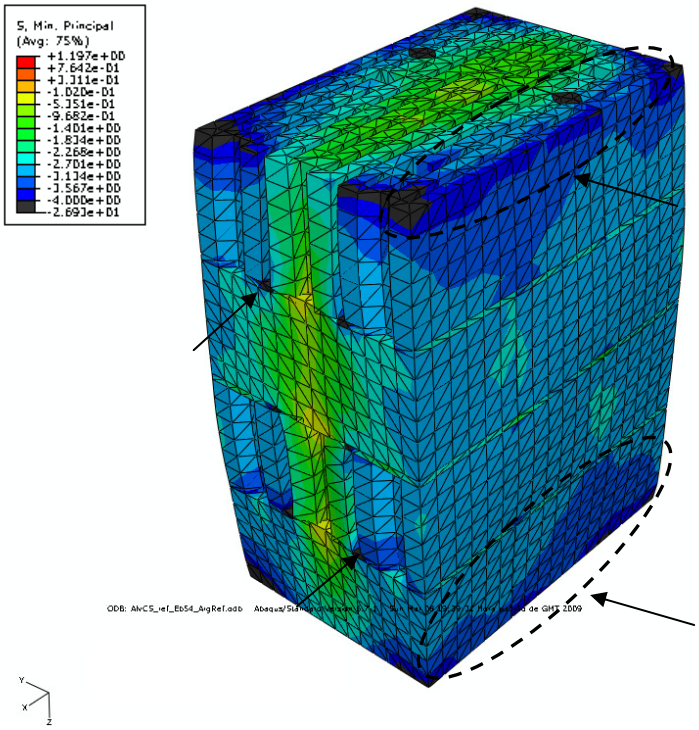


Fig. 5.24 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 175x) e das tensões principais mínimas (compressões predominantes) no provete à compressão simples

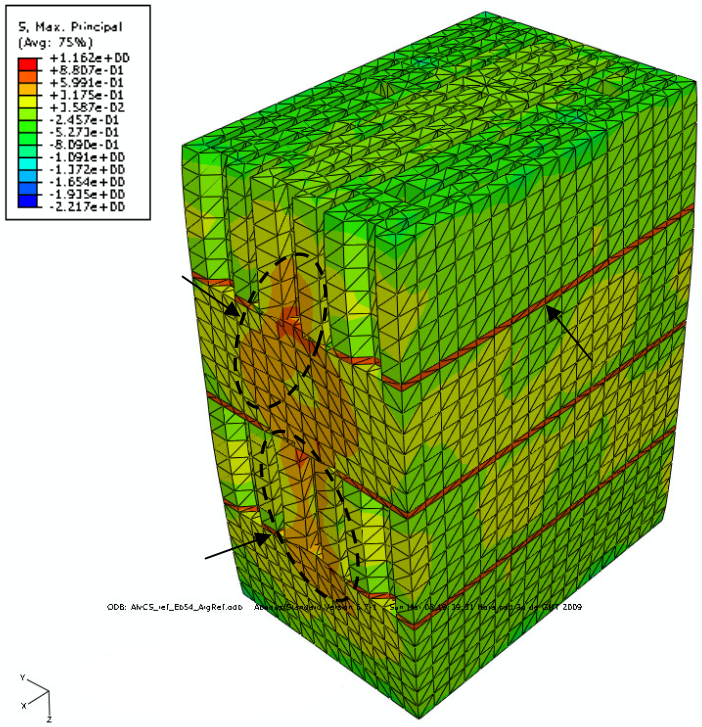


Fig. 5.25 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 175x) e das tensões principais máximas (tracções predominantes) no provete à compressão simples

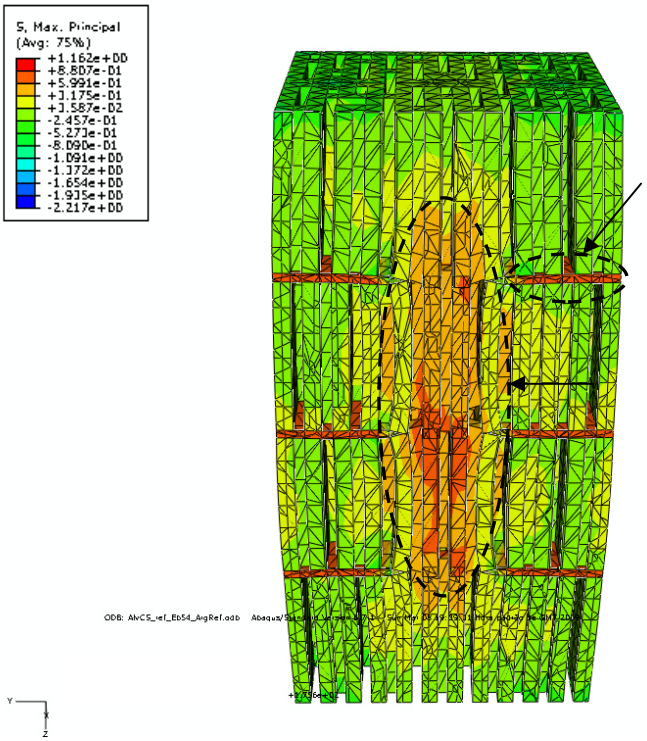


Fig. 5.26 - Corte vertical do provete à compressão simples: representação do estado de tensão (tensões principais) e da deformação (ampliada cerca de 175x)

Da análise da figura 5.24, comentam-se os seguintes aspectos principais:

- verifica-se uma concentração de tensões nas fiadas periféricas do provete, designadamente em locais próximos da superfície de aplicação de carga do provete (estas tensões são geradas pela restrição imposta aos graus de liberdade dos nós pertencentes à superfície de aplicação carga);
- em certos locais o estado de tensão dos blocos é superior à tensão de rotura assumido para o betão à compressão. Este efeito deve-se ao confinamento do betão em locais próximos da superfície de aplicação de carga;
- a condução das tensões de compressão dá-se pelos septos dos blocos assentes sobre as juntas horizontais de argamassa (as juntas descontínuas provocam esse efeito);
- verificam-se locais com concentração de tensões em zonas próximas da descontinuidade das juntas horizontais (pontos indutores de fractura nos blocos).

Da análise das figuras 5.25 e 5.26, comentam-se os seguintes aspectos principais:

- nas juntas horizontais de argamassa gera-se um estado predominantemente de tracção e nos septos dos blocos assentes sobre essas juntas gera-se um estado predominantemente de compressão. Este tipo de comportamento é consistente com a maior rigidez das juntas em relação ao bloco, facto que provoca o confinamento da deformação transversal do bloco na zona das juntas;
- a condução das tensões de compressão pelos septos assentes sobre juntas descontínuas e a maior deformabilidade transversal dos blocos em relação às juntas geram tensões predominantemente de tracção nos blocos, principalmente nas zonas de descontinuidade das juntas.

Os aspectos mencionados nos pontos anteriores associados à concentração das tensões e a forma como as tensões são conduzidas pelo provete provocam zonas de fractura consistentes com a forma de rotura observada em laboratório, designadamente:

- fissuração lateral dos blocos sensivelmente na vertical e junto à descontinuidade das juntas horizontais;
- fissuração dos blocos sensivelmente na horizontal numa zona próxima da interacção com as placas de carga.

Considera-se assim que o modelo numérico reproduz de forma satisfatória os aspectos principais que induzem o mecanismo de rotura observado nos provetes testados em laboratório.

5.4.4.2. Provetes de alvenaria simulados à compressão diagonal (corte)

As tensões principais e as deformações para as 3 séries de provetes simulados numericamente à compressão diagonal (corte) estão representadas nas figuras seguintes (fig.5.27 a 5.30).

Conforme referido em 5.4.4.1, as tensões positivas representam as tensões principais máximas (ou tensões de tracção) e as tensões negativas representam as tensões principais mínimas (ou tensões de compressão).

Assinalam-se nas figuras alguns aspectos considerados relevantes para a análise das zonas de rotura.

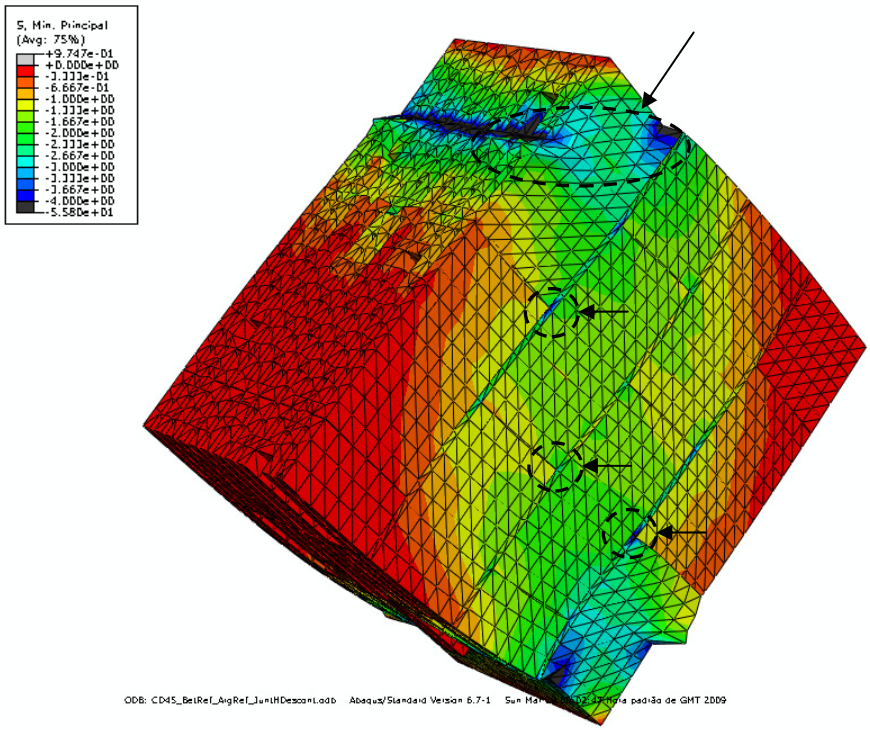


Fig. 5.27 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais preenchidas)

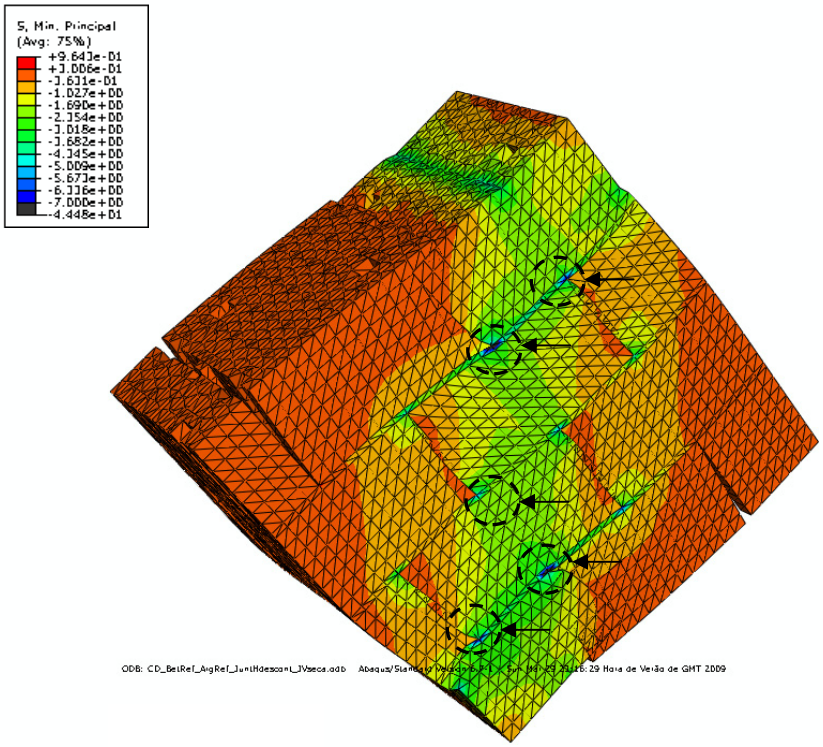


Fig. 5.28 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais secas)

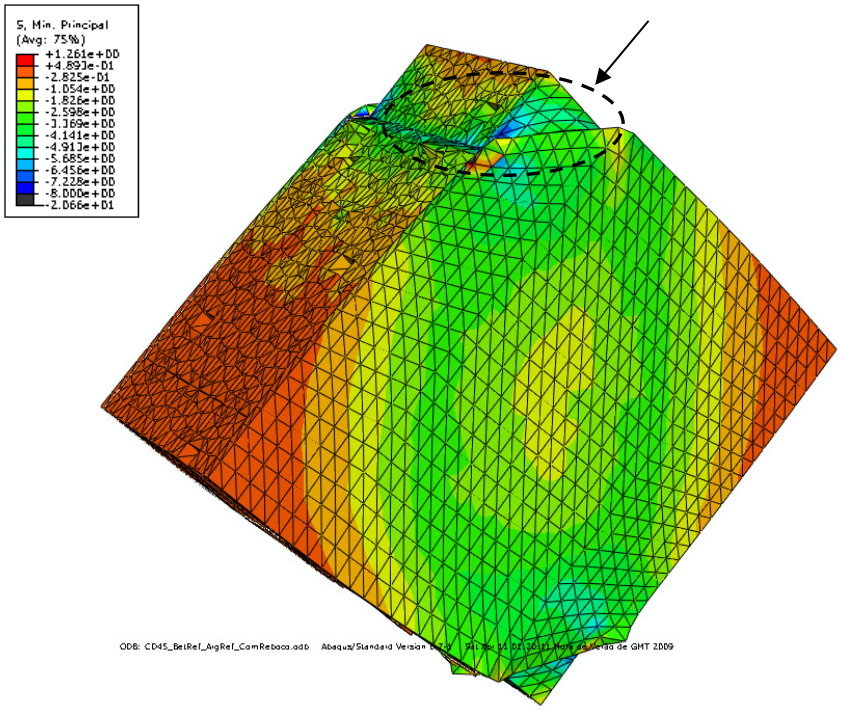
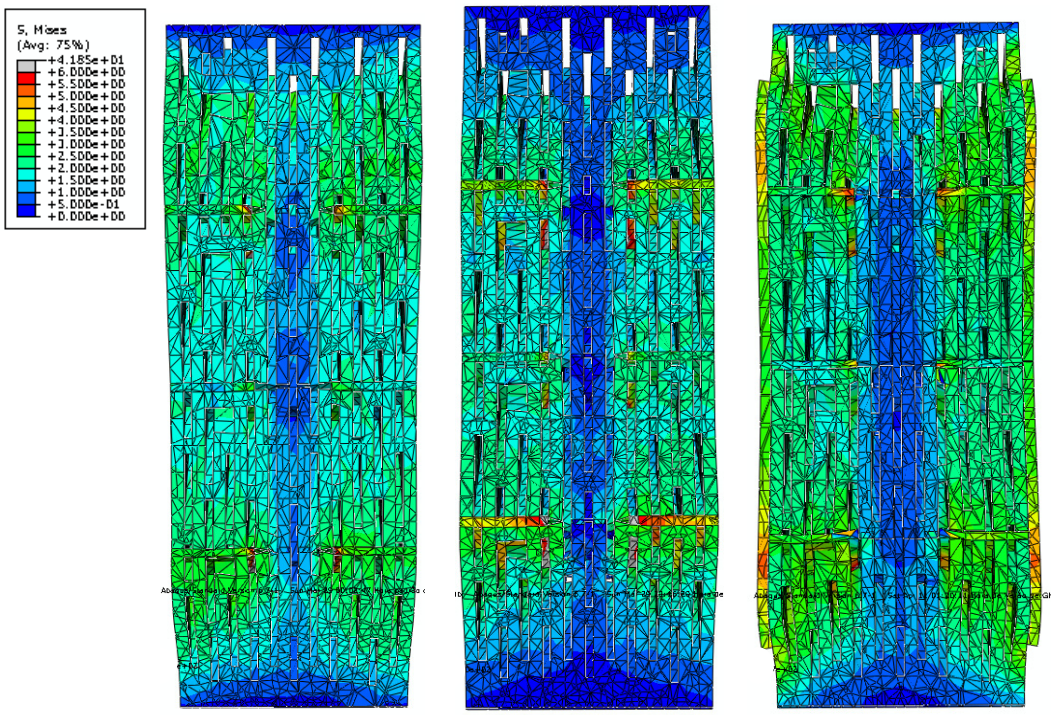


Fig. 5.29 - Representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e das tensões principais mínimas (compressões) no ponto de rotura (provete com juntas verticais preenchidas e faces rebocadas)



(a) (b) (c)

Fig. 5.30 - Corte vertical pela diagonal vertical dos provetes com representação das deformações (ampliadas cerca de 250x) e distribuição das tensões pelo critério de Von Mises no ponto de rotura: (a) juntas verticais preenchidas, (b) juntas secas e (c) faces rebocadas e juntas verticais preenchidas

Da análise da figuras 5.27 a 5.30, comentam-se os seguintes aspectos principais para 3 séries simuladas:

- a condução das tensões dá-se pelos septos dos blocos assentes sobre as juntas horizontais de argamassa (as juntas descontínuas provocam este efeito) e nesses locais existe uma maior tendência para a concentração de tensões mais elevadas (a zona das juntas é mais solicitada);
- verifica-se que nas zonas de aplicação de carga (cantos do provete) existe uma deformação acentuada com elevada concentração de tensões, designadamente nos blocos existentes nesses locais (este facto parece estar de acordo com os resultados experimentais, onde se observou danos acentuados nos blocos localizados nos cantos dos provetes testados em laboratório);
- as tensões concentram-se numa área de influência mais ou menos coincidente com a diagonal de aplicação de carga (define-se um zigue-zague nas zonas mais próximas das juntas de assentamento, excepto no caso dos provetes com faces rebocadas) e em zonas próximas das juntas verticais, especialmente nos provetes com juntas secas (estes factos também parecem estar de acordo com os resultados experimentais onde se verificou serem estes os locais preferenciais de rotura);
- no ponto de rotura a deformação vertical é inferior no provete com juntas secas.

Considera-se assim que o modelo numérico reproduz de forma satisfatória os aspectos principais que induziram o mecanismo de rotura observado nos provetes testados em laboratório.

5.5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Com modelo numérico calibrado e validado, realizou-se uma análise de sensibilidade do comportamento mecânico nos provetes de alvenaria submetidos à compressão simples e à compressão diagonal.

A análise consistiu em fazer variar alguns parâmetros referentes às características resistentes dos elementos constituintes (argamassa e blocos) e às características geométricas das juntas de assentamento. Na análise efectuada foi considerada a variação de um parâmetro de cada vez, mantendo-se os restantes parâmetros constantes e iguais aos dos provetes de referência (provetes calibrados).

O comportamento mecânico dos provetes nas diferentes variações consideradas é comparado com o comportamento mecânico dos provetes de referência através das curvas de resposta e dos rácios entre as principais propriedades mecânicas da alvenaria determinadas com base na simulação numérica.

Nos quadros 5.12 a 5.21 apresentam-se as principais características mecânicas da alvenaria e dos rácios comparativos dessas características determinados com base nas simulações numéricas.

Nas figuras 5.31 a 5.40 representam-se diagramas com as curvas de resposta (força-extensão ou força-distorção) dos provetes simulados.

5.5.1. CARACTERIZAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS À COMPRESSÃO SIMPLES

5.5.1.1. Variação das propriedades mecânicas da argamassa

Nesta análise simulou-se o comportamento do provete de alvenaria constituído por juntas de assentamento com argamassas de diferentes resistências à compressão simples, designadamente com o dobro e com metade da resistência determinada experimentalmente ($2xf_m$ e $0{,}5xf_m$, respectivamente).

As propriedades mecânicas e as leis constitutivas das argamassas consideradas na análise foram introduzidas no modelo numérico de acordo com os valores estimados no ponto 5.3.3.1.

Quadro 5.12 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da resistência da argamassa (f_m)

Referência	Parâmetro	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F_{max}	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F (kN)	ε (mm/m)	E_{arg}/E_{ref}	F_{arg}/F_{ref}	$\varepsilon_{arg}/\varepsilon_{ref}$
ref.	f_m	3345	322.0	0.74	-	-	-
arg.	$0.5xf_m$	3286	316.3	0.77	0.98	0.98	1.04
	$2xf_m$	3418	329.0	0.73	1.02	1.02	0.98

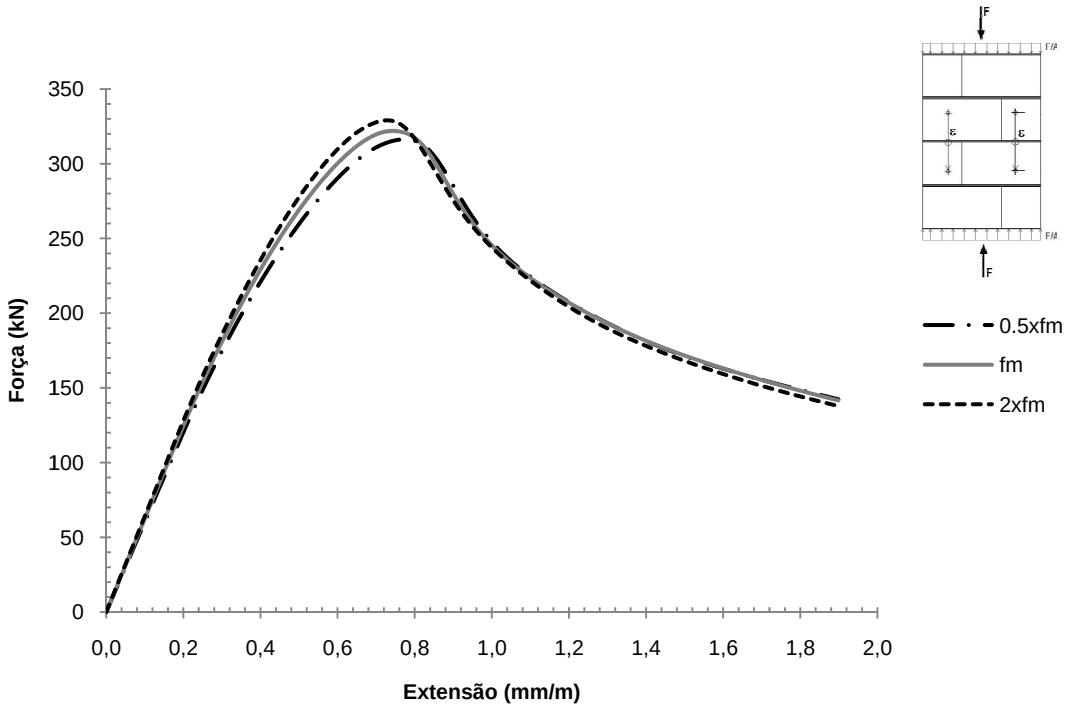


Fig. 5.31- Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com juntas de assentamento com argamassas de diferentes resistências (provete de referencia - f_m)

5.5.1.2. Variação das propriedades mecânicas do bloco

Nesta análise simulou-se o comportamento do provete de alvenaria constituído por blocos com uma resistência à compressão simples superior, designadamente com o dobro da resistência determinada experimentalmente ($2xf_b$).

As propriedades mecânicas e leis constitutivas do betão dos blocos considerados na análise foram introduzidas no modelo numérico de acordo com os valores estimados no ponto 5.3.3.2.

Quadro 5.13 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da resistência do bloco (f_b)

Referência	Parâmetro	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F_{max}	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F (kN)	ε (mm/m)	E_{bloc}/E_{ref}	F_{bloc}/F_{ref}	$\varepsilon_{bloc}/\varepsilon_{ref}$
ref.	f_b	3345	322.0	0.74	1.28	1.84	1.53
bloc.	$2xf_b$	4286	592.3	1.14			

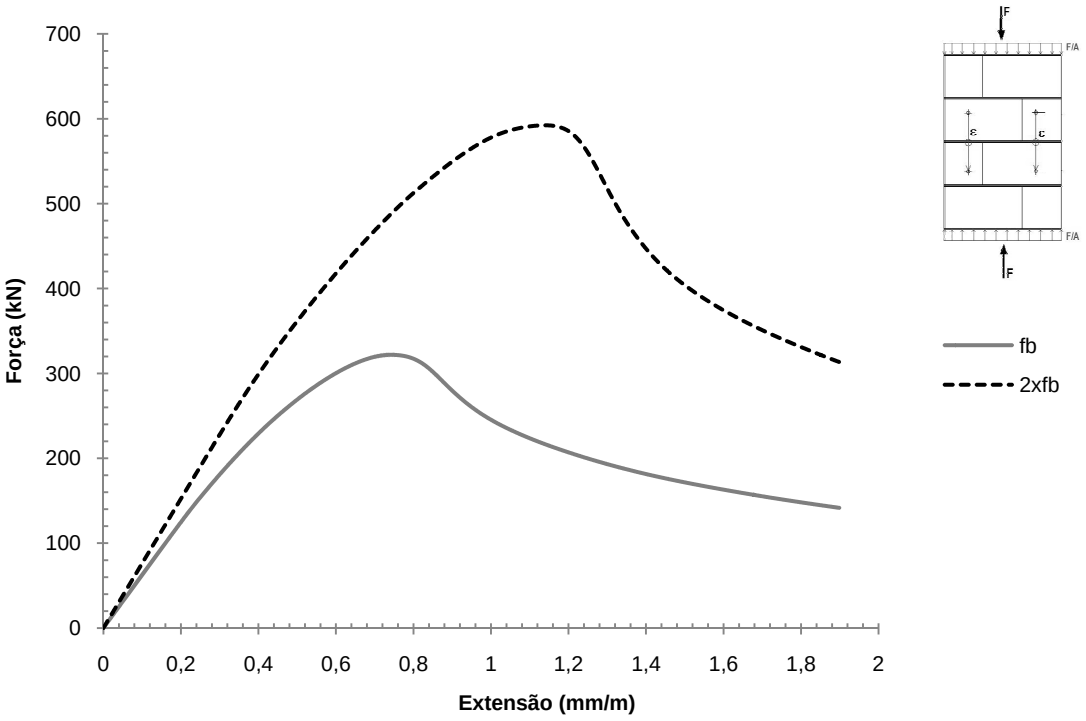


Fig. 5.32 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com blocos de diferentes resistências (provete de referência - f_b)

5.5.1.3. Variação da configuração geométrica das juntas de assentamento

Nesta análise simulou-se o comportamento do provete de alvenaria com uma geometria diferente nas juntas de assentamento, designadamente:

a) utilização de juntas horizontais contínuas (g/t=1)
b) variação da espessura das juntas horizontais (e=5mm; e=20mm)
c) utilização de juntas verticais secas (não argamassadas)

O factor g/t indica a razão entre a largura total da junta argamassada (g) e a espessura da parede (t). As propriedades mecânicas e leis constitutivas das argamassas (f_m) e dos blocos (f_b) consideradas na análise foram introduzidas no modelo numérico de acordo com os valores estimados nos pontos 5.3.3.1. e 5.3.3.2.

a) Juntas horizontais contínuas

Quadro 5.14 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da descontinuidade das juntas horizontais de assentamento (g/t)

Referência	Parâmetro	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F.máx.	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F (kN)	ε (mm/m)	E_{cont}/E_{ref}	F_{cont}/F_{ref}	$\varepsilon_{cont}/\varepsilon_{ref}$
ref.	junta descontínua (g/t=0.69)	3345	322.0	0.74	1.16	1.26	1.06
cont.	junta contínua (g/t=1.00)	3874	406.2	0.79			

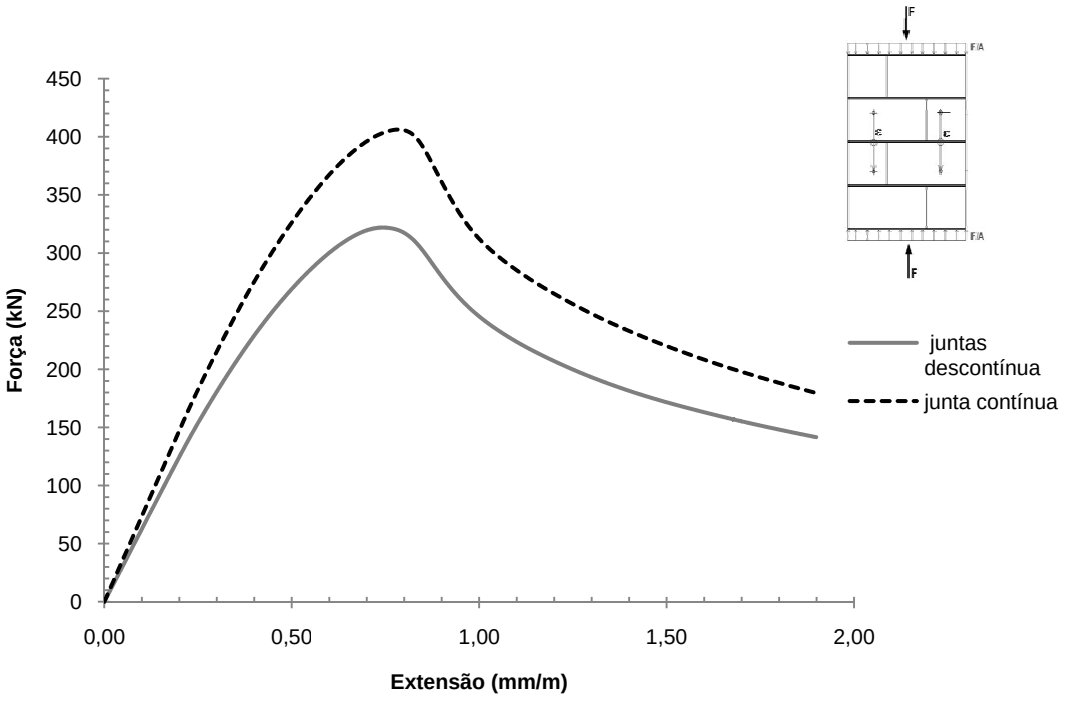


Fig. 5.33 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com juntas horizontais de assentamento contínuas e descontínuas (provete de referência - junta descontínua)

b) Variação da espessura das juntas horizontais

Quadro 5.15 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função da variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (e)

Referência	Parâmetro	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F_{max}	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F (kN)	ε (mm/m)	E_{jhe}/E_{ref}	F_{jhe}/F_{ref}	$\varepsilon_{jhe}/\varepsilon_{ref}$
ref.	e=10 mm	3345	322.0	0.74	-	-	-
jhe.	e=5 mm	3332	320.7	0.74	1.00	0.99	1.00
	e=20 mm	3381	325.4	0.76	1.01	1.01	1.03

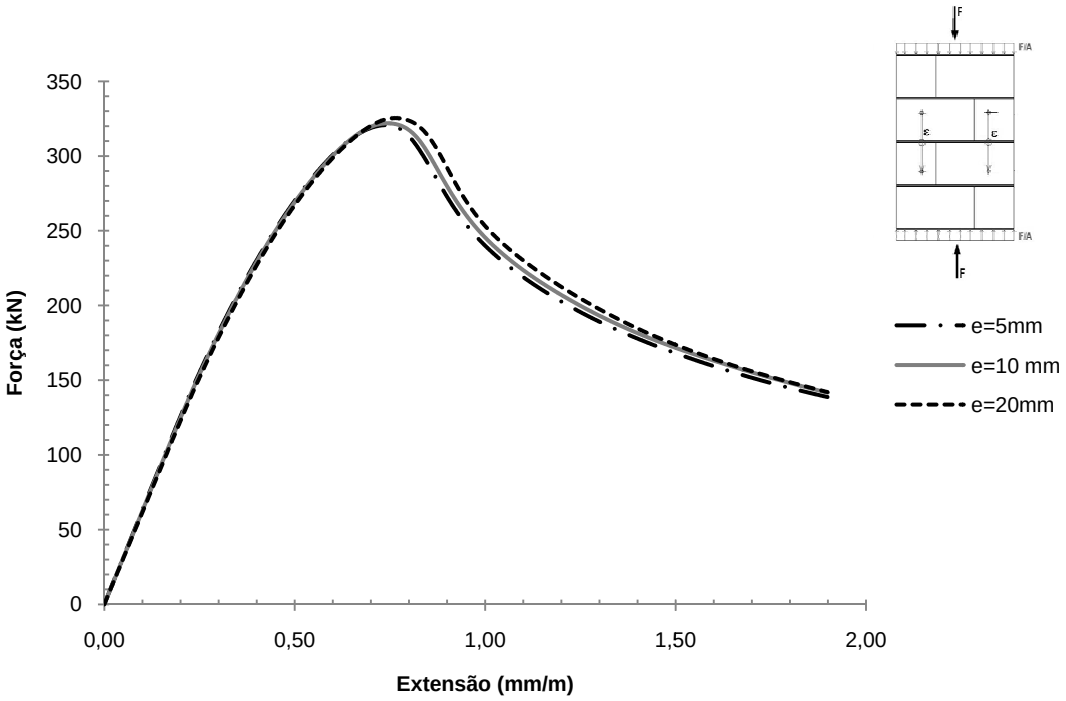


Fig. 5.34 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (provete de referência - e=10mm)

c) Juntas verticais secas (não argamassadas)

Quadro 5.16 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão simples em função do preenchimento das juntas verticais

Referência	Parâmetro	Módulo de elasticidade	Força máxima	Extensão p/ F_{max}	Rácios entre as características mecânicas		
		E (N/mm^2)	F (kN)	ε (mm/m)	E_{jsec}/E_{ref}	F_{jsec}/F_{ref}	$\varepsilon_{jsec}/\varepsilon_{ref}$
ref.	Junta vertical preenchida	3345	322.0	0.74	0.97	0.97	1.06
jsec.	junta vertical seca	3257	313.5	0.79			

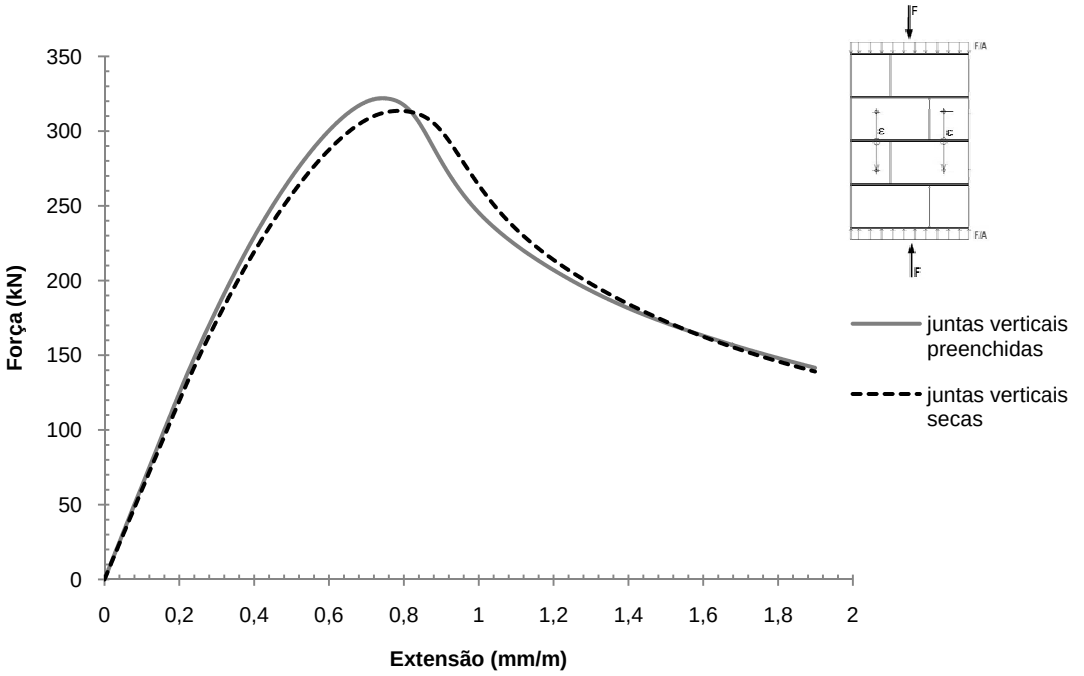


Fig. 5.35 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão simples simulados com variação do preenchimento das juntas verticais de assentamento (provete de referência – junta preenchida)

5.5.2. Caracterização Numérica de Ensaios à Compressão Diagonal (Corte)

Nesta análise simulou-se o comportamento mecânico dos provetes de alvenaria ao corte à compressão diagonal de forma análoga ao referido em 5.5.1., i.e., fazendo variar os mesmos parâmetros associados à resistência dos elementos e geometria das juntas de assentamento de acordo com leis constitutivas dos elementos estimadas nos pontos 5.3.3.1.e 5.3.3.2. Adicionalmente, simulou-se um provete com faces revestidas com uma argamassa de resistência superior ($2xf_m$) em relação aos provetes testados em laboratório (f_m).

5.5.2.1. Variação das propriedades mecânicas da argamassa

Quadro 5.17 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência da argamassa (f_m)

Ref.	Parâmetro	Força máxima (kN)	Deformação p/ F_{max} (mm/m)			Módulo de distorção (N/mm^2)	Rácios entre as características mecânicas				
		F	εv	εh	γ	G	F_{arg}/F_{ref}	$\varepsilon v_{arg}/\varepsilon v_{ref}$	$\varepsilon h_{arg}/\varepsilon h_{ref}$	$\gamma_{arg}/\gamma_{ref}$	G_{arg}/G_{ref}
ref.	f_m	172.2	0.48	0.28	0.75	1354	-	-	-	-	-
arg.	$0,5xf_m$	169.4	0.49	0.30	0.79	1315	0.98	1.03	1.10	1.06	0.97
	$2xf_m$	175.8	0.47	0.28	0.74	1364	1.02	0.99	1.00	0.99	1.01

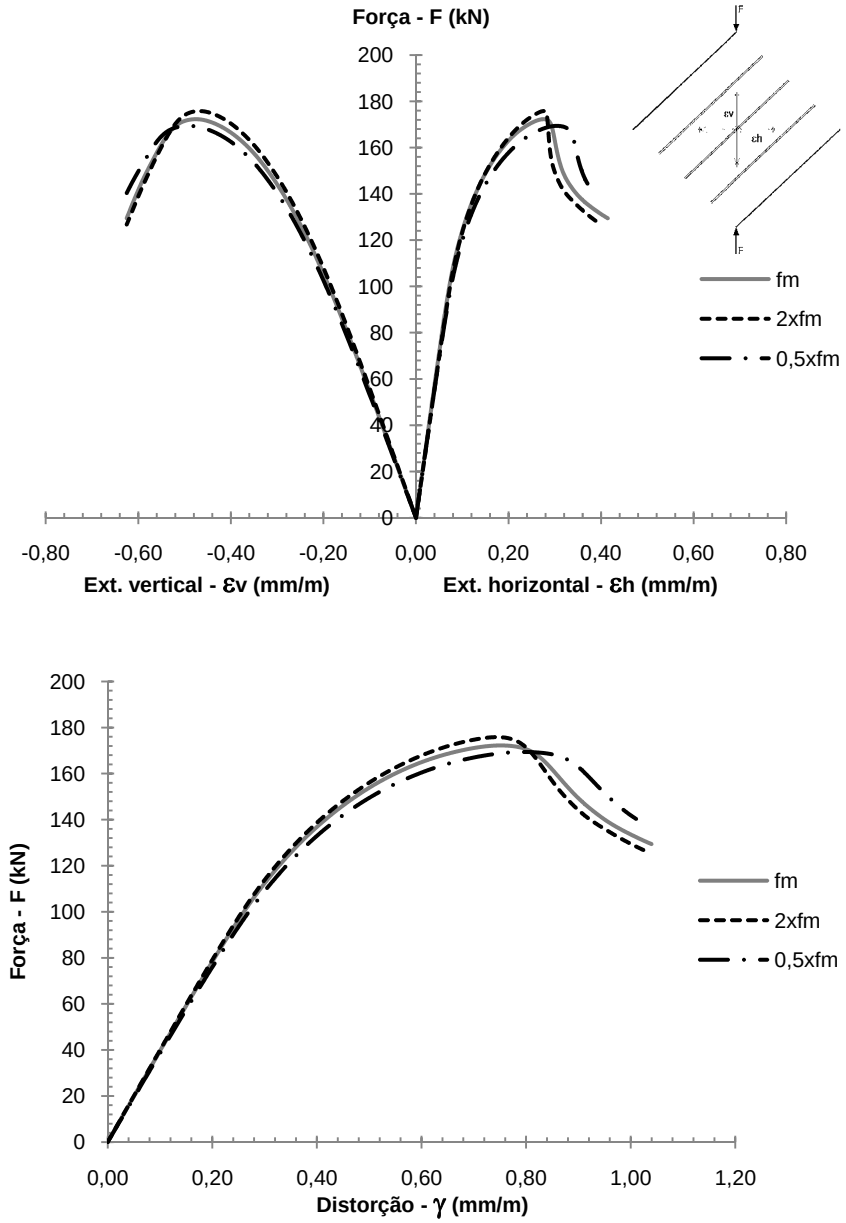
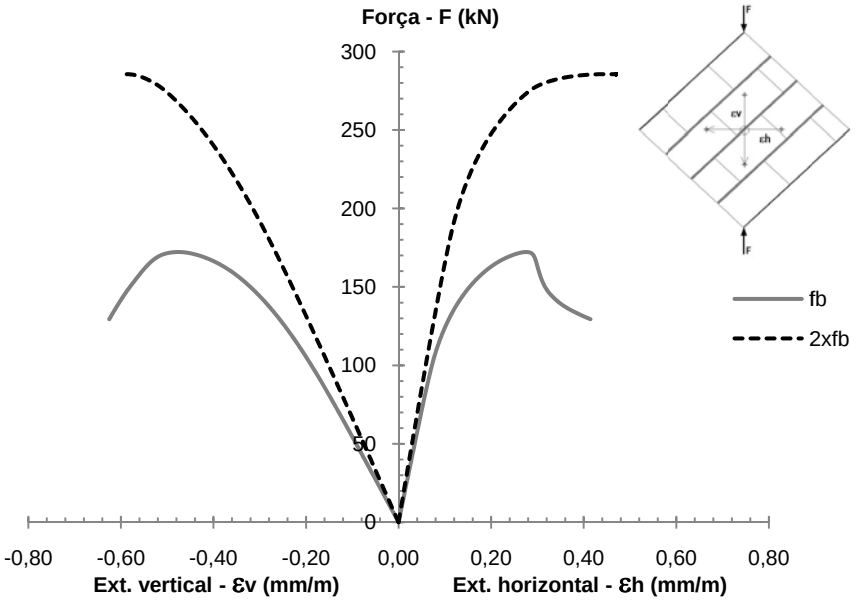


Fig. 5.36 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com juntas de assentamento com argamassas de diferentes resistências (provete de referencia - f_m)

5.5.2.2. Variação das propriedades mecânicas do bloco

Quadro 5.18 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência do bloco (f_b)

Ref.	Parâmetro	Força máxima (kN)	Deformação p/ F_{max} (mm/m)			Módulo de distorção (N/mm^2)	Rácios entre as características mecânicas				
		F	εv	εh	γ	G	F_{bloc}/F_{ref}	$\varepsilon v_{bloc}/\varepsilon v_{ref}$	$\varepsilon h_{bloc}/\varepsilon h_{ref}$	$\gamma_{bloc}/\gamma_{ref}$	G_{bloc}/G_{ref}
ref.	f_b	172.2	0.48	0.28	0.75	1354	1.66	1.24	1.67	1.40	1.21
bloc.	$2xf_b$	285.6	0.59	0.46	1.05	1637					



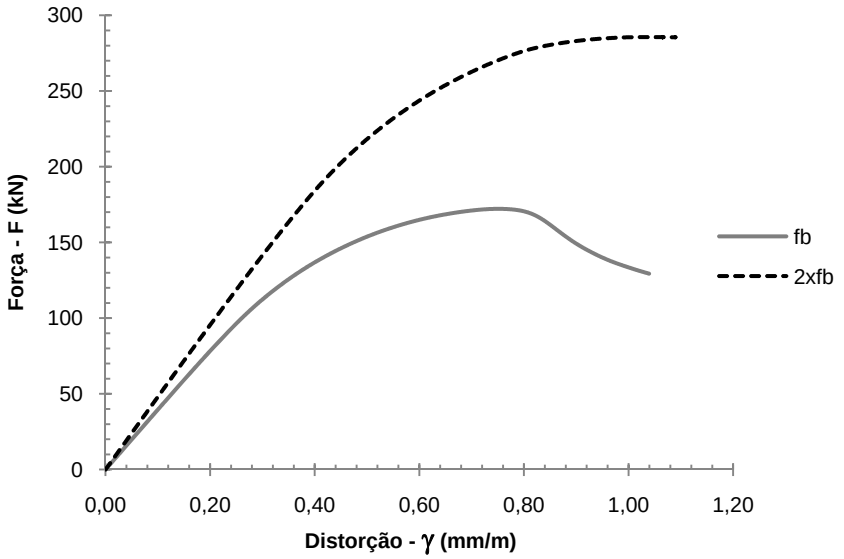
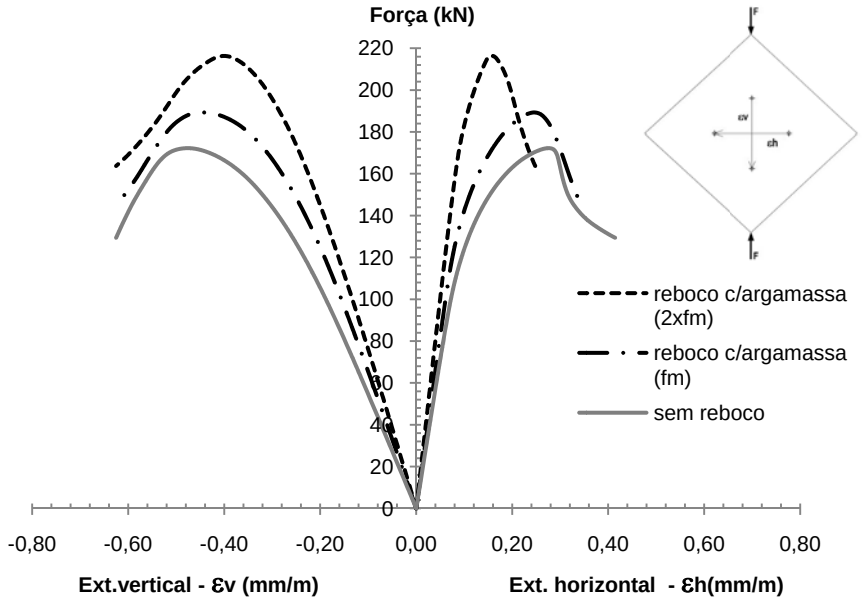


Fig. 5.37 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com blocos de diferentes resistências (provete de referência - f_b)

5.5.2.3. Variação das propriedades mecânicas do revestimento

Quadro 5.19 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da resistência da argamassa dos revestimentos das faces (f_m)

Ref.	Parâmetro	Força máxima (kN)	Deformação p/ F_{max} (mm/m)			Módulo de distorção (N/mm^2)	Rácios entre as características mecânicas				
		F	εv	εh	γ	G	F_{reb}/F_{ref}	$\varepsilon v_{reb}/\varepsilon v_{ref}$	$\varepsilon h_{reb}/\varepsilon h_{ref}$	$\gamma_{reb}/\gamma_{ref}$	G_{reb}/G_{ref}
ref.	sem reboco	172.2	0.48	0.28	0.75	1354	-	-	-	-	-
reb.	c/reboco (f_m)	189.3	0.45	0.25	0.69	1607	1.10	0.94	0.89	0.92	1.19
	c/reboco ($2xf_m$)	216.3	0.40	0.16	0.56	1893	1.26	0.84	0.58	0.74	1.40



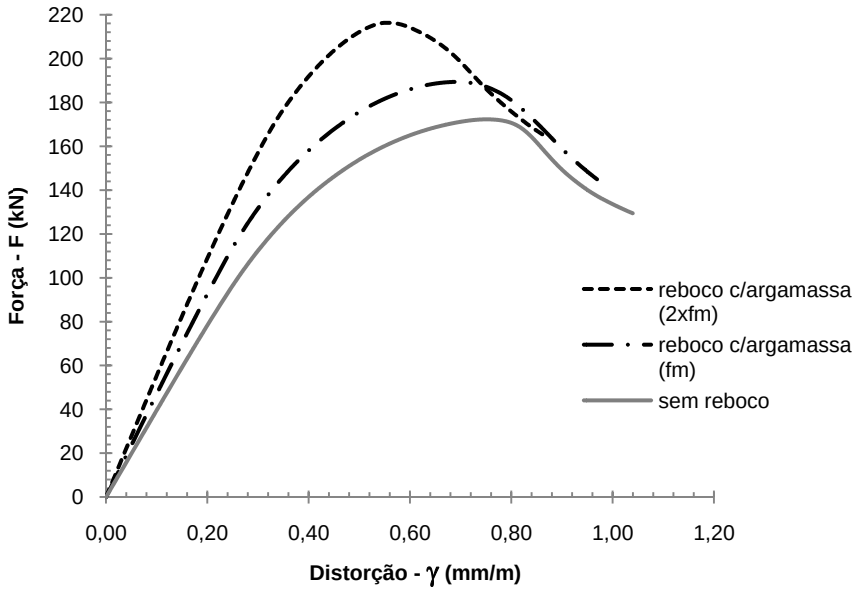


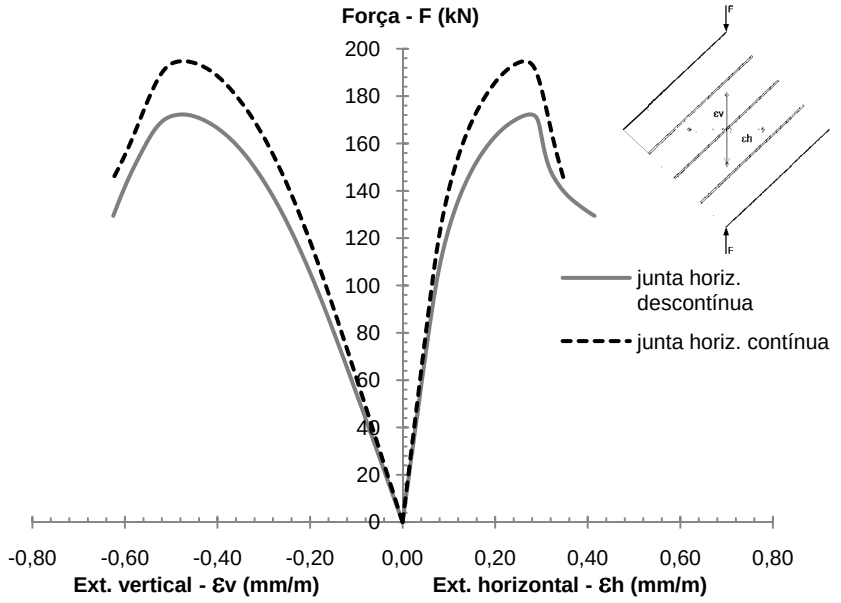
Fig. 5.38 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com faces rebocadas com argamassas com diferentes resistências (provete de referência - sem reboco)

5.5.2.4. Variação da configuração geométrica das juntas de assentamento

a) Juntas horizontais contínuas

Quadro 5.20 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da descontinuidade das juntas horizontais de assentamento (g/t)

Ref.	Parâmetro	Força máxima (kN)	Deformação p/ F_{max} (mm/m)			Módulo de distorção (N/mm^2)	Rácios entre as características mecânicas				
		F	εv	εh	γ	G	F_{cont}/F_{ref}	$\varepsilon v_{cont}/\varepsilon v_{ref}$	$\varepsilon h_{cont}/\varepsilon h_{ref}$	$\gamma_{cont}/\gamma_{ref}$	G_{cont}/G_{ref}
ref.	junta descontinua (g/t=0.69)	172.2	0.48	0.28	0.75	1354	1.13	0.98	0.93	0.98	1.12
cont.	junta contínua (g/t=1)	194.8	0.47	0.26	0.74	1513					



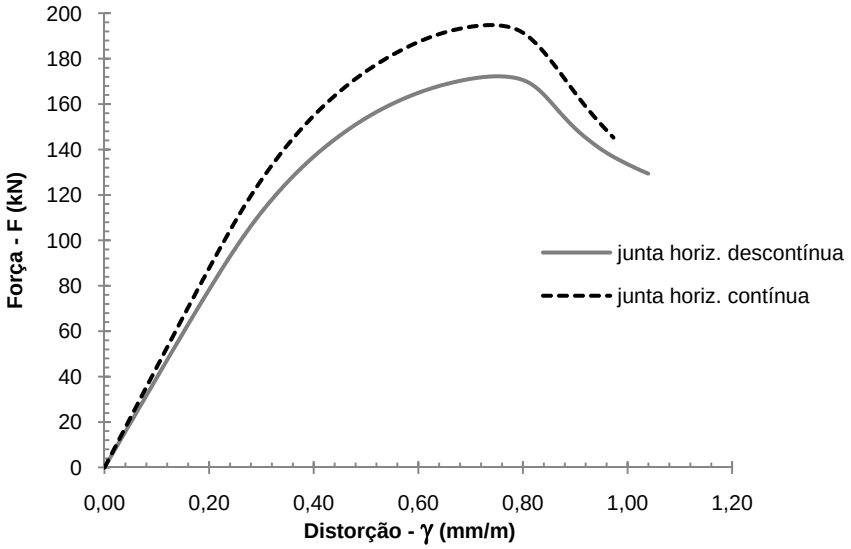


Fig. 5.39 - Diagramas comparativos das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com juntas horizontais de assentamento contínuas e descontínuas (provete de referência - junta descontínua)

b) Variação da espessura das juntas horizontais

Quadro 5.21 - Características mecânicas determinadas na simulação numérica dos provetes de alvenaria à compressão diagonal em função da variação da espessura (e) das juntas horizontais de assentamento

Ref.	Parâmetro	Força máxima (kN)	Deformação p/ F_{max} (mm/m)			Módulo distorção (N/mm^2)	Rácios entre as características mecânicas				
		F (kN)	εv	εh	γ	G	F_{esp}/F_{ref}	$\varepsilon v_{esp}/\varepsilon v_{ref}$	$\varepsilon h_{esp}/\varepsilon h_{ref}$	$\gamma_{esp}/\gamma_{ref}$	G_{esp}/G_{ref}
ref.	e=10	172.2	0.48	0.28	0.75	1354	-	-	-	-	-
esp.	e=5mm	167.7	0.45	0.27	0.72	1332	0.97	0.95	0.98	0.96	0.98
	e=20mm	177.5	0.48	0.29	0.78	1361	1.03	1.02	1.06	1.03	1.01

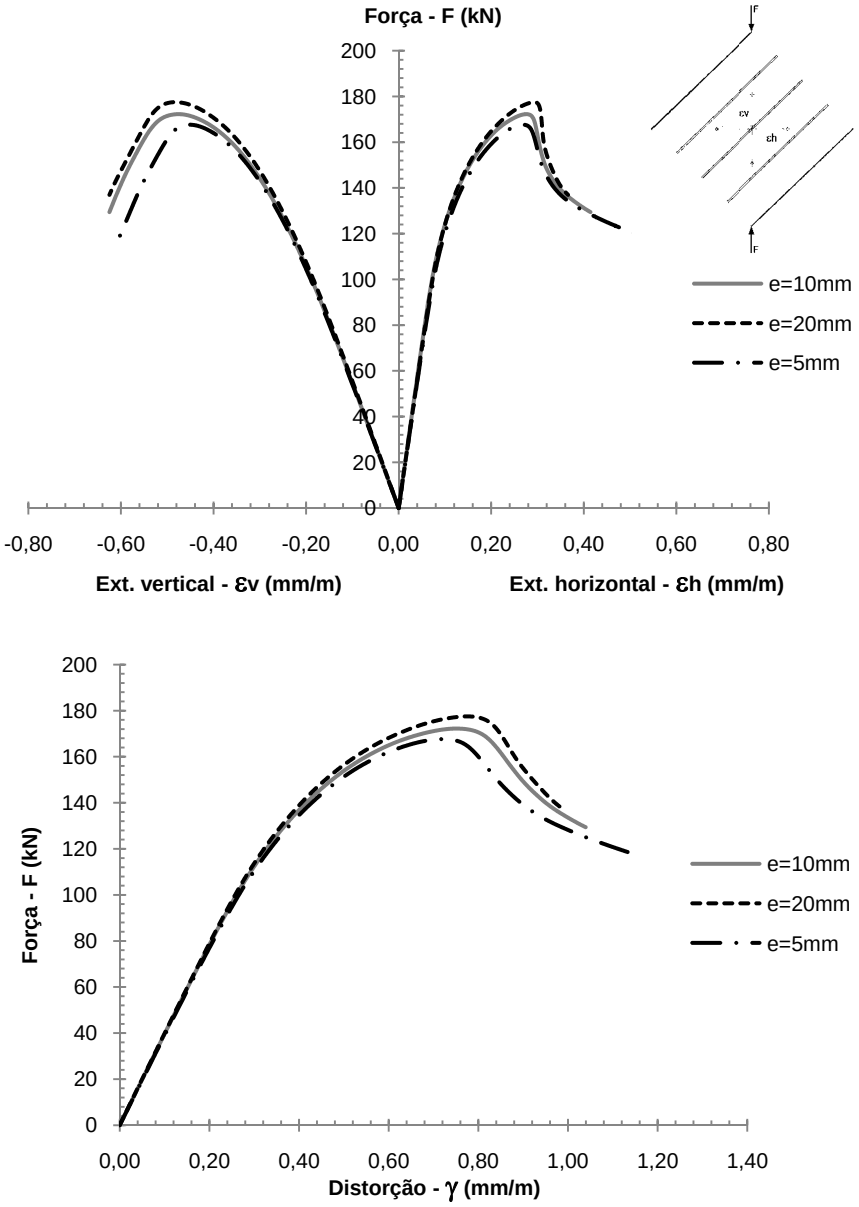


Fig. 5.40 - Diagrama comparativo das curvas de resposta dos provetes à compressão diagonal simulados com variação da espessura das juntas horizontais de assentamento (provete de referência - e=10mm)

5.5.4. APRECIAÇÃO DOS RESULTADOS

5.5.4.1. Variação das propriedades mecânicas dos elementos

De acordo com as simulações efectuadas à compressão simples e à compressão diagonal, o parâmetro mecânico mais influente no comportamento mecânico da alvenaria para os dois tipos de solicitação é a resistência dos blocos. No caso da resistência à compressão simples, a utilização de blocos com uma resistência 2 vezes superior à resistência de referência ($2xf_b$), provocou um aumento generalizado das propriedades mecânicas. Registou-se um aumento da resistência à compressão de 84%, do módulo de elasticidade de 53% e da extensão última de 28%. No caso da alvenaria solicitada ao corte por compressão diagonal também se registaram aumentos para a mesma situação, nomeadamente um aumento da resistência ao corte de 66%, do módulo de distorção de 21%, da distorção máxima de 40% e da extensão vertical na direcção da força de 24%.

Os blocos possuem uma grande expressão na alvenaria e, sendo assim, parece consensual que as características mecânicas deste elemento influenciem mais a resposta da alvenaria do que as características mecânica das juntas de assentamento, pelo menos até ao ponto de rotura. Este facto é suportado pelas expressões regulamentares do EC6 e por alguns estudos experimentais apresentados em 2.3.1., ou em outros estudos como por exemplo o de Drysdale [Drysdale, R., *et al* (1994) *in* Juste, A. (2001)], onde é evidenciado a maior influência que as propriedades mecânicas dos blocos têm no comportamento mecânico da alvenaria em relação às juntas de assentamento, principalmente no comportamento da alvenaria à compressão.

Por outro lado, verificou-se que nas simulações efectuadas a resistência das juntas horizontais é pouco influente no comportamento mecânico da alvenaria, facto que apenas complementa o que foi dito anteriormente sobre os blocos.

Perante estes resultados, conclui-se que a utilização de blocos mais resistentes é um método eficaz para aumentar a resistência da alvenaria, mesmo no caso da resistência ao corte por compressão diagonal, apesar de neste caso a resistência também possa vir a ser mais condicionada pelas condições de ligação entre os elementos que normalmente é mais frágil do que a resistência dos próprios elementos, especialmente em regimes de carga mais próximos da rotura.

Relativamente à utilização de reboco nas faces dos provetes solicitados à compressão diagonal, verificou-se um aumento crescente da resistência deste com a resistência da argamassa do reboco. Ao passarmos de uma situação de provetes sem faces rebocadas (série de referência com juntas verticais preenchidas) para uma situação com faces rebocadas com argamassa (f_m), registou-se um aumento da resistência ao corte e do módulo de distorção de 10% e de 26%, respectivamente. Utilizando um reboco constituído com argamassa de resistência superior ($2xf_m$), o aumento foi de 26% e 40%, respectivamente

Independentemente da maior ou menor influência nos resultados utilizando argamassas com diferentes resistências, a inclusão adicional de um elemento resistente nas faces da alvenaria modifica a sua resistência e deformabilidade. Em teoria, a resistência da alvenaria será tanto maior quanto maior for espessura ou a resistência do material do revestimento aplicado nas faces, desde que existam condições de ligação e resistência suficientes que permitam a transmissão e distribuição eficaz dos esforços, quer no plano de interface entre a parede e os revestimentos (esforços tangenciais que no estudo são assegurados pela aderência natural entre o reboco e os elementos), quer no plano dos revestimentos (comportamento controlado principalmente pela resistência à tracção do revestimento).

A contribuição positiva dos revestimentos (armados ou não armados) no comportamento mecânico da alvenaria ao corte é referida em diversos estudos que visaram estudar técnicas de reabilitação de

paredes recorrendo ao reforço das faces com vários tipos de revestimento (mencionados em 2.3.5), sendo no entanto substancialmente mais eficaz a utilização de revestimentos armados, especialmente se estiverem convenientemente ancorados às paredes que lhes servem de suporte.

5.5.4.2. Variação da configuração geométrica das juntas

De acordo com as simulações efectuadas à compressão simples e à compressão diagonal (corte), o parâmetro geométrico mais influente no comportamento mecânico da alvenaria para os dois tipos de solicitação é o factor de descontinuidade das juntas horizontais de assentamento (g/t). No caso de solicitações à compressão simples, verificou-se que a utilização de juntas contínuas (g/t=1) provocou um aumento generalizado das propriedades mecânicas. Registou-se um aumento da resistência à compressão de 26% e do módulo de elasticidade de 16%. No caso da alvenaria solicitada ao corte por compressão diagonal registou-se um aumento da resistência ao corte de 13% e do módulo de distorção de 12%. No entanto, as distorções ao corte e as extensões máximas à compressão simples não sofreram variações significativas nos 2 casos de solicitação (entre 2 a 5% respectivamente).

Independentemente da menor ou maior influência do factor g/t, parece consistente assumir que a utilização de juntas horizontais de assentamento descontínuas provocará uma diminuição da resistência e deformabilidade da alvenaria, dado que a descontinuidade das juntas, para além de diminuir a rigidez global da alvenaria e introduzir tensões horizontais de tracção nos blocos, provoca uma condução interna de forças normais e tangenciais para áreas resistentes (zonas de interface bloco-junta) mais pequenas. Este aspecto provoca uma menor capacidade de distribuição das tensões pelos elementos da alvenaria e potencia uma maior concentração de tensões, especialmente nas zonas próximas das juntas de assentamento, conforme evidenciado nos resultados experimentais do capítulo 4 (ver figuras 4.63, 4.64 e 4.70), provocando assim uma diminuição global do desempenho mecânico da alvenaria. Naturalmente que para factores g/t inferiores à situação analisada, o desempenho mecânico da alvenaria seria inferior e, consequentemente, a diferença seria maior em relação à situação de junta contínua (g/t=1). Perante os resultados obtidos na simulação numérica, verificou-se ser um parâmetro importante a considerar no comportamento mecânico da alvenaria.

O EC6 considera a influência da interrupção das juntas no comportamento da alvenaria à compressão e ao corte, penalizando a resistência e deformabilidade em função da relação g/t (maior do que 0,4) e da geometria e material constituinte do bloco (classificado por grupos).

Relativamente à utilização de juntas verticais secas, verificou-se que a utilização deste tipo de juntas é substancialmente mais influente no provete simulado à compressão diagonal (corte) do que no provete simulado à compressão simples, no qual não se verificou variações significativas das características mecânicas (entre 4 a 6%). As diferenças resultam do facto dos 2 ensaios activarem mecanismos de transmissão de esforços distintos. Note-se que no caso da alvenaria solicitada à compressão simples a área carregada das juntas verticais em relação à área carregada ao bloco tem pouca expressão, apesar da resistência à compressão do bloco (f_b) ser inferior em cerca de 4 vezes à resistência da argamassa (f_m).

No caso da alvenaria solicitada à compressão diagonal, as razões que levam a alvenaria a ser substancialmente menos resistente quando se utilizam juntas secas são mais complexas. A utilização de juntas verticais secas diminui a capacidade de distribuir os esforços internos pelo provete, provocando uma maior concentração de tensões nas zonas das juntas de assentamento. Este aspecto agrava o mecanismo de rotura nas zonas de interface entre bloco-junta. Este mecanismo de rotura ao nível das juntas de assentamento, dependendo do nível de compressão existente no plano de interface

bloco-junta, está normalmente mais presente do que os mecanismos que envolvem a resistência à compressão e ao corte dos materiais constituintes dos elementos, e agrava-se se esses elementos estiverem solicitados à tracção.

A influência das juntas verticais secas no comportamento mecânico da alvenaria é referida no EC6. No caso da compressão simples ser aplicada na direcção perpendicular às juntas horizontais de assentamento, as características mecânicas são quantificáveis através das mesmas expressões e parâmetros dados para a alvenaria com juntas verticais preenchidas, resultando assim nos mesmos valores para as características mecânicas. Esta metodologia revela a pouca importância atribuída a este parâmetro no comportamento mecânico da alvenaria solicitada à compressão simples. Relativamente à resistência ao corte, o EC6 atribui mais importância à utilização de juntas secas, penalizando a contribuição da aderência na resistência ao corte e impondo um limite mais severo para a resistência máxima que é permitida considerar ($f_{vk,max}$).

Relativamente à espessura das juntas horizontais não se verificou, em ambos os casos de solicitação, alterações significativas na resistência da alvenaria. Sob o ponto de vista do modelo numérico assumido para as simulações (modelo com discretização de materiais distintos e elementos ligados rigidamente entre si), e considerando a pequena amplitude de variação da espessura considerada, os resultados obtidos parecem coerentes, dado ter-se concluído que as características mecânicas da argamassa das juntas de assentamento têm uma influência mais reduzida no comportamento mecânico da alvenaria.

No entanto, conforme mencionado em 2.3.2., conhecem-se diversos estudos relacionados com a influência da espessura das juntas horizontais na resistência da alvenaria à compressão simples (constituída por elementos cerâmicos), onde se indica que a utilização de juntas verticais mais espessas diminui a resistência da alvenaria. Alguns desses estudos indicam que essa diminuição é menos expressiva à medida que aumentamos a resistência da argamassa [El-Refai, E., *et al* (1984)]. Este facto revela que para resistências à compressão maiores passamos a ter uma influência da espessura da junta cada vez menor. Por outro lado, de acordo com estudos de outros autores, a influência da espessura das juntas parece ser mais importante nas alvenarias constituídas por blocos cerâmicos e será de menor importância em alvenarias constituídas por blocos de betão, dada a semelhança entre as propriedades mecânicas e afinidade entre os materiais constituintes (betões e argamassas) que melhoram as condições de ligação entre os blocos e as juntas [Drysdale, R., *et al* (1994) *in* Juste, A. (2001)].

Por outro lado, a variação brusca de rigidez, resultante da utilização de juntas horizontais descontínuas, introduz em esforços de tracção no bloco e numa concentração elevada de tensões localizadas na passagem de zonas argamassadas para zonas descontínuas (fig.5.24 e 5.25). Assim, passamos a ter uma preponderância para a ocorrência de fissuras sensivelmente verticais no interior dos blocos, tal como evidenciado nos ensaios em laboratório (os blocos existentes nas faces laterais dos provetes representam interior dos blocos) e na análise das tensões realizada em 5.4.4.1.

Este aspecto induz um mecanismo de fractura da alvenaria à compressão mais influenciado pela descontinuidade das juntas e do que pela rigidez transversal relativa entre bloco e a junta de argamassa, não sendo por isso a resistência e a espessura das juntas o factor mais importante no comportamento mecânico deste tipo alvenaria solicitado à compressão simples.

Assim para o caso da alvenaria em estudo, poderá ter sido a resistência elevada da argamassa, as condições de ligação melhoradas (ligação considerada rígida entre nas interfaces) e a maior rigidez das juntas em relação aos blocos, as causas da menor variabilidade dos resultados na simulação numérica efectuada para as espessuras de junta consideradas.

No caso da alvenaria simulada à compressão diagonal, verificou-se que a variação da espessura das juntas também não é influente. Os resultados obtidos poderão ser explicados pelo facto do mecanismo de rotura ser mais condicionado pela resistência da ligação nas zonas de interface bloco-junta do que pela rigidez relativa entre o bloco e a junta, conforme já evidenciado na análise dos resultados experimentais. O modelo numérico parece estar a considerar este aspecto razoavelmente bem embora possa surgir alguma imprecisão nos resultados devido às condições de ligação bloco-junta considerados na análise numérica (ligação rígida com transmissão integral de esforços que simula uma ligação perfeita entre o bloco e junta), facto que poderá sobreestimar a resistência na ligação entre os elementos e consequentemente, alterar o comportamento da alvenaria em regimes de tensão mais elevados, ou em regime pós-pico. No entanto perante a aproximação conseguida na validação do modelo numérico julga-se que este aspecto não influenciou de forma significativa os resultados.

Assim, prevê-se que a utilização de juntas com diferentes espessuras e resistências, dentro dos limites estabelecidos pelo EC6, provocará alterações pouco significativas no comportamento mecânico da alvenaria em estudo para as 2 situações de solicitação.

5.5.4.3. Comparação dos resultados com a metodologia do EC6

Algumas características mecânicas resultantes das simulações numéricas efectuadas na análise de sensibilidade foram comparadas pela metodologia regulamentar do EC6. Alguns parâmetros que se fizeram variar na análise de sensibilidade não são possíveis de estimar directamente pela metodologia do EC6, designadamente:

- a influência dos revestimentos na resistência ao corte e à compressão;
- a influência da espessura das juntas de argamassa na resistência ao corte e à compressão.

Por outro lado, não se conhecem estudos sobre a possibilidade de correlacionar numericamente a resistência ao corte determinada por via da compressão diagonal (método americano) com a resistência ao corte determinada pelo EC6 (método europeu, cuja determinação das características do método envolve a realização de um ensaio de corte directo nas juntas de assentamento com provetes de dimensão mais reduzida), dado tratarem-se de metodologias distintas ao nível regulamentar e ao nível das técnicas experimentais.

Seria necessário realizar um estudo comparativo relativamente aprofundado sobre abordagem a regulamentar Americana e Europeia para perceber as diferenças ou semelhanças e poder correlacionar os resultados dados pelas duas abordagens. Assim, não sendo esse estudo do âmbito desta tese, optou-se por não realizar comparações entre a resistência ao corte via simulação numérica (provete americano) e via regulamentar do EC6.

No entanto, julga-se possível estimar o módulo de distorção em regime elástico, dado tratar-se de uma característica determinada num regime de tensão inferior onde a influência dos fenómenos relacionados com a mecânica da fractura não se fazem sentir de forma significativa na resposta da alvenaria.

Assim, nos quadros 5.22 e 5.23 apresentam-se, respectivamente, uma síntese das características mecânicas determinadas através da metodologia regulamentar do EC6 e pelas simulações numéricas realizadas. No quadro 5.24 apresentam-se os respectivos rácios. As características mecânicas determinadas são referentes à área bruta dos provetes.

Quadro 5.22 - Síntese das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com a metodologia do EC6

Variação	Parâmetro	Expressões de EC6				
		Resistência bloco (N/mm^2)	Resistência argamassa (N/mm^2)	Valor médio da tensão de rotura (N/mm^2)	Módulo de elasticidade (N/mm^2)	Módulo de distorção (N/mm^2)
		f_b	f_m	$f=1.2f_k = 1.2(0.45f_b^{0.7}f_m^{0.3})$	$E=1000f_k$	$G=0.4E$
Situação de referência	f_b,f_m, junta horiz. descontínua	2.20	11.45	1.95	1624	650
Resistência da argamassa	$0.5xf_m$	2.20	5.73	1.58	1319	528
	$2xf_m$	2.20	22.90	2.40	1999	800
Resistência do bloco	$2xf_b$	4.40	11.45	3.17	2638	1055
Geometria das juntas	juntas horiz. contínuas	2.60	11.45	2.19	1825	730
	juntas vert. secas	2.20	11.45	1.95	1624	650

Quadro 5.23 - Síntese das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com as simulações numéricas

Variação	Parâmetros	Simulação numérica			
		Força máxima	Tensão de rotura	Módulo de elasticidade	Módulo de distorção
		F_{max} (kN)	f (N/mm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)
Situação de referência	f_b,f_m, junta horiz. descontínua	322.0	1.75	3345	1354
Resistência da argamassa	$0.5xf_m$	316.3	1.71	3286	1315
	$2xf_m$	329.0	1.78	3418	1364
Resistência do bloco	$2xf_b$	592.3	3.21	4286	1637
Geometria das juntas	juntas horiz. contínuas	406.2	2.20	3874	1513
	juntas vert. secas	313.5	1.75	3257	1330

Quadro 5.24 - Rácios das características mecânicas da alvenaria determinadas de acordo com a simulação numérica e de acordo com a metodologia do EC6

Variação	Parâmetro	Rácios EC6 / Simulação numérica		
		f_{EC6} / f_{num}	E_{EC6} / E_{num}	G_{EC6} / G_{num}
Situação de Referência	f_b,f_m, junta horiz. descontínua	1.12	0.49	0.48
Resistência da argamassa	$0.5xf_m$	0.92	0.40	0.40
	$2xf_m$	1.35	0.58	0.59
Resistência do bloco	$2xf_b$	0.99	0.62	0.64
Geometria das juntas	juntas horiz. contínuas	0.99	0.47	0.48
	juntas vert. secas	1.11	0.50	0.49

De acordo com os resultados obtidos verificam-se os seguintes aspectos:

- Os rácios entre as estimativas da resistência à compressão simples determinada pela metodologia do EC6 e pela simulação numérica estão próximos da unidade, excepto no caso da resistência da alvenaria à compressão simples com uma argamassa ($2xf_m$) onde se verifica um rácio de 1,35 (esta diferença poderá ser explicada pela utilização de uma argamassa com resistência superior ao limite estabelecido para a aplicabilidade do formulário do EC6 - ver 2.2.3.2);
- As características de deformabilidade, designadamente o módulo de elasticidade e o módulo de distorção, apresentam rácios que variam entre 0,40 e 0,64.

Perante estes aspectos conclui-se que, de uma forma geral, a estimativa da resistência à compressão simples da alvenaria determinada pela metodologia regulamentar e pela via da simulação numérica é semelhante. No entanto verifica-se uma diferença significativa entre os resultados dos módulos de elasticidade e de distorção.

Estas diferenças poderão estar associadas ao carácter genérico do formulário do EC6 utilizado para a determinação das características mecânicas da alvenaria, i.e., o formulário resulta de uma aproximação a um conjunto alargado de ensaios cuja aplicabilidade está sujeita a um conjunto de condicionalismos aplicáveis às características dos elementos e das paredes de alvenaria de diversos tipos distintos, facto que poderá resultar numa certa inadequação do formulário em relação aos resultados obtidos com base em dados experimentais.

Perante a boa aproximação conseguida na calibração do modelo numérico aos resultados experimentais, julga-se que, para as situações admitidas na análise de sensibilidade, os resultados obtidos nas simulações numéricas são representativos do real comportamento mecânico da alvenaria em estudo. Nesse sentido considera-se que os resultados obtidos na análise de sensibilidade sejam utilizados para caracterizar as propriedades mecânicas da alvenaria e para calibrar as fórmulas do EC6 aos resultados numéricos.

5.6. CONCLUSÕES GERAIS

Relativamente ao processo de calibração referem-se os seguintes aspectos principais:

- o comportamento da alvenaria a esforços de compressão é fortemente influenciada pelo comportamento mecânico dos blocos, pelo que a caracterização das propriedades do material do blocos é mais importante quando comparada com a caracterização das propriedades das argamassas;
- os resultados mostram que apesar de não ter sido possível caracterizar experimentalmente todas as propriedades mecânicas dos materiais constituintes dos elementos, parece viável estimar-se algumas dessas características através de ensaios simplificados aos blocos e à argamassa; conseguiu-se simular numericamente o comportamento mecânico da alvenaria com uma aproximação bastante razoável aos resultados experimentais para os 2 casos de solicitação (pelo menos até ao ponto de rotura);
- a realização de ensaios em laboratório em provetes de alvenaria mais pequenos (constituídos por 2 blocos e uma junta) pode ser uma alternativa interessante para calibrar o modelo numérico de provetes maiores, embora possam surgir diferenças devido ao efeito de confinamento das placas de carga em relação ao tamanho dos provetes.

Relativamente ao modelo de comportamento assumido para a alvenaria referem-se os seguintes aspectos principais:

- apesar de simplificado ao nível da modelação das juntas, o modelo caracterizou bastante bem o comportamento da alvenaria à compressão simples e à compressão diagonal e demonstrou representar de forma coerente os principais aspectos dos mecanismos de rotura observados em laboratório, pelo menos até ao ponto de rotura;
- a simplificação realizada ao nível da modelação das juntas de interface junta-bloco (elementos rigidamente ligados entre si) poderá resultar em alterações do comportamento da alvenaria em regime pós-pico, dado que se consideraram condições perfeitas de ligação entre o bloco e as juntas;
- no entanto esperam-se alterações com menor significado no caso de solicitações à compressão perpendiculares às juntas de assentamento dado a esperarem-se menores deslocamentos relativos entre o bloco e a junta de argamassa;
- os aspectos indicados nos pontos anteriores poderiam ser clarificados através da utilização de um modelo de juntas com contacto deformável, de forma a considerar a deformação dos elementos de acordo com condições de ligação mais próximas da realidade (comportamento friccional);
- no entanto essa tentativa foi feita mas surgiram dificuldades no processo de convergência numérica pelo que optou-se por um modelo de juntas mais simplificado;
- por outro lado, não se sabe se o comportamento do modelo assumido para as juntas poderá ser adequado em regime pós-pico já que não foi possível avaliar de forma comparada com resultados experimentais devido a limitações do sistema de ensaio;
- no entanto, o modelo numérico nesses regimes responde de forma coerente com as curvas pós-pico estabelecidas para os materiais.

Relativamente às simulações efectuadas visando a análise de sensibilidade realizada nos pontos 5.5.1 e 5.5.2, referem-se os seguintes aspectos principais:

- os parâmetros mais influentes no comportamento mecânico relativamente às solicitações consideradas foram a resistência dos blocos e a descontinuidade das juntas de assentamento;
- as variações da resistência da argamassa e da espessura das juntas de assentamento (entre 5 a 20N/mm^2 e 5 a 20mm, respectivamente) parecem não ter um efeito significativo no comportamento mecânico da alvenaria estudada;

- a utilização de revestimentos de argamassa não armada nas faces da alvenaria tem alguma influencia no comportamento mecânico ao corte, sendo essa influência mais significativa no caso de utilização de argamassas de revestimento com resistências superiores.

Relativamente à comparação efectuada com a abordagem regulamentar do EC6 relativa à determinação das características mecânicas, referem-se os seguintes aspectos principais:

- para o caso da alvenaria em estudo, a metodologia do EC6 estima razoavelmente bem a resistência à compressão;
- no entanto, o EC6 não estima adequadamente as características de deformabilidade elástica, nomeadamente o módulo de elasticidade e o módulo de distorção;
- perante a boa proximidade conseguida na calibração do modelo numérico aos resultados experimentais, consideram-se mais representativas as características mecânicas obtidas pelas simulações numéricas realizadas na análise de sensibilidade do que as obtidas pelo EC6, justificando-se assim a utilização dos resultados das simulações para caracterizar as propriedades mecânicas da alvenaria.

Em conclusão, considera-se ser possível caracterizar o comportamento mecânico da alvenaria submetida à compressão simples a ao corte no seu plano com razoável precisão, recorrendo à simulação numérica de provetes com um modelo calibrado através de conjunto mínimo de ensaios, quer à alvenaria quer aos elementos isolados. Esta abordagem é bastante útil por razões associadas aos custos e às dificuldades envolvidas na realização de ensaios em laboratório com provetes de alvenaria de maior dimensão.

Por outro lado, além permitir efectuar análises de sensibilidade numérica aos parâmetros dos elementos constituintes, o modelo numérico permite ainda simular paredes de maiores dimensões, embora neste caso possam resultar modelos bastante pesados. Nessas situações, especialmente no caso de simulações numéricas de grandes estruturas constituídas por alvenaria, podemos recorrer à macromodelação das paredes, utilizando as curvas de resposta obtidas nas simulações numéricas (micromodelação) como leis constitutivas à compressão simples e ao corte a utilizar na calibração de macromodelos onde a alvenaria é simulada como um material único.

Capítulo 6
CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES FINAIS

As conclusões detalhadas dos aspectos principais deste trabalho, designadamente dos aspectos relativos à caracterização mecânica experimental (capítulo 4) e numérica (capítulo 5), encontram-se indicadas nas conclusões gerais no final de cada capítulo. No entanto, julga-se necessário enfatizar os seguintes aspectos:

- os resultados obtidos na caracterização experimental realizada no capítulo 4 são uma contribuição importante para o conhecimento do comportamento mecânico deste tipo de alvenaria, nomeadamente de alvenarias realizadas com blocos de betão constituídos por agregados de argila expandida, dado que a informação existente sobre o comportamento mecânico deste tipo de alvenaria é escassa e dispersa;
- por outro lado, os resultados experimentais permitiram concluir que a alvenaria e os seus elementos (blocos e juntas), concebidos para proporcionar um desempenho térmico optimizado, permitem obter um desempenho mecânico satisfatório e dentro do esperado;
- a micromodelação da alvenaria em estudo, ainda que simplificada ao nível da modelação das juntas, realizada através de um modelo material de dano plástico, normalmente mais utilizado para estruturas de betão, permitiu caracterizar de modo eficaz o comportamento da alvenaria e com boa aproximação aos resultados experimentais obtidos no capítulo 4;
- por outro lado, os resultados obtidos demonstraram que a calibração de modelos numéricos para simular o comportamento mecânico da alvenaria à compressão simples e à compressão diagonal é possível através de ensaios simplificados realizados em laboratório aos elementos (argamassas, blocos e septos), pelo menos no que diz respeito ao caso em estudo;
- contudo, julga-se necessário realizar ensaios em laboratório em paredes de alvenaria de escala reduzida para validar o modelo numérico assumido (pelo menos com 3 provetes normalizados para cada caso de solicitação em análise);
- a utilização de modelos calibrados e validados é particularmente útil para análises de sensibilidade numérica de ensaios monotónicos ou cíclicos simulados em computador, dado que conduz a custos e meios laboratoriais substancialmente reduzidos;
- ao nível do comportamento mecânico das juntas de assentamento, julga-se que a afinidade entre os materiais utilizados no bloco e nas juntas (materiais cimentícios com o mesmo tipo de agregados) e a rugosidade das superfícies dos blocos (material mais cavernoso que permite melhor penetração da argamassa nos vazios das superfícies de contacto) permitiram obter valores mais elevados para a aderência e para o coeficiente de fricção em relação aos valores de referência indicados no EC6;
- nesse sentido, a transmissão de esforços de corte e de compressão entre os blocos e as juntas de assentamento é melhorada e aproxima-se mais das condições perfeitas de ligação, pelo que é aceitável a simplificação assumida na modelação numérica das juntas para o caso da

alvenaria em estudo, tal como demonstraram os resultados obtidos na calibração do modelo referido no capítulo 5;

- por outro lado, os resultados obtidos na análise de sensibilidade demonstraram ser genericamente coerentes com o comportamento experimental conhecido para alvenaria à compressão simples e à compressão diagonal, pelo menos até ao ponto de rotura.

Duma forma geral, a caracterização mecânica de alvenaria constituída por blocos de betão com agregados de argila expandida e por argamassas leves é pouco explorada ou conhecida, e nesse sentido julga-se que os resultados obtidos são uma contribuição positiva para o conhecimento sobre o desempenho mecânico deste tipo de alvenaria, designadamente no conhecimento das curvas de resposta, do padrão de fendilhação e das características de deformabilidade e de resistência mecânica à compressão simples e ao corte. Os resultados obtidos permitiram ainda avaliar a adequação da metodologia do EC6 para estimar as características mecânicas deste tipo de alvenaria. Duma forma geral, conclui-se que a metodologia do EC6 pode conduzir a estimativas desajustadas das características mecânicas de alvenaria constituída por blocos de betão com agregados de argila expandida e por argamassas leves.

Por outro lado, conclui-se neste trabalho que é possível calibrar e validar um modelo numérico recorrendo à realização de ensaios em laboratório com um número mínimo de provetes, designadamente com a realização de ensaios simplificados aos elementos e com a realização de ensaios em paredes de alvenaria de tamanho reduzido. Por sua vez, a utilização de um modelo calibrado e validado desta forma permite realizar análises de sensibilidade numérica aos parâmetros dos elementos constituintes da alvenaria, com custos e meios laboratoriais substancialmente menores em relação à análise de sensibilidade concretizada exclusivamente por via experimental. Por outro lado, o modelo numérico vai possibilitar a simulação de paredes com maiores dimensões e de grandes estruturas constituídas com este tipo alvenaria, recorrendo à macromodelação das paredes em que se utiliza as curvas de resposta obtidas na micromodelação como leis constitutivas a utilizar na calibração de macromodelos.

Em conclusão, julga-se que a caracterização experimental e numérica efectuada nesta dissertação permitiu conhecer melhor o comportamento mecânico de alvenaria constituída por blocos de betão com agregados de argila expandida e por argamassas leves.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Considera-se importante a disseminação dos dados experimentais e numéricos obtidos nesta tese para sustentar outros estudos que se venham a concretizar em alvenarias constituídas com este tipo de materiais (betões e argamassas com agregados de argila expandida). Complementarmente, salientam-se ainda os seguintes aspectos que poderão constituir temas para desenvolvimentos futuros:

- realizar mais estudos experimentais e numéricos no sentido de validar a utilização de ensaios à compressão simples e à tracção indirecta de blocos (tracção caracterizada de modo semelhante aos testes de compressão diametral realizados em provetes de betão) para aferir as leis constitutivas dos materiais que permitem simular numericamente o comportamento da alvenaria (julga-se que esta estratégia permite simplificar a modelação da alvenaria ao nível dos blocos, nomeadamente os efeitos de 2ª ordem, em blocos perfurados, cujo comportamento é complexo de caracterizar numericamente em regimes fora do domínio elástico);

- estudar e caracterizar numericamente o comportamento deste tipo de alvenaria sujeita a solicitações no plano noutras direcções de carga (por exemplo, na direcção paralela às juntas horizontais de assentamento) ou em estados de solicitação biaxial;
- avaliar em concreto as possibilidades de aplicação do modelo de dano plástico na simulação de alvenarias com outro tipo de materiais, por exemplo a alvenarias constituídas por blocos cerâmicos ou por blocos de pedra;
- considera-se importante aprofundar a aplicabilidade da modelação numérica de alvenaria com elementos discretos, especialmente ao nível da modulação das juntas. Julga-se que os resultados obtidos nos ensaios ao corte (corte directo nas juntas de assentamento e compressão diagonal) permitirão auxiliar a calibração de modelos com juntas deformáveis e esclarecer as dúvidas levantadas no capítulo 5 sobre a simplificação assumida na ligação bloco-junta (ligação perfeita entre os elementos), especialmente em regimes mais próximos do ponto de rotura;
- utilizar as curvas de resposta obtidas na caracterização numérica dos provetes para calibrar leis constitutivas de macromodelos que, por sua vez, permitirão simular o comportamento estrutural de construções de maior escala com este tipo de alvenaria (edifícios).
- estudar a viabilidade do modelo numérico em simular os efeitos de instabilidade elástica associados à encurvadura de paredes relativamente esbeltas, recorrendo à micromodulação ou à macromodelação (avaliar a eficiência/precisão) de provetes;
- por último, julga-se que este trabalho abriu a possibilidade de utilizar rotinas de optimização em alvenaria estrutural através de simulações numéricas, que permitirão encontrar a geometria e as características mecânicas dos elementos ideais para optimizar o comportamento mecânico da alvenaria;
- este aspecto revela vantagens evidentes ao nível prático e ao nível dos custos em detrimento da caracterização experimental, especialmente numa fase de concepção e produção experimental de elementos de alvenaria em ambiente industrial, tal como foi realizado no projecto referido no capítulo 3 ao nível da optimização numérica das características térmicas da alvenaria.

BIBLIOGRAFIA

A

ABAQUS (2003). *Abaqus Analysis User's Manual (Version 6.4)*. Abaqus Inc., Providence.

ASTM C 1314 (2007). *Standard test method for compressive strength of masonry prisms*. ASTM International, West Conshohocken-Pennsylvania.

ASTM E 519 (2002). *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. ASTM International, West Conshohocken-Pennsylvania.

B

Bauschinger, J. (1873). *Mittheilungen aus dem Mechanisch-technischen Laboratorium der Koniglich Polytechnischen Schule in Munchen.* Erstes Heft, 1873, pp.13-15, Munchen.

Beer I., Schubert P. (2004). *Determination of shape factors for masonry units*. Proceedings of the 13th International brick and block masonry conference (D.Martens, ed.), July 2004, Amsterdam, pp.83-88, Eindhoven University of Technology, Eindhoven.

Bosiljkov, V., Page, A.W., Bokan-Bosiljkov, V., Zarnic, R. (2003). *Performance based studies of in-plane loaded unreinforced masonry walls*. Journal of the British Masonry Society, 2003, pp.39-50., Masonry International, Whyteleafe.

Bosiljkov, V., Page, A.W., Bokan-Bosiljkov, V., Zarnic, R. (2008). *Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls.* Structural Control and Health Monitoring, 2008, Wiley InterScience.

C

Capozzuca, R., Cerri, M., Zanarini, G. (2000). *Shear Strength of brickwork masonry with different types of mortar joints.* Proceedings of the 12th International brick and block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.405-415, Tilesa OPC, Madrid.

Capozzuca, R. (2004). *Masonry panels with different mortar joints under compression.* Proceedings of the 13th International brick and block masonry conference (D.Martens, ed.), July 2004, Amsterdam, pp.27-34, Eindhoven University of Technology, Eindhoven.

Carvalho, F. (1990). *Comportamento mecânico de alvenarias. Influência de alguns parâmetros nas suas resistências à compressão e ao corte*. Dissertação para obtenção de grau de especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Casolo, S. (2004). *Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements*. International Journal of Solids and Structures, vol.41(nº13), 2004, pp.3625-3641, Elsevier.

Cavalheiro, O., Pedroso, G. (2000). *Experimental data on hollow block prisms using direct shear test.* Proceedings of the 12th International brick and block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.433-440, Tilesa OPC, Madrid.

Cervera, M. (2003). *Viscoelasticity and rate-dependent continuum damage models.* CIMNE Monograph M79, 2003, CIMNE, Barcelona.

Chaimoon, K. (2007). *Numerical simulation of fracture in unreinforced masonry*. Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environment Engineering, University of South Wales.

Clemente, R., Roca, P., Cervera, M. (2006). *Damage model with crack localization. Application tohistorical buildings*. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (Lourenço, P., ed.), New Delhi, November 2006.

CEB-FIP (1977). *Light weight aggregate concrete*. CEB/FIB Manual of design and technology, 1th Edition, The Construction Press.

CEB - FIP Model Code (1990). *Design Code*. Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, Lausanne.

CEN - EN 772-9 (1998). *Methods of test for masonry units. Part 9: Determination of volume and percentage of voids and net volume of calcium silicate masonry units by sand filling*. CEN, Brussels.

CEN - EN 1015-11 (1999). *Methods of test for mortar masonry. Part 11: determination of flexural and and compressive strength of hardened mortar*. CEN, Brussels.

CEN - EN 998-2 (2003). *Specification for mortar masonry. Part 2: masonry mortar*. CEN, Brussels.

CEN - EN 771-3 (2003). *Specification for masonry units. Part 3: Aggregate concrete masonry units (dense and light-weight aggregates)*. CEN, Brussels.

CEN - EN 1998-1 (2004). *Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN, Brussels.

CEN - EN 1992-1-1 (2004). *Eurocode 2. Design of concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings*. CEN, Brussels.

CEN - EN 1996-1-1 (2005). *Eurocode 6. Design of masonry structures. Part 1-1: general rules for reinforced and unreinforced masonry*. CEN, Brussels.

CEN-NP EN 1998-1 (2005). *Anexo Nacional Eurocódigo 8. Regras específicas para estruturas de alvenaria*. CEN, Brussels.

Cormon, P. (1973). *Bétons légers d'aujourd'hui*. Editions Eyrolles, Paris.

Costa, A., Silva, B., Costa, A., Guedes, J., Arêde, A. (2006). *Structural behaviour of a masonry wall under horizontal cyclic load. Experimental and numerical study*. Proceedings of the 5th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (Lourenço, P., ed.), New Delhi, November 2006.

CSTB - DTU 20.1 (1994). *Ouvrage en maçonnerie de petits éléments. Parois et murs*. CSTB, Paris.

Cundall, P. (1971). A *computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*. Proceedings of the Symposium on Rock Fracture (ISRM), vol.1, 1971, Nancy, paper II-8.

D

Decreto-lei nº330/1993. *Prescrições mínimas de segurança e de saúde respeitantes à movimentação manual de cargas que comportem riscos*. Diário da Republica-I, Serie A, nº 226, 25 de Setembro de 1993, Imprensa Nacional, Lisboa.

Decreto-Lei nº80/2006. *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE).* Diário da Republica-I, Serie A, nº64, 4 de Abril de 2006, Imprensa Nacional, Lisboa.

Delmotte, P., Lugez, J., Merlet, J. (1992). *Résistance des maçonneries sous charges verticales. Proposition dun modèle simplifié de calcul*. Cahiers du CSTB, nº2553, Jan./Fev.1992, CSTB, Paris.

Dialer, C. (2002). *Typical masonry failures and repairs: a German engineer's view*. Progress in Structural Engineering and Materials, vol.4, September 2002, pp.332-339, John Wiley & Sons, Ltd.

Dias, J. (2007). *Cracking due to shear in masonry mortar joints and around the interface between masonry walls and reinforced concrete beams*. Construction and Building Materials 21, 2007, pp.446-457, Elsevier.

DIN 1053-1 (1996). *Masonry - Part 1: Design and construction*. Beuth Verlag, Berlin.

Drucker, D., Gibson, R., Henkel, D. (1957). *Soil mechanics and work hardening theories of plasticity*. Transactions ASCE, vol.122, 1957, pp.338-346, ASCE.

Drysdale, R., Hamid, A. (1979). *Behavior of concrete block masonry under axial compression*. ACI journal, June 1979, pp.707-721, ACI.

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

Drysdale, R.; Hamid, A.; Baker, L. (1999). *Masonry structures. Behaviour and design - 2nd Edition*. The Masonry Society, Boulder.

Drysdale, R., El-dakhakhni, W., Khattab, M. (2005). *In-plane behavior of grouted concrete masonry assemblies*. Journal of the British Masonry Society, vol.18 (nº1), 2005, pp.21-38, Masonry International, Whyteleafe.

E

El-Refai, F., Salama, A., Morsy, E. (1984). *Analytical and experimental investigation of masonry in compression*. Proceedings of the first national conference on the science and technology of buildings (Dafalla Abdalla, ed.), December 1984, Khartoum, pp.453-463, Sudan Engineering Society, Khartoum.

F

Faria, R. (1994). *Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Faria, R., Pouca, N., Delgado, R. (2004). *Simulation of the cyclic behaviour of R/C rectangular hollow section bridge piers via a detailed numerical model.* Journal of Earthquake Engineering, vol.8 (nº5), pp.725-748, Taylor&Francis.

Ferreira, A. (2007). *Elementos finitos em matlab*. Curso de elementos finitos em matlab (Ferreira, A., ed.), Dezembro 2007, FEUP, Ferreira, A., Porto.

G

Glock, C., Graubner, C. (2004). *Design of slender unreinforced masonry walls.* Proceedings of the 13th International Brick and block masonry conference (D.Martens, ed.), July 2004, Amsterdam, pp.333-342, Eindhoven University of Technology, Eindhoven.

H

Hamid, A., Drysdale, R. (1979). *Suggested failure criteria for grouted masonry under axial compressive*. American Concrete Institute Journal, vol.76 (nº10), 1979, pp.1047-1061, ACI.

Hamid, A., Mahmoud, A., Sherif, E. (1994). *Strengthening and repair of masonry structures. State of the art*. Proceedings of the 10th International brick and block masonry conference, Calgary, July 1994, pp.485-494.

Hilleborg, A., Modeer, M., Petersson, P. (1976). *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, vol.6, 1976, pp.773-782, Elsevier.

Hillerborg, A. (1989). *The compression stress-strain curve for design of reinforced concrete beams*. Fracture Mechanics: Application to Concrete (SP-118),1990, pp.281-294, ACI.

Hilsdorf, H. (1969). Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression: In: *Designing, engineering and constructing withmasonry products*, pp.34-41, F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston-Texas.

Hilsdorf, H. (1969).*Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression*. Proceedings on the international conference on masonry structural systems, 1969, Austin-Texas, pp. 34-41.

Hurez, M., Herrer, F. (1986). *Étude du comportement mécanique de maçonneries réalisées à l'aide de blocs montés traditionnellement et sans joints verticaux*. CERIB, Publication technique nº88, 1986, Epernon.

I

Ignatakis, C., Stylianides,K. (2004). *Mechanical characteristics of virgin and strengthened old brick masonry*. Journal of the British Masonry Society, vol.17 (nº1), 2004, pp.9-17, Masonry International, Whyteleafe.

IPQ - NP EN 772-2 (2001). *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 2: Determinação da percentagem de furação em flocos de betão para alvenaria (por Imersão em Papel)*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 772-1 (2002). *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão*. IPQ, Lisboa.

IPQ- NP EN 772-13 (2002). *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 13: determinação da massa volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (excepto blocos de pedra natural)*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 772-16 (2002). *Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das dimensões*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 1052-1 (2002). *Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: determinação da resistência à compressão*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 12390-5 (2003). *Ensaios do betão endurecido. Resistência à flexão dos provetes*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 12390-6 (2003). *Ensaios do betão endurecido. Resistência à tracção por compressão dos provetes*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 206-1 (2005). *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 1052-3 (2005). *Métodos de ensaio de alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 1745 (2005). *Alvenarias e elementos de alvenaria. Métodos para determinação de valores térmicos de cálculo*. IPQ, Lisboa.

IPQ - NP EN 771-1 (2006). *Especificações para unidades de alvenaria. Parte 1: tijolos cerâmicos para alvenaria*. IPQ, Lisboa.

J

Jankowiak, T., Lodygowski, T. (2005). *Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model*. Foundations of Civil and Environmental Engineering, nº6, June 2005, pp. 53-69, Poznan University of Technology, Piotrków.

Jean, M. (1995). *Frictional contact in collections of rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterial motions*. Mechanics of Geomaterial Interfaces, vol. 42, 1995, pp.463-486, Elsevier.

Juste, A. (2001). *Estudo da resistência e da deformabilidade de alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão*. Dissertação de Mestrado, Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

K

Khalaf, R.; Naysmith, M. (1997). *Shear strength of masonry bed joints*. The Masonry Society Journal, vol.15 (nº2), December 1997, pp.13-22, Rochelle C. Jaffe, Boulder.

Kupfer H, Hilsdorf H.K., Rusch, H. (1969). *Behaviour of concrete under bi-axial stresses*. ACI Journal, vol.66 (nº8), 1969, pp.656-666, ACI.

L

La Borderie C, Mazars J, Pijaudier-Cabot G. (1992). *Response of plain and reinforced concrete structures under cyclic loading*. ACI SIP, vol.134, September 1992, pp.147–172, ACI.

Lagomarsino, S., Gambarotta, L. (1997). *Damage models for the seismic response of brick masonry shearwalls. Part I: The mortar joint model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Journal, n º26, 1997, pp.423-439, John Wiley&Sons.

Lee, J., Middleton, J., Kralj, B. (1996). *Numerical modeling of brick masonry panels subject to lateral loadings*. Computer and Structures, vol.61 (nº4), 1996, pp.735-745, Elsevier.

Lee, J., Fenves, G. (1998). *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*. Journal of Engineering Mechanics,vol.124 (nº8), 1998, pp.892-900, ASCE.

Lemos, J. (2007). *Discrete element modelling of masonry structures*. International Journal of Architectural Heritage, vol.1, 2007, pp.190-213, Taylor& Francis.

LNEC - E 394 (1993). *Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão.* LNEC, lisboa.

Lourenço, J., Júlio, E., Maranha, P. (2004). *Betões de agregados leves de argila expandida. Guia para a sua utilização.* APEB, Lisboa.

Lourenço, P. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology.

Lourenço, P. (1998). Experimental *and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry*. Structural Analysis of Historical Constructions II (Roca, P., *et al*, ed.), 1998, CIMNE, Barcelona.

Lourenço, P., Rots, J. (2000). *An anisotropic failure criterion for masonry suitable for numerical implementation.* The Masonry Society Journal, vol.18 (nº1), 2000, pp.11-18, The Masonry Society, Boulder.

Lourenço, P. (2002). *Computations on historic masonry structures*. Progress in Structural Engineering and Materials, vol.4 (Issue 3), July/September 2002, pp.301-319, John Wiley&Sons.

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E. (1989). *A plastic-damage model for concrete*. International Journal of Solids and Structures, vol.25 (nº3),1989, pp.299-326, Elsevier.

M

Mann, W., Muller, H. (1976). *Failure of Shear-Stressed Masonry. An enlarged theory, tests and application to shear walls*. Reports of Technical University, 1976, Darmstadt.

Marzahn, G. (1996). *Improving the shear bond behaviour of masonry*. Leipzig Annual Civil Engineering Report (Lacer nº1), University of Leipzig, Leipzig.

Marzahn, G. (1997). *Shear Strength of Grout-Dowelled Masonry*. Leipzig Annual Civil Engineering Report (Lacer nº2), University of Leipzig, Leipzig.

Marzahn, G. (1998). *The shear strength of dry-stacked masonry walls*. Leipzig Annual Civil Engineering Report (Lacer nº3), University of Leipzig, Leipzig.

Melo, A. (2000). *Caracterização de betões leves vibrocomprimidos com agregados de argila expandida*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Meyer, U., Schubert, P. (1992). *Spannuns-dehnungs-linien von mauerwerk*. Mauerwerk-Kalender, Ernst&Sohn, Berlin.

Meyer, U. (2000). *In Plane shear strength of vertically clay unit masonry. Recent German test results.* Proceedings of the 12th International brick and block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.1269-1278, Tilesa OPC, Madrid.

Meyer, U. (2006). *In Plane shear strength of vertically perforated clay unit masonry. A survey of recent test results.* Proceedings of the 13th International brick and block masonry conference (D.Martens, ed.), July 2004, Amsterdam, pp.165-172, Eindhoven University of Technology, Eindhoven.

Mohamad, G. (2007). *Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

N

Nagai, K., Sato, Y., Ueda, T. (2005). *Mesoscopic simulation of failure of mortar and concrete by 3D rigid body spring model*. Journal of Advanced Concrete Technology, vol.3(nº3), October 2005, pp.385-402, Japan Concrete Institute.

Neville, A. (1995). *Properties of concrete (4th edition)*. Longman Scientific & Technical, Harlow.

Nishiyama, M., Izawa, S., Nishino, K. (2000). *Experimental study of strength of thin joint*. Proceedings of the 12th International brick and block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.1353-1362, Tilesa OPC, Madrid.

O

Oliveira, F e Hanai, J. (2005). *Reabilitação de paredes de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada.* Cadernos de engenharia de estruturas, vol.7, nº26, 2005, pp.131-164m, São Carlos.

P

Page, A. (1978). *Finite element model for masonry*. Journal of the Structural Division, vol.104 (ST8), August 1978, pp.1267-1285, ASCE, New York.

Page, A., Kleeman P., Xie, H. (2000). *A new approach to the prediction of failure of face-shell bedded hollow masonry loaded in eccentric compression*. Proceedings of the 12th International brick and block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.1397-1407, Tilesa OPC, Madrid.

Pires, F. (1990). *Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais*. Dissertação para obtenção de grau de especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Priestley, M. (1980). *Masonry in design of earthquake resistant structures.* Emilio Rosemblueth (Pentech Press), London.

Prume, D. (1995). *Effect of clay unit geometry on stress-strain relationship of masonry*. Computer methods in structural masonry-3, 1995, pag.88-96, Books&Journals Internacional.

R

Ramirez, R., Franco, L. (2007). *Strength of structural masonry with filled and unfilled vertical mortar joints.* Proceedings of the 10th North American masonry conference (TMS, ed.), St.Louis-Missouri, June 2007, pp.813-824, The Masonry Society, Boulder.

Rei, J. (1999). *Edifícios de pequeno porte em alvenaria resistente. Viabilidade técnico-económica*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Roque, J. (2002). *Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

Rots, J. (1991). *Computer simulations of masonry fracture: continuum and discontinuum models*. Computer methods in structural masonry, 1991, pp.93-103, Books&Journals Internacional.

S

Sahlin, S. (1971). *Structural masonry*. Englewood Cliffs, Prentice-Hall.

Santos, S. (2007). *O contexto normativo recente dos eurocódigos sobre estruturas de alvenaria*. Congresso Paredes de Alvenaria – Inovação e possibilidades actuais (Lourenço, P., *et al* ed.), 2007, Lisboa, pp.1-20, Universidade do Minho, Guimarães.

Sarangapani, G.; Venkatarama Reddy, B., Jagadish, K., (2005). *Brick-mortar bond and masonry compressive strength.* Journal of Materials in Civil Engineering, March/April 2005, pp.229-237, ASCE.

Senthivel, R., Sinha, S., Madan, A. (2000). *Influence of bed joint orientation on the stress-strain charactetistics of sand plast brick masonry under uniaxial compression and tension*. Proceedings of the 12th International brick/block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.1655-1666, Tilesa OPC, Madrid.

Shrive, G. (1982). *The failure mechanism of face-shell bedded ungrouted and unreinforced masonry*. International Journal for Masonry Construction, vol.2(nº3), 1982, pp.115-128, Elsevier.

Silva, B. (2008). *Caracterização numérica de alvenaria. Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra. Igreja de Gondar – Um Caso de Estudo*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, H. (1996). *Melhoria do comportamento térmico e mecânico das alvenarias por actuação na geometria dos elementos.Aplicação em blocos de argila expandida*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

T

Tao, X., Phillips, D. (2005). *A simplified isotropic damage model for concrete under bi-axialstress states*. Cement&Concrete Composites, vol.27(nº6), 2005, pp.716-726, Elsevier.

V

Valluzzi, M.; da Porto, F.; Modena, C. *Mechanical behavior of masonry made of flat blocks and thin mortar joints*. Proceedings of the 6th Internacional Masonry Conference (G.Thompson, ed.), November 2002, London, pp.503-511, British Masonry Society, Whyteleafe.

van Mier, J. (1986). *Multiaxial strain-softening of concrete*. Materials and Structures, vol.19 (nº111), May/June 1986, RILEM.

Veiga, M. (1997). *Comportamento de argamassas de revestimento de paredes. Contribuição para o estudo da sua resistência à fendilhação*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Veiga M., Carvalho F., Sousa H., (2000). *Experimental evaluation of watertightness of single leaf walls*. Proceedings of the 12th International brick/block masonry conference, June 2000, Madrid, pp.2201-2214, Tilesa OPC, Madrid.

W

Wankang, Luo , *et al* (1997). *Stress correlation combined shear-compression of brick masonry and the determining of friction coefficient.* Proceedings of the 11th International brick and block masonry conference, October 1997, Shanghai, Tongji University.

ANEXOS

BOLETINS DE ENSAIO

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

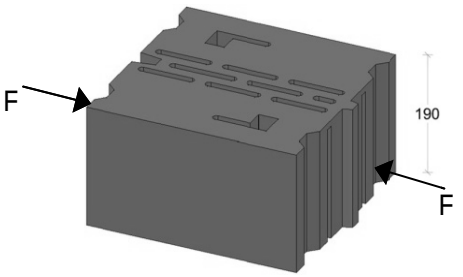
LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº25-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
NP EN 772-1 / 2002	Determinação da Resistência à Compressão de Blocos para Alvenaria	14-06-2008
Requerente: Projecto OTMAPS		

Características dos Blocos	Método de Amostragem	Data de Fornecimento
• Designação comercial: Bloco Conforto • Descrição sucinta: • Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida) • Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura) • Idade na data do ensaio: 35 dias	Aleatória	13-04-2008

Método de Condicionamento dos Provetes	Esquema do Provete
• Conservados ao ar em laboratório em ambiente não controlado até à data de ensaio em sala não condicionada (Temperatura de 19 a 21º ; H.R. de 60 a 65%)	
Método de Regularização da Superfície dos Provetes	Fig.1- Direcção de aplicação de carga (F) paralela às juntas de assentamento horizontais
• Superfície de aplicação de carga (F) regularizada com meios mecânicos e reentrâncias preenchidas com argamassa.	

Provete nº	Dimensões [mm]			Área Carregada [mm²]	Carga de Rotura [N]	Tensão de Rotura [N/ mm²]
	l_u (comprimento)	w_u (largura)	h_u (altura)			
1	353,0	349,2	188,4	65775	168900	2,6
2	351,6	350,0	189,0	66159	190800	2,9
3	353,3	349,3	189,7	66269	164800	2,5
4	353,0	349,2	189,0	65988	130200	2,0
5	353,7	349,1	189,5	66163	132000	2,0
6	354,2	348,2	187,2	65190	149700	2,3
7	351,9	350,2	190,6	66745	146700	2,2
8	352,6	350,3	188,8	66151	180200	2,7
Resistência Média à Compressão			2,4 N/ mm²	Factor de forma (δ)		1,0
Resistência à Compressão Normalizada (f_b)			2,4 N/ mm²	Coef.Variação (C.V.)		13,9 %

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,

Técnico Responsável,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Visto do Director do LSC,

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

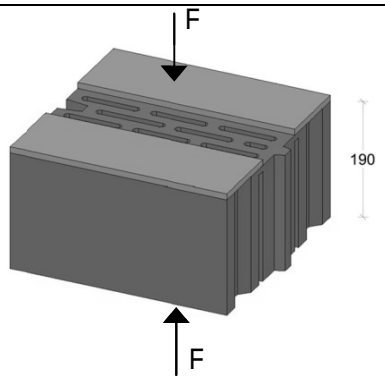
LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº24-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
NP EN 772-1 / 2002	Determinação da Resistência à Compressão de Blocos para Alvenaria	14-06-2008
Requerente: Projecto OTMAPS		

Características dos Blocos	Método de Amostragem	Data de Fornecimento
• Designação comercial: Bloco Conforto • Descrição sucinta: Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida) • Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura) • Idade na data do ensaio: 35 dias	Aleatória	13-04-2008

Método de Condicionamento dos Provetes	Esquema do Provete
• Construídos e conservados ao ar em laboratório em ambiente não controlado até à data de ensaio em sala não condicionada (Temperatura de 19 a 21º ; H.R. de 60 a 65%)	
Método de Regularização da Superfície dos Provetes	
• Superfície de aplicação de carga (F) regularizada com argamassa, formando as juntas de assentamento horizontais descontínuas, de acordo com o previsto para o sistema de alvenaria.	Fig.1- Direcção de aplicação de carga (F) perpendicular às juntas de assentamento horizontais

Provete nº	Dimensões [mm]			Área Carregada [mm²]	Carga de Rotura [N]	Tensão de Rotura [N/ mm²]
	l_u (comprimento)	w_u (largura)	h_u (altura)			
1	352,1	348,1	190,4	122549	247100	2,0
2	350,8	349,1	189,1	122486	194000	1,6
3	352,4	350,3	192,8	123479	241600	2,0
4	353,8	350,3	187,6	123933	285100	2,3
5	352,7	349,0	190,8	123106	255800	2,1
6	353,5	348,3	186,9	123133	220000	1,8
7	351,1	349,8	191,5	122815	237500	1,9
8	351,3	350,4	190,1	123096	263400	2,1
Resistência Média à Compressão			2 N/ mm²	Factor de forma (δ)		1,10
Resistência à Compressão Normalizada (f_b)			2,2 N/ mm²	Coef.Variação (C.V.)		11,1 %

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,

Técnico Responsável,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Visto do Director do LSC,

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

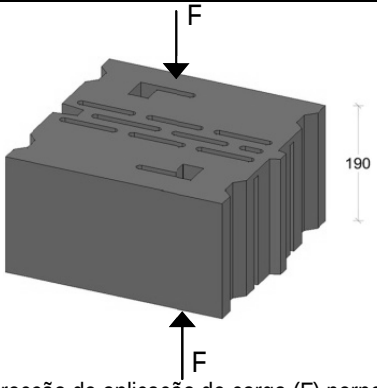
Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº23-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
NP EN 772-1 / 2002	Determinação da Resistência à Compressão de Blocos para Alvenaria	14-06-2008

Requerente: Projecto OTMAPS

Características dos Blocos	Método de Amostragem	Data de Fornecimento
• Designação comercial: Bloco Conforto • Descrição sucinta: Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida) • Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura) • Idade na data do ensaio: 35 dias	Aleatória	13-04-2008

Método de Condicionamento dos Provetes	Esquema do Provete
• Construídos e conservados ao ar em laboratório em ambiente não controlado até à data de ensaio em sala não condicionada (Temperatura de 19 a 21º ; H.R. de 60 a 65%)	
Método de Regularização da Superfície dos Provetes	Fig.1- Direcção de aplicação de carga (F) perpendicular às juntas de assentamento horizontais
• Superfície de aplicação de carga (F) regularizada com meios mecânicos (desgaste).	

Provete nº	Dimensões [mm]			Área Carregada [mm²]	Carga de Rotura [N]	Tensão de Rotura [N/ mm²]
	l_u (comprimento)	w_u (largura)	h_u (altura)			
1	353,9	350,3	184,3	123969	271900	2,2
2	352,4	350,9	183,7	123655	245600	2,0
3	354,1	348,2	184,9	123320	338800	2,7
4	352,1	348,1	183,4	122549	284400	2,3
5	354,7	349,2	183,9	123866	348100	2,8
6	354,9	348,0	183,6	123516	308200	2,5
7	352,7	350,5	184,7	123640	239400	1,9
8	353,8	350,3	185,1	123933	330100	2,7
Resistência Média à Compressão			2,4 N/ mm²	Factor de forma (δ)		1,07
Resistência à Compressão Normalizada (f_b)			2,6 N/ mm²	Coef.Variação (C.V.)		14,1 %

Observações: As alturas individuais (hu) correspondem à altura final dos blocos após regularização das faces por desgaste (altura média das unidades após rectificação das faces: 184mm).

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,

Técnico Responsável,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Visto do Director do LSC,

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº21-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
NP EN 772-13 / 2001	Determinação da Massa Volúmica Real Seca e Massa Volúmica Aparente Seca de Blocos para Alvenaria	Período de 30-5-2008 a 06-06-2008

Requerente: Projecto OTMAPS

Características dos Blocos	Método de Amostragem	Data de Fornecimento
• Designação comercial: Bloco Conforto • Descrição sucinta: Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida) • Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura) • Idade do bloco na data de ensaio: 30 dias	Aleatória	13-05-2008

Ref.	$V_{n,u}$ (Volume efectivo) [mm³]	$V_{g,u}$ (Volume aparente) [mm³]	$m_{dry,u}$ (massa seca) [g]	$\rho_{n,u}$ (massa volúmica real) [kg/m³]	$\rho_{n,p}$ (massa volúmica real de porções de blocos) [kg/m³]	$\rho_{g,u}$ (massa volúmica aparente) [kg/m³]
1	16019808	23099808	18414	1149	-------	797
2	16414431	23359431	18723	1141	-------	802
3	15886073	23020073	17989	1132	-------	781
4	16413978	23337978	19814	1207	-------	849
5	16763196	23165196	19321	1153	-------	834
6	16913685	23803685	18890	1117	-------	794

Média da Massa Volúmica Real Seca ($\rho_{n,u}$)	Blocos inteiros	1150 kg/m³	Coef. de Variação	2,7 %
	Porções representativas	----------	Coef. de Variação	----------
Média da Massa Volúmica Aparente Seca ($\rho_{g,u}$)		809 kg/m³	Coef. de Variação	3,2 %
Observações: Segunda amostra de blocos fornecida pelo requerente.				

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,
Técnico Responsável,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Visto do Director do LSC,

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº19-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
NP EN 772-16 / 2002	Determinação das Dimensões de Blocos para Alvenaria	28-05-2008

Requerente: Projecto OTMAPS

Características dos Blocos

- Designação comercial: Bloco Conforto
- Descrição sucinta: Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida)
- Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura)
- Metodo de amostragem : Aleatória
- Data de fornecimento: 13-05-2008
- Idade do bloco na data de ensaio: 28 dias
- Observações: O bloco possui uma face destinada ao assentamento de juntas horizontais descontínuas de argamassa (Fig.1).

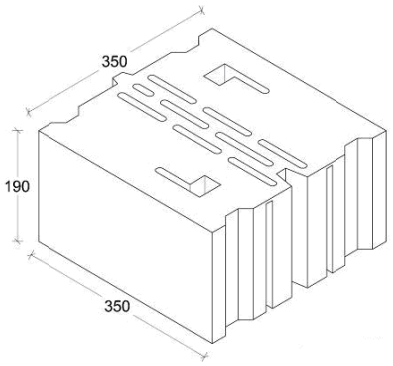


Fig.1- Esquema do bloco com indicação das dimensões nominais exteriores declaradas

Descrição dos Instrumentos de medida

- 2 Paquímetros com precisão de 0,01 mm

Ref.	Modo de Medição	Dimensões [mm]					
		Profundidade de Vazios	Espessura dos Septos Exteriores	Espessura dos Septos Interiores	l_u (comprimento)	w_u (largura)	h_u (altura)
1	c)	178,7	18,4	18,5	352,9	350,3	186,3
2	c)	180,8	18,2	18,4	352,4	350,9	188,9
3	c)	178,3	18,0	18,5	353,1	348,2	186,7
4	c)	183,4	20,0	17,7	351,6	348,1	190,4
5	c)	179,7	18,3	18,1	352,8	349,1	189,1
6	c)	186,2	17,7	18,4	352,4	350,4	192,8

Nota: c) medição das dimensões do provete na extremidade de cada aresta correspondente

Profundidade Média dos Vazios	Espessura Média dos Septos		Dimensões Nominais Exteriores Médias dos Blocos		
	Septos Exteriores	Septos Interiores	L_u (compr.)	W_u (largura)	H_u (altura)
181,2 mm	18,4 mm	18,3 mm	352,6 mm	350,2 mm	189,0 mm

Tolerâncias Dimensionais Obtidas em Relação às Dimensões Nominais Exteriores Declaradas (máximo /mínimo)	L_u (compr.)	W_u (largura)	H_u (altura)
	+3,1 /+1,6 mm	+1,1 / -0,4 mm	+2,8 / -3,7 mm

Observações: Segunda amostra de blocos fornecida pelo requerente.

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,

Técnico Responsável,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Visto do Director do LSC,

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LSC- Laboratório de Sistemas e Componentes

Departamento de Engenharia Civil

Boletim de Ensaio nº16-LSC

Norma/Versão:	Designação Sucinta do Ensaio:	Data do Ensaio:
EN 772-9 / 1998	Determinação do Volume e Percentagem de Vazios e do Volume Efectivo de Blocos para Alvenaria	7-05-2008

Requerente: Projecto OTMAPS

Características dos Blocos	Método de Amostragem	Data de Fornecimento
• Designação comercial: Bloco Conforto • Descrição sucinta: Bloco de furação vertical constituído por betão de agregados leves (argila expandida) • Dimensões exteriores nominais declaradas: 350x350x190 mm (comprimento x largura x altura) • Idade do bloco na data de ensaio: 24 dias	Aleatória	29-04-2008

Ref.	Dimensões do bloco [mm]			V_{gu} (Volume aparente) [mm³]	$V_{s,u}$ (Volume vazios) [mm³]	$V_{n,u}$ (Volume efectivo) [mm³]	$\frac{V_{s,u}}{V_{g,u}} \times 100$ (% volume vazios)
	l_u (comp.)	w_u (largura)	h_u (altura)				
1	354,7	349,2	188,2	23310268	6303000	15924268	27,0
2	354,9	348,0	187,6	23167880	5949000	16140880	25,7
3	352,7	350,5	189,7	23458483	5854000	16508483	24,9
4	353,8	350,3	187,5	23243394	6247000	15904394	26,9
5	352,7	349,0	190,8	23493627	5932000	16465627	25,2
6	353,5	348,3	186,9	23011088	6042000	15877088	26,3

Valor Médio do Volume Efectivo ($V_{n,u}$)	16136790 mm³	Coef. de Variação	1,8 %
Valor Médio do Volume de Vazios ($V_{s,u}$)	6054500 mm³	Coef. de Variação	3,0%
Valor Médio da Percentagem de Vazios	26,0 %	Coef. de Variação	3,3 %

Observações: Primeira amostra de blocos fornecida pelo requerente.

Porto, FEUP, 11 Maio de 2009,
Técnico Responsável,

Visto do Director do LSC,

Rui Sousa
(Investigador IC/FEUP)

Hipólito de Sousa
(Professor Associado FEUP)