U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

LNEC LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES DE ALVENARIA DE TIJOLO MACIÇO

RUI PEDRO COSTA ROCHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor Hipólito José Campos de Sousa

Coorientador: Doutora Ana Isabel Marques

Coorientador: Doutor Jorge Pereira Gomes

MARÇO DE 2024

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) no âmbito do Protocolo de Cooperação entre estas duas entidades.

Aos meus Pais

"Ars sine scientia nihil est"

Jean Mignot

AGRADECIMENTOS

Ao professor Hipólito de Sousa, pela partilha do seu conhecimento sobre alvenarias, disponibilidade, pragmatismo e por me orientar no universo da burocracia académica.

Ao Eng.º Jorge Gomes, pela sua paciência infinita, disponibilidade sem horário para explicar todas as minhas dúvidas relativas a vários campos da modelação numérica e mecânica dos materiais.

À Eng.ª Ana Marques, que me explicou todo o seu trabalho realizado na dissertação de doutoramento que serviu de base para a elaboração da minha dissertação de mestrado.

Ao LNEC, por ter disponibilizado o *software* para a execução do meu trabalho e que me recebeu tão bem nas minhas duas estadias nas suas instalações e me fizeram sentir parte integrante da sua instituição prestigiada.

Aos meus pais Fernando e Joaquina, que sempre me apoiaram incondicionalmente, por serem os meus maiores exemplos de luta e resiliência e me inspiram desde que respiro e a quem prometo honrar todo o seu esforço e sacrifício hercúleo. Aos meus irmãos João e Nuno, com quem partilho toda a minha existência e que com a mesma educação e vivências nos primeiros 15 anos de vida, evoluímos de formas distintas e com caminhos diferentes.

E sem nenhuma ordem em particular, à Solitária, Mega, Yara, Snap, Pudim, Patty, Volu, Lemos, Tropa e Daniele que me acompanharam neste percurso todo com tanta intensidade quanto possível. Por todos os momentos memoráveis desta epopeia que tinha fim programado de 6 anos, mas que espero que tenha sido apenas o fim do princípio.

E à Joana, que se cruzou no meu caminho nestes últimos anos, num encontro contingente, mas que o seu resultado me impactou profundamente e desde então é onde vejo beleza eterna nos mais vulgares momentos que partilhamos.

RESUMO

Estruturas de alvenaria são construções milenares que marcam de forma relevante o património histórico, arquitetónico e cultural da atualidade. A construção em alvenaria evoluiu continuamente até aos dias de hoje, desde suas práticas tradicionais, até ao nível técnico e científico atual mais avançado atualmente. Nem todo o património sobreviveu, parte desse património colapsou por múltiplas razões, entre as quais ao seu fraco desempenho face a alguns desastres naturais, como é o caso dos sismos. Este problema transversal às estruturas de alvenaria, tem captado a atenção no meio académico, procurando analisar o comportamento destas estruturas, e criando soluções que permitam intervenções adequadas e eficazes.

Recentemente foi realizado um estudo detalhado no LNEC sobre alvenarias antigas de tijolo cerâmico com argamassas de cal aérea. Apurou-se as características mecânicas e físicas deste tipo de paredes de alvenaria, contribuindo assim para melhor conhecimento de alvenarias de tijolo cerâmico na generalidade.

Esta dissertação enquadra-se no estudo do LNEC referido no parágrafo anterior e visa desenvolver um modelo numérico que consiga replicar os resultados dos ensaios, permitindo uma compreensão mais aprofundada do comportamento estrutural da alvenaria no seu plano, evitando assim a necessidade de ensaios destrutivos para estudar diferentes opções de reforço sísmico, dado que a experimentação é dispendiosa.

Os resultados dos ensaios experimentais que o LNEC dispunha foram fundamentais para o desenvolvimento e calibração do modelo numérico. Foi escolhido o *software* 3DEC 5.2, permitindo uma micro-modelação simplificada da alvenaria utilizando o método dos elementos discretos (DEM) para simular tridimensionalmente o comportamento mecânico dos provetes de alvenaria ensaiados, de tijolo cerâmico maciço assentes em aparelho flamengo, com juntas de argamassa de cal aérea. O recurso a modelação numérica permite retratar a complexidade do comportamento estrutural das alvenarias através duma análise não-linear do comportamento mecânico, usando leis constitutivas e propriedades mecânicas baseadas nos ensaios experimentais.

Nesta dissertação modelou-se os ensaios de corte, compressão axial e compressão diagonal, incluindo a calibração dos parâmetros dos materiais, sendo os resultados numéricos comparados com os resultados experimentais. Estas simulações numéricas permitiram um conhecimento detalhado do impacto de cada propriedade no comportamento global das *wallettes* em estudo. O facto de este *software* ser em 3D, permite-nos uma análise minuciosa do comportamento da alvenaria espacialmente e avaliar detalhadamente os seus mecanismos de colapso ao detalhe. Uma dificuldade do trabalho decorreu do facto dos resultados de ensaios experimentais de pequena escala nem sempre corresponderem aos valores das propriedades mecânicas à escala natural, o que obrigou a um processo de calibração cíclico.

Os resultados obtidos confirmam que, de facto, existe um desfasamento entre as propriedades mecânicas experimentais e as numéricas para se obter resultados de carregamentos e mecanismo de colapso idênticos. Concluiu-se ainda que o tipo de modelação numérica e modelo constitutivo utilizados tem de ser adaptados conforme vários fatores, mais especificamente, na modelação numérica do ensaio de compressão axial onde o modelo de comportamento escolhido não é o ideal para todos os requisitos definidos, verificando-se o oposto nas outras modelações.

PALAVRAS-CHAVE: Modelação de Alvenaria, Micro-modelação simplificada, Método dos Elementos Discretos, Identificação de parâmetros dos materiais

ABSTRACT

Masonry structures are millenia-old constructions that represent a significant part of today's historical, archictectural and cultural heritage. Masonry construction has evolved continuously to the present day, from its traditional practices to the most advanced technical and scientific level today. Not all this heritage has survived, several have collapsed for multiple reasons, including its poor performance in the face of natural hazards such as earthquakes. This problem, which is transversal to masonry structures, has captured the attention of academics, who have sought to analyse the behaviour of these structures and create solutions that enable appropriate and effective intervention.

Recently, LNEC carried out and in-depth study on old clay brick masonry with aerial lime mortar joints, in which the mechanical and physical characteristics of these masonry walls were ascertained, which contributed to a deeper understanding of masonry.

This dissertation is based on the project at LNEC mentioned in the previous paragraph and aimed to develop a numerical model that could replicate the result of tests, focused on understanding in detail of the in-plane masonry structural behaviour, with the added advantage of avoiding the need for destructive tests to study different seismic reinforcement options, since experimentation is expensive.

The results of the experimental tests from LNEC were fundamental to the development and calibration of the model based on these experimental values. The 3DEC 5.2 software was chosen, allowing a simplified micro-modelling of the masonry using discrete element method (DEM) to simulate three-dimensionally the mechanical behaviour of the masonry specimens tested, made of solid ceramic brick laid in Flemish bond, with aerial lime mortar joints. The use of numerical modeling makes it possible to portray the complexity of masonry structural behavior through a non-linear analysis of mechanical behaviour, using constitutive laws and mechanical properties based on experimental tests.

In this dissertation, the shear, axial compression and diagonal compression test were modeled, including the material parameters calibration and the numerical results compared to the experimental data. These numerical simulations provided detailed knowledge of the impact of each property on the overall behavior of the wallettes. The fact that this software is 3D allow us to thoroughly investigate the masonry's behavior and evaluate its collapse mechanisms. The outputs of small-scale experimental tests did not always correlate to the values of mechanical properties on a natural scale, which required a cyclical calibration process.

The results obtained confirms that there is indeed a mismatch between the experimental and numerical mechanical properties in order to obtain identical loading and collapse mechanism results. It led to the conclusion that the type of numerical modeling and constitutive model used must be adapted accord to various factors, specifically in the numerical modeling of the axial compression test, where the chosen behavior model isn't the ideal approach for all the requirements defined, while the opposite is true for the modelings.

KEYWORDS: Masonry Modelling, Simplified micro-modelling, Discrete Element Method, Material Parameter Identification

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS V
RESUMO VII
ABSTRACT IX

1 Introdução 1
1.1. ENQUADRAMENTO 1
1.2. ÂMBITO E OBJETIVO DO TRABALHO 2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 2
2 Estado da arte 4
2.1. HISTÓRIA DO TIJOLO 4
2.2. HISTÓRIA DA ARGAMASSA 11
2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ALVENARIAS 14
2.3.1. ASPETOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ALVENARIA 16
2.3.1.1. Comportamento à compressão simples 17
2.3.1.2. Comportamento ao corte 19
2.3.1.3. Comportamento à flexão 20
2.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA 21
2.4.1. MODELOS BASEADOS EM BLOCOS (BBM'S) 21
2.4.2. MODELOS CONTÍNUOS (CM'S) 23
2.4.3. MODELOS DE MACRO-ELEMENTOS (MM'S) 24
2.4.4. MODELOS BASEADOS EM GEOMETRIA (GBM'S) 25
3 Caso de estudo 27
3.1. ENQUADRAMENTO 27
3.1.1 DESCRIÇÃO HISTÓRICA E CONSTRUTIVA DO EDIFÍCIO EM ESTUDO 27
3.1.2 RECOLHA DE AMOSTRAS PARA ENSAIO 30
3.1.2.1 Tijolo cerâmico 30
3.1.2.2 Argamassa 30
3.1.2.3 Alvenaria 31
3.2. RESULTADO DOS ENSAIOS 32
3.2.1 ENSAIO À COMPRESSÃO DO TIJOLO CERÂMICO 32
3.2.2 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA ARGAMASSA 35
3.2.3 ENSAIO DE CORTE 36
3.2.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL 37

3.2.5 Ensaio de compressão diagonal 39
3.3. Método dos Elementos Discretos 40
3.3.1 Breve resenha histórica 40
3.3.2 Enquadramento atual do DEM como técnica de modelação de alvenarias 40
3.4. Abordagem do 3DEC 43
3.4.1 Introdução 43
3.4.2 Representação das unidades de alvenaria 44
3.4.3 Representação dos contactos 44
3.4.3.1 Deteção dos contactos 45
3.4.4 Cálculo mecânico das interações 46
3.4.5 Ciclo de cálculo 48
3.4.6 Modelos Constitutivos 50
3.4.6.1 Modelo constitutivo das unidades de alvenaria 50
3.4.6.2 Modelo constitutivo da interface da junta 51
4 Modelação numérica do caso de estudo 54
4.1 Metodologia da modelação numérica 54
4.1.1 Desenvolvimento do modelo numérico 55
4.2 Modelação de ensaio de corte 58
4.2.1 Validação e discussão de resultados do modelo numérico do triplet 60
4.3. Modelação de ensaio de compressão diagonal das wallettes 63
4.3.1 Validação e discussão de resultados do modelo numérico de compressão diagonal 65
4.4. Modelação de ensaio de compressão axial das wallettes 69
4.4.1 Validação e discussão de resultados do modelo numérico de compressão axial 71
5 Conclusões e desenvolvimentos futuros 75
5.1. Conclusões 75
5.2. Trabalhos futuros 76
Referências Bibliográficas 78

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Zigurate de Ur, Iraque (Pfeifer *et al.*, 2001) 5

Fig. 2 - Representação dos moldes para alvenarias de terra usadas pelos Egípcios (Campbell, 2005) 5

Fig. 3 - Banhos imperiais em Trier, Alemanha (Pfeifer *et al.*, 2001) 6

Fig. 4 - Tipos de parede romanas: a) Opvs reticulatvm; b) Opvs testacevm; c) Opvs Incertvm (adaptado de Vitrúvio (2009)) 7

Fig. 5 - Mosteiro de Chorin construído no séc. XIII (Pfeifer *et al.*, 2001) 8

Fig. 6 - Comparação entre a tecnologia construtiva de tijolo cerâmico. Esquerda: Britânico; Direita: Americano em Sealston, Virgínia, USA. (ClassicistORG, 2021) 9

Fig. 7 - Processo industrial do produção de tijolo cerâmico (adaptado Herzog *et al.* (2004)) 10

Fig. 8 - Exemplo de alvenaria de tijolos de lama secos ao sol com argamassa de barro na Turquia (Artioli *et al.*, 2019) 11

Fig. 9 - Exemplo de tijolo cozido com inscrições de um zigurate no Irão (Artioli *et al.*, 2019) 12

Fig. 10 - Amostras macroscópicas e microscópicas de uma argamassa estrutural romana do séc. III d.C.(Patcha *et al.*, 2014) 12

Fig. 11 - Exemplo de parede de alvenaria argamassada (Vitti, 2021) 14

Fig. 12 - Modos de colapso e domínios limite da alvenaria: a) à escala do material e b) à escala da parede de alvenaria (Calderini *et al.*, 2009) 15

Fig. 13 - Exemplo de resultados de ensaios de comportamento mecânico com diferentes roturas: a) Comportamento mecânico plástico; b) Frágil e c) Quase-frágil e d) Módulo de elasticidade (adaptado de Sousa *et al.* (2016)) 16

Fig. 14 - Exemplo de parede de alvenaria com diferentes mecanismos de colapso após um sismo em Itália (Borri *et al.*, 2020) 16

Fig. 15- Representação esquemática de mecanismos de rotura possíveis em alvenaria (adaptado de Lourenço (1996)) 17

Fig. 16 – Gráfico σ-ε em que brc, frc e mrc representam respetivamente a resistência à compressão do tijolo, alvenaria e argamassa (adaptado de Como (2013)) 17

Fig. 17 – Distribuições de esforços na direção vertical para *wallette*s, em que σhb e σhm são respetivamente os esforços horizontais do tijolo e argamassa (adaptado de Benedetti and Tarozzi (2022)) 18

Fig. 18 - Mecanismos de colapso em compressão axial normal à junta de assentamento: a) Separação de blocos e juntas verticais e b) Descamação da interface média perpendicular às juntas de assentamento (adaptado de Andreaus (1996)) 19

Fig. 19 - Mecanismo típicos de rotura de alvenaria por corte em função de compressão (Oyguc & Oyguc, 2017) 19

Fig. 20 - Exemplo de parede de alvenaria comparando comportamento contínuo e descontínuo de uma parede resistente (linha contínua: compressão; linha tracejado: trajetória de tração), com recurso ao *software* UDEC (Dialer, 2002) 20

Fig. 21 - Exemplo de comportamento à flexão quando aplicadas forças para fora do plano (adaptado de Abrams *et al.* (1996)) 21

Fig. 22 - Exemplos de aplicações modelos baseados em blocos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019)) 22

Fig. 23 - Exemplos de aplicações de Modelos contínuos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019)) 23

Fig. 24 - Exemplos de aplicação de Modelos de macro-elementos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019)) 24

Fig. 25 - Exemplo de um modelo de "simplificação por mola equivalente": a) Parede de alvenaria com ações de carga; b) Modelo de macroelemento de "simplificação por mola"; c) Simplificação para modelo de grau 1 de liberdade (González Del Solar *et al.*, 2022) 25

Fig. 26 - Exemplos de modelos baseados em geometria e respetivos autores (D'Altri *et al.*, 2019) .. 26

Fig. 27 - Representação fotográfica e desenhos CAD do projeto de reabilitação (Marques, 2020) ... 27

Fig. 28 - Planta dos edifícios (Marques, 2020) 28

Fig. 29 - Pormenor construtivos das paredes alvenaria de tijolo cerâmico maciço e furado (Marques, 2020) 28

Fig. 30 - Degradação e colapso de um saguão (Marques, 2020) 29

Fig. 31 - Comparação dos edifícios antes e depois da intervenção: Imagem esquerda - (CidadaniaLX, 2007) , direita - (Google.(n.d.), 2023) 29

Fig. 32- Procedimentos de preparação dos tijolos recolhidos (Marques, 2020) 30

Fig. 33 - Recolha das amostras de argamassas (Marques, 2020) 31

Fig. 34 - Representação do aparelho de assentamento das alvenarias de tijolo maciço (Marques, 2020) 31

Fig. 35 - Planta do edifício nº94 e indicação do respetivo local de remoção dos provetes (Marques, 2020) 32

Fig. 36 - Diferentes variedades de tijolo cerâmico maciços (Marques, 2020) 33

Fig. 37 - Esquema de medição de dimensões exteriores para os tijolos (Marques, 2020) 33

Fig. 38 - Configuração dos *triplets* para ensaio de corte (Marques, 2020) 36

Fig. 39 – Representação do provete e respetiva instrumentação do ensaio de corte [mm] (Marques, 2020) 36

Fig. 40 - Instrumentação utilizada no ensaio à compressão axial das *wallettes* [mm] (Marques, 2020) 37

Fig. 41 - Instrumentação utilizada no ensaio de compressão diagonal das *wallettes* [mm] 39

Fig. 42- Tipos de modelação de alvenarias: a) Micro-modelação detalhada; b) Micro-modelação simplificada; c) Macro-modelação (Adaptado Li *et al.* (2019)) 42

Fig. 43 - Exemplo de blocos com diferentes números de contactos (Pulatsu *et al.*, 2016) 43

Fig. 44 - Representação de bloco poliédrico no 3DEC (Lemos, 1998) 44

Fig. 45 - Representação de formas de contacto: a) Vértice-Superfície (VF); b) Aresta-Aresta (EE); c) Superfície-Superfície (FF) (retirado de Lemos (2017)) 45

Fig. 46 - Modelos de contacto: a) contacto rígido: sem sobreposição de blocos, ocorrência de deslocamento por corte (uS) apenas em caso de deslizamento; b) contacto deformável: forças do contacto originam (uN) e (uS) como componente elástica e deslizante (Lemos, 2007) 47

Fig. 47 - Ciclo de cálculo mecânico (adaptado de Itasca (2016b)) 48

Fig. 48 - Critério de rotura de Mohr-Coulomb usado para comportamento dos blocos (Itasca, 2016a) 50

Fig. 49 – Contacto do tipo FF e como se deve interpretar os pontos de contacto mecanicamente: a)Representação dos contactos; b) Modelação numérica por molas de rigidez K (Adaptado de Sarhosis *et al.* (2019)) 52

Fig. 50- Comportamento mecânico das juntas: a) Modelo de junta Mohr-Coulomb; b) Modelo de deslizamento bilinear; c) Comportamento a resistência normal do contacto (Bui & Limam, 2012) 52

Fig. 51 – Representação gráfica da dilatância (Adaptado de Angelillo *et al.* (2014)) 53

Fig. 52 - Esquema da metodologia para calibração de parâmetros dos materiais 55

Fig. 53 - Exemplo de elemento rígido (verde) da *wallette* M0M5 de aplicação de carga, unidades em [mm] 56

Fig. 54 - Ilustração dos 3 tipos de junta de uma *wallette:* a) M0M5 e b) M0M9 (retirado do 3DEC 5.2) 57

Fig. 55 - Configuração do ensaio de corte no 3DEC com 0,2 MPa de tensão de pré-compressão lateral e dois marcadores de histórias de deslocamentos 58

Fig. 56 - Gráfico Força-Deslocamento do modelo numérico T0M1 para diferentes E_{tij} e diferente rigidez da junta e respetivos picos de ensaios experimentais 59

Fig. 57 - Mecanismo de colapso do *triplet* de alvenaria: a) b) Modelo Numérico e (c) Experimental. 60

Fig. 58 – Dados obtidos do modelo T0M1 numérico 7C5: a) e b) Evolução do incremento de deformações e c) Tensão tangencial das juntas [MPa] 61

Fig. 59 -Dados obtidos do modelo T0M1 numérico 7B5: a) e b) Evolução do incremento de deformações e c) Tensão tangencial das juntas [MPa] 62

Fig. 60 – Geometria da *wallette* M0M5. a) Dimensões e tipo de aplicação de força no plano (seta simboliza a localização e direção da aplicação da força e unidades em [mm]; b) Geometria da M0M5 desenvolvida no 3DEC 63

Fig. 61 - Configuração do modelo numérico da *wallette* M0M5 e histórias de deslocamento 63

Fig. 62 - Gráfico Força-Deslocamento do ensaio de compressão diagonal M0M5. Comparação dos resultados da simulação final com o experimental 65

Fig. 63 - Mecanismo de colapso da *wallette* de alvenaria em compressão diagonal: a) b) Modelo Computacional e c) Experimental 65

Fig. 64 - Mecanismos de colapso dos ensaios de compressão diagonal experimental: M0M4, M0M5, M0M6 (Marques, 2020) 66

Fig. 65 - Evolução do mecanismo de colapso do modelo M0M5, unidades do deslocamento resultante [m] 67

Fig. 66 – Dados obtidos em fase anterior à rotura M0M5 numérica a 36 kN 68

Fig. 67 - Geometria da wallette M0M9 a) no plano [mm]; b) Geometria da wallette M0M9 no 3DEC . 69

Fig. 68 - Configuração do modelo numérico da wallette M0M9 e histórias de deslocamentos 69

Fig. 69 - Gráficos tensão-extensão dos ensaios de compressão axial: a) Comparação com resultados experimentais originais e b) Comparação com resultados experimentais retificados 70

Fig. 70 - Mecanismo de colapso da wallette em compressão axial: a) b) Modelo Numérico e c) Experimental 71

Fig. 71- Mecanismos de colapso experimentais em compressão axial (adaptado de Marques (2020)) 72

Fig. 72 - Comparação de fissuras antes e depois do colapso da M0M9 numérica 72

Fig. 73 - Deslocamentos das juntas e *wallette* para 6,5 MPa: a) Afastamento das juntas no modelo numérico M0M9. Afastamento (+) e Fecho (-); b) Magnitude de deslocamentos totais [m] 73

Fig. 74 - Estado de integridade para tensões anteriores e posteriores à rotura na M0M9 numérica .. 74

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados das medições de dimensões exteriores em valor médio (Marques, 2020) 34

Tabela 2 - Resultados do ensaio à compressão dos tijolos maciços (Marques, 2020) 34

Tabela 3 - Compilação de resultados do ensaio de módulo de elasticidade de TM1 e TM2 35

Tabela 4 - Resultados dos ensaios de medição de velocidade de propagação de ultrassons para argamassas de assentamento (Marques, 2020) 35

Tabela 5 - Resultados do ensaio de corte nos provetes de tijolo maciço 37

Tabela 6 - Resultados dos ensaios de compressão axial das wallettes (Marques, 2020) 38

Tabela 7 - Valores obtidos com o cálculo do coeficiente de Poisson (Marques, 2020) 38

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de compressão diagonal das wallettes (Marques, 2020) 39

Tabela 9 - Intervalos de valores do tijolo e argamassa da literatura para modelar no 3DEC 56

Tabela 10 - Propriedades mecânicas das simulações numéricas finais do ensaio de corte 60

Tabela 11 - Comparação de carga máxima numérica e experimental do ensaio de corte 61

Tabela 12 - Valores das propriedades mecânicas do modelo numérico M0M5_16D18 64

Tabela 13 - Comparação de resultados de carga máxima do ensaio de compressão diagonal 66

Tabela 14 - Valores das propriedades mecânicas do tijolo no modelo numérico M0M9_3 70

Tabela 15 - Comparação de tensão de rotura do ensaio de compressão axial 71

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

υ – Coeficiente de Poisson [-]

c – Coesão [MPa]

d – Densidade [kg/m^3]

E - Módulo de elasticidade [MPa]

jKn – Rigidez normal da junta [N/m^3]

jKs – Rigidez ao corte da junta [N/m^3]

3DEC – Three Dimensional Distinct Element Code

BBM's – sigla inglesa para Modelo baseado em Bloco (Block-based Model)

CM's – sigla inglesa para Modelo Contínuo (Continuum Model)

DEM – sigla inglesa para Método dos Elementos Discretos

FEM – sigla inglesa para Método dos elementos finitos (Finite Element Method)

GBM's – sigla inglesa para Modelos baseados em geometria (Geometry-based Model)

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MM's – sigla inglesa para Modelos de macro-elementos (Macroelement Model)

NZSEE – sigla inglesa para Sociedade de Engenheiros Estruturais da Nova Zelândia

RVE – sigla inglesa para Elemento de representativo de volume (Representative Volume Element)

UDEC – Universal Distinct Element Code

XFEM – sigla inglesa para Método dos elementos finitos estendido (Extended Finite Element Method)

Desl. - Deslocamento

Disp. – Displacement (inglês para deslocamento)

Ext. - Extensómetro

Prop. – Propriedade

Transd. – Transdutor

1
Introdução

1.1. ENQUADRAMENTO

Vivemos num mundo onde uma parte considerável das infraestruturas edificadas são estruturas de alvenaria, com especial foco nos edifícios históricos e monumentais como igrejas, torres, fortes ou palácios. À luz de eventos recentes e observação dos danos de sismos ocorridos no passado, constata-se a fraca resistência destas construções antigas a ações sísmicas, o que motivou a criação de ferramentas de previsão e avaliação do comportamento mecânico das mesmas. A partir destas ferramentas, é possível prevenir desastres ou a perda de riqueza cultural (como muitas vezes são classificadas estas estruturas de alvenaria). Estas ferramentas podem ser classificadas como medidas de gestão de risco, permitindo avaliar o comportamento das estruturas de alvenaria, permitindo antecipar problemas e evitar desastres que podem levar à perda do património edificado e até de vidas humanas.

Do ponto de vista de segurança, é de toda a pertinência assegurar a salvaguarda das pessoas que utilizam estes edifícios. Do ponto de vista cultural, é de interesse da sociedade preservar estes edifícios que, com frequência, enquanto pilares da memória ou identidade de um país, evitando uma perda que representaria uma profunda ferida para a nação. No caso português, enquanto país em que o turismo constitui uma parcela maior do PIB, é uma obrigação a proteção e conservação destes edifícios, que são um dos principais motivos de interesse da visita de estrangeiros ao nosso país.

Posto isto, o recurso a ferramentas de auxílio à decisão de intervenção em estruturas de alvenaria numa fase inicial do processo de reabilitação destas construções é fundamental. Para isso pode-se recorrer a ensaios experimentais de pequena escala que permitem quantificar as suas propriedades mecânicas sendo estes dados são posteriormente introduzidos no *software* 3DEC, onde se realizarão as simulações numéricas e se obterão as respostas do comportamento estrutural, consoante os parâmetros dos materiais utilizados.

A alvenaria em estudo descreve-se como "alvenaria de tijolo cerâmico maciço assente a uma vez em sistema flamengo", no entanto, para efeito de simplificação na referência à alvenaria em estudo esta será designada de "alvenaria de aparelho flamengo" ou variações semelhantes.

No âmbito dum trabalho de investigação realizado no LNEC sobre paredes resistentes de alvenaria de tijolo cerâmico maciço, enquadrado numa tese de doutoramento de Marques (2020), foram realizados vários ensaios experimentais onde foram determinadas algumas características químicas, físicas e mecânicas de tijolos cerâmicos, argamassas e alvenarias. As alvenarias de tijolo cerâmico maciço com juntas de argamassa de cal aérea em estudo foram retiradas de paredes estruturais de edifícios históricos na zona do Marquês de Pombal em Lisboa, construídos em 1904. No caso da alvenaria em estudo, o tijolo cerâmico é muito mais resistente do que argamassa, algo comum em construções históricas com argamassa de cal, permitindo categorizar esta alvenaria como "alvenaria de baixa resistência de ligação". Estes detalhes, junto com os outros parâmetros examinados nos ensaios experimentais, são cruciais para escolher as melhores ferramentas numéricas e o tipo de modelos constitutivos que melhor se adequam para o estudo do comportamento mecânico desta estrutura.

1.2. ÂMBITO E OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo principal deste trabalho visa a compreensão detalhada do comportamento mecânico não-linear das alvenarias, sob certas condições de carga, recorrendo a simulações numéricas. Para o correto desenvolvimento do modelo numérico é necessária informação sobre características geométricas e mecânicas dos constituintes em estudo, pelo que a existência de dados experimentais contribui para um melhor entendimento destes comportamentos não-lineares.

De salientar o interesse desta abordagem dado o facto de a realização de ensaios ser dispendiosa. Os ensaios requerem uma gestão muito precisa da recolha das amostras obtidas *in-situ*, que além de originais, devem estar em excelente estado de conservação.

Uma modelação numérica da realidade é uma interpretação do mundo real baseada em modelos matemáticos de um sistema real composto por leis físicas, que tem como função descrever o comportamento do sistema com a máximo precisão e rigor possível (Gomes, 2013).

Este processo de modelação é delineado por etapas, de forma a chegar ao objetivo desejado. Inicia-se com os dados iniciais obtidos dos ensaios experimentais realizados anteriormente e a sua correta caracterização geométrica baseada no problema real.

Mediante essa formulação do problema, definem-se as leis que se consideram representar o mais rigorosamente possível o comportamento que se deseja analisar. Leis estas representadas por equações matemáticas com intuito de resolver um sistema complexo de interações mecânicas recorrendo a poderosas ferramentas de cálculo numérico. Por outro lado, e mesmo com ferramenta de cálculo poderosas, surge a maior dificuldade que é a validação de resultados numéricos e suas hipóteses. Assim, inicia-se um ciclo de etapas com vista a calibrar o modelo de forma que as hipóteses se adaptem, conforme os resultados numéricos que vão sendo obtidos, até que a simulação replique devidamente a realidade em estudo.

O âmbito deste trabalho foi portanto simular numericamente alguns os ensaios de comportamento mecânico realizados por Marques (2020), mais concretamente, os ensaios de compressão axial e diagonal das paredes de alvenaria de tijolo maciço e também um ensaio de corte. Algumas das algumas das propriedades mecânicas resultaram do mesmo trabalho, enquanto outras foram obtidas em literatura. Estes ensaios experimentais são descritos no capítulo 3 da dissertação.

Na simulação foi utilizado o *software* 3DEC, que utiliza o método dos elementos discretos, e que é utilizado para resolução de problemas de engenharia de estruturas tridimensionais. As propriedades mecânicas usadas numericamente foram obtidas dos resultados experimentais já referidos.

Na simulação procurou-se replicar os ensaios experimentais já referidos, mais especificamente a parte até à rotura dos mesmos, com o intuito de calibrar o modelo.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por cinco capítulos onde se procura dar resposta aos objetivos anteriormente enunciados.

No capítulo 1 é apresentado o enquadramento e âmbito do trabalho realizado e a explicação do objetivo geral proposto e os respetivos procedimentos. No fim deste capítulo é descrita a organização da dissertação.

O capítulo 2 começa com uma análise da evolução da alvenaria, unidades de alvenaria e argamassa, que em conjunto formam este "material" alvenaria. Depois da abordagem histórica, são enumerados os mecanismos de colapsos de alvenarias e sua interpretação. São ainda apresentadas as técnicas de modelação numérica de estruturas de alvenarias utilizadas atualmente, destacando as principais abordagens.

No capítulo 3 apresenta-se uma descrição do trabalho desenvolvido relativo à origem das amostras utilizadas dos ensaios seguido da caracterização dos ensaios experimentais realizados por Marques (2020). No resto do capítulo é contextualizado o método dos elementos discretos e sua aplicabilidade em problemas específicos de engenharia e também explicado o funcionamento do software 3DEC para o cálculo mecânico e numérico da estrutura em estudo.

No capítulo 4 é referida a metodologia utilizada na modelação numérica dos provetes "*wallettes*". É explicado o procedimento cíclico da metodologia, em que os parâmetros dos materiais se iniciam com base nos resultados experimentais referidos anteriormente, mas que sofrem uma evolução iterativa, com base em valores da literatura, de forma a alcançar resultados numéricos satisfatórios comparáveis com os experimentais. É também realizado um enquadramento das particularidades dos provetes numéricos, como é o exemplo dos diferentes tipos de juntas utilizados, dimensão dos pratos de ensaio, entre outros pormenores. Depois são apresentados os resultados das simulações numéricas e os critérios que foram usados para a validação das mesmas e posterior discussão dos resultados.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido e os possíveis desenvolvimentos futuros.

2
Estado da arte

2.1. HISTÓRIA DO TIJOLO

A origem do tijolo remete-nos a épocas muito distantes na história da Humanidade tornando a tarefa de estabelecer uma cronologia quase impossível de determinar com precisão. Temos de ir a até à era do Neolítico, ou seja, por volta de 10.000 a.C., era em que Campbell (2005) considera ser a era do seu aparecimento.

O tijolo como unidade de alvenaria é um produto resultante da interação humana com o meio onde se insere e o resultado de "processos de aprimoração humana", logo, os vestígios do seu aparecimento remontam à existência humana e mais precisamente no período em que o Homem se a torna sedentário, dominador do fogo, iniciando um estilo de vida, fundamentalmente, ligado à agricultura e pecuária. O interesse do Homem em adaptar-se ao meio onde se insere, deixando para trás os hábitos nómadas, obriga-o a ter de adquirir novas técnicas e meios que facilitem a sua harmonização com o meio envolvente. Iniciando-se assim o processo de delimitação dos espaços necessários à vida das comunidades, assente numa lógica de organização de espaço e consequentemente a construção**.**

Até à data, e com o conhecimento limitado aos vestígios deixados por antigas civilizações, os tijolos mais antigos foram descobertos em Jericó junto ao Mar Morto numa povoação das mais antigas civilizações que se conhece.

Como Simões (1966) afirma, os tijolos eram feitos de lama, com a mão do homem no papel de máquina de moldagem, o Sol o combustível e o resultado eram blocos muito irregulares que necessitavam de bastante argamassa de lama para se transformar numa parede compósita com função estrutural formando assim uma espécie de alvenaria primitiva. Este processo rudimentar apenas conferia um pouco de integridade física e coesão aos materiais, mas quando estes estavam expostos a humidade, por exemplo, a precipitação, perdia rapidamente a sua coesão sendo esta a principal fraqueza destas alvenarias primitivas. Qualidades como resistência e solidez são óbvias em relação à utilização de lama, acrescentando ainda fatores como a sua abundância, facilidade de transporte e trabalhabilidade que fazem dele uma solução preferencial em relação à pedra. Desta forma, podemos considerar o tijolo como o 1º material de construção artificial, sustentável. E assim independentemente das tecnologias utilizadas, a indústria da cerâmica dava os seus primeiros passos.

Para fazer face aos problemas associados às intempéries, os primeiros construtores começam a cozer o adobe por volta de 5000 a.C. de forma a criar uma alvenaria mais duradoura. Se o processo de cozedura for efetuado a uma temperatura de 1000 °C o material fica sinterizado, e como resultado deste processo, obtêm-se um material de construção durável, que oferece boa proteção ao clima. Nesta época já existiam técnicas para vidrar a superfície e pigmentar o tijolo, em que normalmente o tijolo com melhor acabamento e de melhor qualidade seria usado em edifícios de maior relevância consoante o enquadramento social como é o Zigurate de Ur na Fig. 1. Já desde este tempo que estes materiais são utilizados numa variada panóplia de construções dependendo do local, clima, enquadramento geológico com também os requisitos estéticos e contexto social (Herzog *et al.*, 2004).



Fig. 1 - Zigurate de Ur, Iraque (Pfeifer *et al.*, 2001)

Continuando na sequência temporal, no antigo Egito, a abundância de pedra faz com que se torne o principal elemento construtivo e retire a importância que o adobe tinha até então, ainda que continuasse a ser utilizado em canais e alguns monumentos. Nesta época observa-se o desejo de atribuição aos edifícios de características de monumentalidade e massificações de volumes gigantes que impactavam a paisagem com significativa carga simbólica como é o exemplo das pirâmides de Gizé. Durante a construção das pirâmides de Gizé os operários habitavam em casas edificadas com tijolos de edifícios antigos. Para confirmar esta última afirmação, podemos fazer uma referência bíblica ao momento em que Jeová libertou o seu povo dos reis egípcios que lhes "amargavam a vida com dura servidão em barro e em tijolos" (Simões, 1966). Na Fig. ilustra-se um utensílio primitivo usado pelos egípcios que servia para moldar os tijolos de barro ou terra.

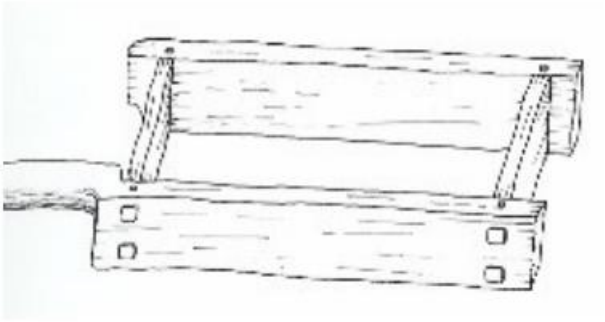


Fig. 2 - Representação dos moldes para alvenarias de terra usadas pelos Egípcios (Campbell, 2005)

Numa época posterior, os períodos grego e romano marcam a fase de maior desenvolvimento civilizacional e, por essa razão, verifica-se também este desenvolvimento nas técnicas construtivas, sendo que estes dois períodos são referidos por vários autores por "Arquitetura Clássica". A Arquitetura Clássica, já muito mais completa do que todas as outras épocas previamente definidas, é caracterizada pela racionalidade do desenho geométrico, proximidade com o utilizador, com o design para ser vivida pelo Homem, construída à sua escala e por ser harmoniosa.

Apesar de serem conhecedores das vantagens, técnicas e potencialidades da execução ao arco, durante este período não foi profundamente explorado nem utilizado, visto que a arquitetura era caracterizada pelas linhas retas e ortogonais patentes em praticamente todos os elementos da sua arquitetura, tais como arquitraves, lintéis e colunas.

É, no entanto, por volta de 40 d.C. que Vitrúvio com o título "De Architectura" sistematiza a arquitetura grega em função das suas variações, principalmente da utilização das três ordens clássicas (dórica, jónica e a coríntia), e assim se elabora um dos mais marcantes tratados da arquitetura que chegou até a atualidade. Neste, que é o mais antigo registo escrito do complexo, detalhado e rigoroso trabalho de um arquiteto enquanto também mestre construtor, Vitrúvio promove os princípios pela qual a arquitetura se rege sumarizando em três conceitos-base: *firmitas, utilitas e venustas* (podendo ser traduzido como "solidez, utilidade e beleza").

É relevante ainda salientar na arquitetura grega, que apesar de ter a expressão monumental focada nos templos, fizeram-se grandes avanços no desenvolvimento da arquitetura civil, militar e obras públicas sendo exemplo destes avanços as praças, as salas de assembleia e de magistrados, como também os teatros. Apesar de nesta civilização não ter sido dado muito importância ao tijolo como material de construção, porventura até por influência do tratado de Vitrúvio onde a maioria das referências a tijolo são de serem secos ao sol, sendo um material pouco confiável (Campbell, 2005). No entanto, todos os desenvolvimentos adquiridos e técnicas aprimoradas nas diferentes áreas foram essenciais para inspirar o seu sucessor, o Império Romano (Sousa *et al.*, 2016).

É com os antigos romanos que se fazem progressos decisivos em direção à produção em massa do tijolo cozido. Por todo o Império Romano é possível encontrar alvenarias de tijolo que estavam presentes em todo o tipo de edifícios precisamente pelos Romanos terem levado os seus conhecimentos na área a todos os cantos do império (Simões, 1966).

Na Fig. 3, podemos ver ilustrados os característicos arcos em tijolo romano, de geometria bastante diferente do tijolo cerâmico contemporâneo, que é quase uma espécie de "ladrilho".

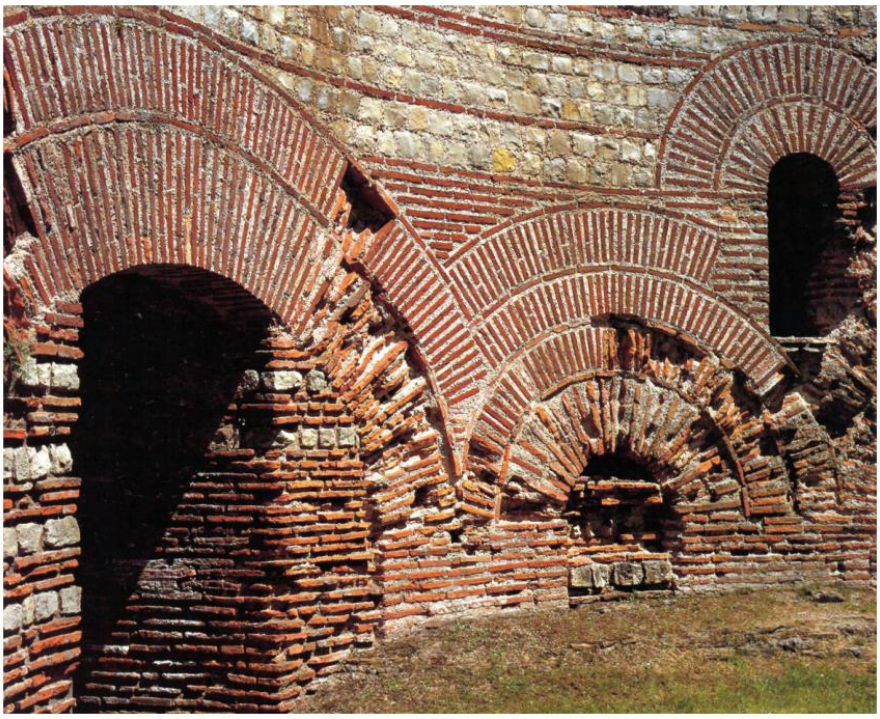


Fig. 3 - Banhos imperiais em Trier, Alemanha (Pfeifer *et al.*, 2001)

Para além da inspiração grega na cultura romana existe também influência etrusca, povo que marca a transição entre cultura grega e romana. A incorporação do arco e abóbada na construção romana permite uma evolução gigante na conceção espacial como a conhecemos hoje e desenvolvimento dos sistemas

construtivos. Todo este conhecimento herdado das civilizações precedentes provoca uma revolução na forma de construir do Império Romano que foi essencial na sua hegemonia e expansão.

Uma das principais inovações nesta época é o aparecimento do "*Opus Caementicium*" também conhecido como "betão romano" com um melhoramento significativo na tecnologia associada aos ligantes, destronando o lugar dos ligantes de barro ou cal pelos materiais pozolânicos, que conseguiam endurecer mesmo em contacto com água. Tendo em sua posse o conhecimento desta tecnologia revolucionária, abre um leque de opções muito maior a limitações físicas e mecânicas dos materiais usados até então e marca profundamente a sua arquitetura pelo embelezamento das suas edificações com elementos diversos como nervuras, caixotões, revestimentos a mármore, rosáceas, mosaicos, pilastras e também estuques coloridos (Sousa et al., 2016).

Em simultâneo, a evolução da alvenaria de tijolo vai sendo alvo de progresso à medida também que se domina o material ligante "*opus caementicium*" contribuindo para um melhor aproveitamento das funcionalidades da unidade de alvenaria, criando assim uma relação simbiótica em que a alvenaria de tijolo beneficia do ponto de vista estrutural ganhando solidez e coesão com esta argamassa estável e de maior resistência e torna-se uma opção mais viável para a construção de infraestruturas.

A alvenaria de tijolo pela sua facilidade de execução, conhecimento tecnológico relativamente simples, dimensões pequenas, de escala da mão humana e matéria prima acessível e abundante propicia a economia de produção que resulta num material que responde às necessidades de um povo em constante crescimento e viabiliza a construção massiva que os romanos propagaram por todo o seu domínio geográfico, alocando os materiais mais nobres como a pedra natural e betão para edifícios de maior dimensão e importância (Sousa *et al*., 2016).

É por volta do século II d.C., que o tijolo ganha preponderância industrial e mercantil no Império Romano e se destacam os enormes avanços tecnológicos e utilidade comprovada. Estes avanços verificam-se em várias vertentes tais como melhoramento de retração, diversificação geométrica, aparecimento de tijolos ocos e curvos e utilização decorativa. A sua impermeabilidade tornar-se-ia útil para acabamentos dos edifícios e revestimento de paredes feitas em betão, usando tijolos cortados ao meio ou em triângulos para imitar o aspeto de uma parede de tijolo à vista, como é o exemplo b) da Fig. 4 (Mesquita, 2007).

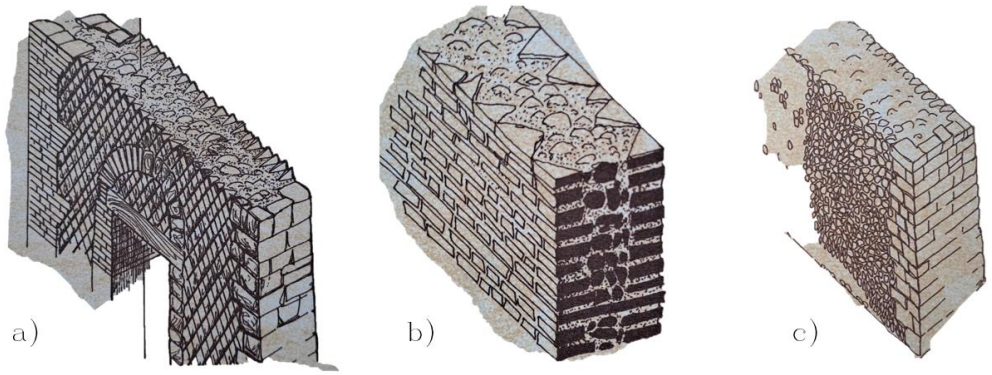


Fig. 4 - Tipos de parede romanas: a) Opvs reticulatvm; b) Opvs testacevm; c) Opvs Incertvm (adaptado de Vitrúvio (2009))

É na arquitetura residencial civil que é alcançado um grande desenvolvimento sobretudo nas *insulae*, edificações de habitação plurifamiliar principalmente em Roma destinado às classes mais baixas nesta sociedade estratificada. Como anteriormente referido, os materiais nobres eram reservados para

edificações importantes e assim sendo, a edificação de famílias mais pobres eram realizadas mediante as suas possibilidades. Como o tijolo era o material de eleição à data para produção em massa, normalmente é visto como um material mais acessível economicamente logo é dada a preferência a este material para a construção na maioria dos edifícios onde também temos a presença de soluções económicas para os pisos, a madeira. Só numa fase mais tardia é que o betão romano substitui a alvenaria, porém com a queda do império romano do ocidente, o *opus caementitium* quase desaparece e só volta a ser relevante passados aproximadamente 1500 anos (Herzog *et al.*, 2004).

Na transição do Império Romano para a época visigótica, na Península Ibérica, por exemplo, muito conhecimento é negligenciado no que toca às tecnologias construtivas e resulta numa arquitetura mais rudimentar, caracterizada por construção pesada em aparelho de pedra, na maioria das vezes sem revestimento e ornamentos simples talhados na própria pedra. Todo o progresso dos sistemas e técnicas construtivas alcançadas pelos Romanos estava agora estagnado e até terá regredido do ponto de vista arquitetónico, estético e de complexidade.

A arquitetura deste período é bastante mais "primitiva" onde as principais características são o oposto da arquitetura romana. Espaços pequenos, menos iluminados e austeros. Características derivadas da construção pesada em pedra em que apenas as coberturas eram executadas com elementos mais leves como é o exemplo da madeira e alvenaria de tijolo.

Continuando ainda na Península Ibérica, temos os exemplos deixados pelos povos árabes que habitaram a península e tal como na expansão romana trouxeram o seu conhecimento e avanços civilizacionais deixando uma marca profunda na arquitetura principalmente em Espanha onde temos exemplos de monumentos de beleza imponente como é o caso da Giralda de Sevilha. O material cerâmico começa a ser cada vez mais utilizado em edifícios de culto religioso, como é o exemplo da Fig. 5 (Simões, 1966).

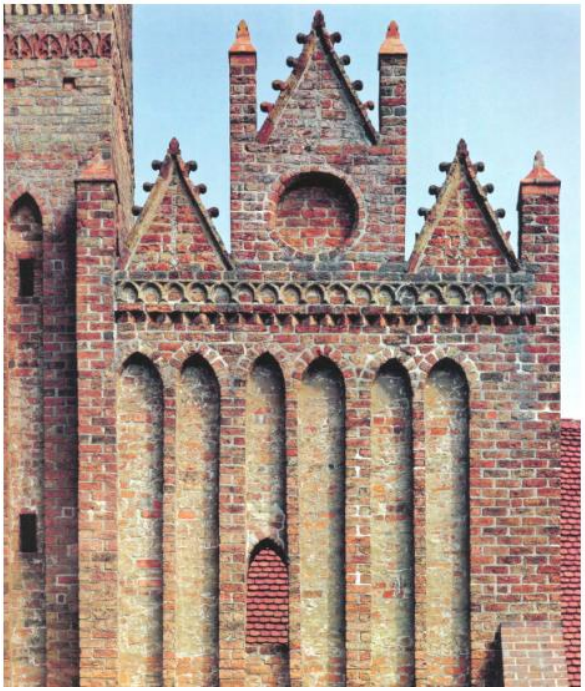


Fig. 5 - Mosteiro de Chorin construído no séc. XIII (Pfeifer *et al.*, 2001)

No fim do século IX, o tijolo atinge todos os cantos do mundo civilizado. Com especial ênfase na Ásia onde os tentáculos do Império Romano não chegaram, e Itália que se encontra na "vanguarda da tecnologia de tijolos". Noutras regiões no velho continente, como o Norte da Europa o seu uso ganha peso no virar do século XI. E tal como os Árabes, normaliza-se o seu uso para grandes catedrais e

edifícios nobres, com o crescente domínio deste sistema construtivo, deixam belos exemplos que resistiram centenas de anos, afirmando o esplendor de tempos longínquos.

O legado das obras em tijolo na Europa no século XV é continuado em duas regiões. O mais expetável é na atual Itália, local onde outrora existiu o Império Romano que era reconhecido pela sua tradição no uso do tijolo. Paralelamente também ocorre uma grande massificação do seu uso na atual Inglaterra, resultado de um incêndio catastrófico chamado de "Grande Incêndio de Londres" no ano de 1666 que devastou milhares de casas e dezenas de igrejas, deixando para trás uma cidade velha de madeira completamente destruída. Sem hesitação, são tomadas medidas rápidas e efetivas para a reconstrução da capital do Império Britânico, desta vez com os perigos do fogo em mente, e é escolhido o tijolo cozido como material de eleição para esta tarefa hercúlea de reerguer uma cidade em que as suas características de resistência são a vantagem principal para evitar catástrofes semelhantes no futuro.

À imagem do Império Romano, que difundiu o conhecimento das suas técnicas e sistemas construtivos, o Império Britânico segue as suas pegadas e o tijolo chega aos atuais Estados Unidos pela mão dos colonos britânicos e também holandeses (Fig. 6). Com a necessidade de rapidamente desenvolver o território recentemente alcançado, começa-se a produzir tijolo em solo americano com vista a estender a civilização ao outro lado do oceano Atlântico (Mesquita, 2007).

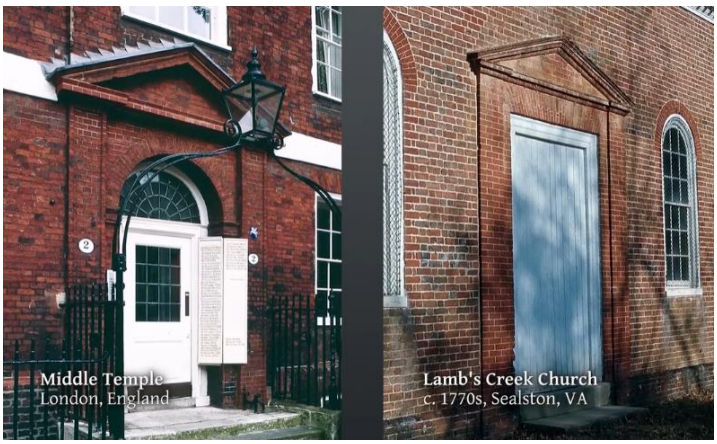


Fig. 6 - Comparação entre a tecnologia construtiva de tijolo cerâmico. Esquerda: Britânico; Direita: Americano em Sealston, Virgínia, USA. (ClassicistORG, 2021)

É pertinente falar de um movimento importantíssimo na sociedade europeia, o Renascimento. Este movimento surge em vários quadrantes ligados à vida humana e do pensamento, mas importa ser abordado no contexto da construção e arquitetura, defendendo o retorno ao antigo, às origens greco-latinas da arte. Esta época traz à arquitetura um grande desenvolvimento, adoção de novas técnicas e conceitos, onde a geometria, com a descoberta da perspetiva enquanto técnica ou ciência, tem um papel de destaque simultaneamente ao da arte, que são claramente integradas na arquitetura. O Renascimento assinala uma espécie de "democratização" da arte e da arquitetura que até então estavam profundamente ligadas ao domínio da religião.

No que toca ao desenvolvimento dos sistemas construtivos, é no final do século XVIII, na época da Revolução industrial iniciada no Reino Unido que se sente uma transformação significativa, essencialmente resultado da revolução e aperfeiçoamento dos processos de produção massiva do material (Fig. 7). Este fenómeno gera um profundo impacto na sociedade britânica que com o conhecimento sobre materiais metálicos e invenção das máquinas a vapor transformam todos os processos produtivos. Processos produtivos estes que requerem uma enorme quantidade de mão-de-obra para se consolidar a transição para a nova era industrial, causando um êxodo rural e aumentando o tecido

urbano das cidades industrializadas cujo concretização acontece recorrendo à construção em tijolo cerâmico, que ofereceu melhor qualidade a um custo acessível (Sousa *et al.*, 2016).

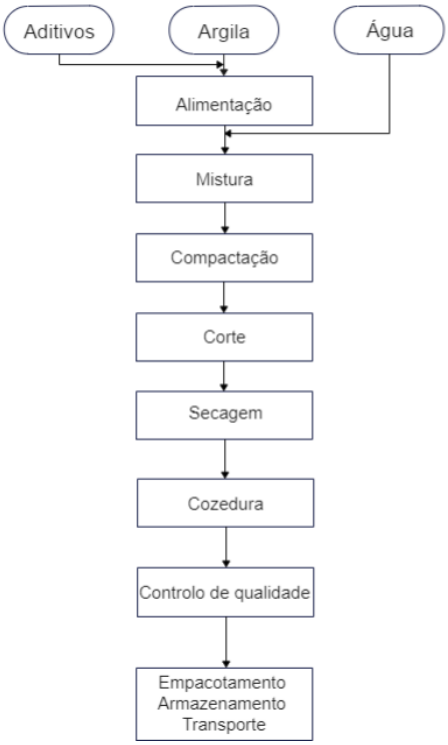


Fig. 7 - Processo industrial do produção de tijolo cerâmico (adaptado Herzog *et al.* (2004))

É nesta altura que se observa um grande aumento de patenteação de vários processos de fabrico e novos materiais de construção. Um marco histórico destes avanços tecnológicos é a invenção do cimento Portland que despoletou o início do seu desenvolvimento na modernidade no ano de 1824.

A descoberta do cimento Portland complementou a rapidez de execução e durabilidade das construções de alvenaria de tijolo. Paralelamente, eram realizados ensaios com betão armado que ocorreram em meados do século XIX no Reino Unido e França. Tinha como principal objetivo reinventar a função da madeira e pedra natural pois parecia ter melhores características para a resistência de penetração de humidade no seu interior. Trinta anos depois da descoberta do cimento Portland, é concedida a patente no Reino Unido para um sistema compósito de laje reforçada com ferro. Enquanto isso, François Coignet desenvolve um método de cimento compactado, inspirado na ideia de terra compactada, o "betão aglomerado" com o qual construiu uma habitação de três pisos usando este método. Na 2ª Exposição Universal de Paris em 1867, o betão armado é apresentado num dos eventos mais importantes do mundo para a sociedade (Herzog *et al.*, 2004) e inicia o seu percurso para se tornar o material de construção mais utilizado na arquitetura moderna, alterando também a função da alvenaria nas construções, passando em muitos casos de material estrutural para material de preenchimento.

A segunda guerra mundial veio acelerar o processo com a destruição de várias cidades no centro da Europa onde se verificou um grande esforço para a sua rápida reconstrução, e se recorreu ao betão armado pois possuía as qualidades desejadas para a execução de uma grande reconstrução da Europa.

2.2. HISTÓRIA DA ARGAMASSA

Depois de contextualizar evolução histórica do tijolo, é igualmente importante descrever a evolução do outro componente essencial na construção das alvenarias de tijolo maciço em estudo, a argamassa.

Com a saídas das cavernas e o abandono de construções temporárias de materiais orgânicos como folhas, pele e madeira, surge a necessidade do desenvolvimento de arquitetura durável fundamentado no uso de pedra natural e materiais aglutinantes feitos por mãos humanas, iniciando-se a incessante busca pelo aperfeiçoamento da "Arquitetura".

O material abundante por quase todo o lado e com propriedades de solidificação na ausência de água era o barro. O uso de lamas ricas em argila era utilizado diretamente como revestimento, devido à impermeabilização das superfícies. O primeiro uso de argamassa de lama em construções de adobe é datado do milénio IX a.C, em que ambos os componentes eram feitos do mesmo material, mas com preparações diferentes, idênticos ao ilustrado na Fig. 8. No entanto, as argilas quando expostas a meios muito húmidos ou até exposição direta como chuva começam a perder a solidez desejada (Wright, 2005).



Fig. 8 - Exemplo de alvenaria de tijolos de lama secos ao sol com argamassa de barro na Turquia (Artioli *et al.*, 2019)

Argilas são usadas para rebocar paredes tanto no exterior como interior, fortalecer e suavizar os pisos e eventualmente para preenchimento entre pedras e adobe tendo a função de argamassa. Sem usar fogo, na sua forma mais simples, as paredes de alvenaria eram compostas por adobe aglutinado com camadas húmidas de lama que secariam ao sol e originavam uma parede de barro seco. Ambos os elementos, adobe e lama, continham normalmente palha e seixos com o objetivo de evitar fissuração depois de secar. Contudo é complicado conseguir informação arqueológica fidedigna de materiais em argila secos ao sol, devido ao facto deste tipo de construção ser suscetível à rápida degradação causada por agentes meteorológicos. Apenas em climas áridos e na maioria dos casos as estruturas estão incorporadas em montes, em várias camadas de atividade humana sequencial é que é possível encontrar evidências com vários milhares de anos (Artioli *et al.*, 2019).

Na Mesopotâmia, há cerca de 4000 a.C. é que se regista a construção de estruturas à escala monumental construídas com tijolo. Somente passado mais um milénio é que a tecnologia de tijolo retangular feito com moldes é introduzida na Mesopotâmia, onde rapidamente se usa para decoração e como base para os sistemas escritos (Sousa et al., 2016).

A introdução do fogo neste processo surge em várias civilizações como a Suméria, Babilónia e Assíria que usavam tabuletas secas ao sol para escrever, havendo um pequeno número de vestígios de tabuletas cozidas, semelhantes aos tijolos cozidos da Fig. 9 (Walker, 1987). Ciente da melhoria de qualidade quando cozido, tal como tinha sido anteriormente feito com olaria, a mudança para tijolos cozidos na Mesopotâmia dá-se por volta de 3000 a.C. Este mesmo processo de cozedura transforma barro em

produtos estruturais estáveis, mais leves e resistentes à compressão, tornando assim o tijolo na representação ideal de uma unidade de alvenaria. Isto fez com que na Mesopotâmia se começasse a utilizar construção mista com principalmente adobe, tijolo e pedra natural. É intrigante que em todo o mundo o processo de cozedura de adobe para fins arquitetónicos tenha acontecido bastantes anos depois do uso do fogo para a produção de cerâmica e cal nestas regiões (Artioli et al., 2019).

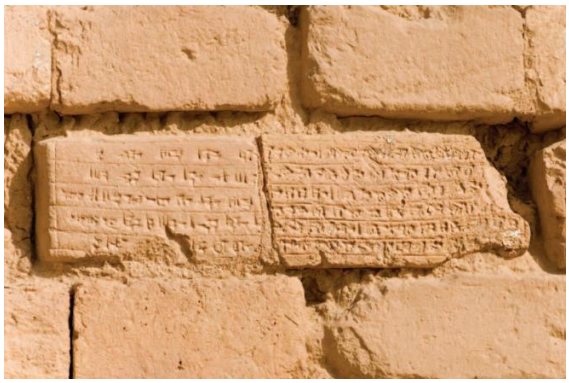


Fig. 9 - Exemplo de tijolo cozido com inscrições de um zigurate no Irão (Artioli *et al.*, 2019)

Já na época grega dá-se um desenvolvimento chave na forma como se produz argamassa conforme a sua utilidade e basicamente consiste no uso de materiais pozolânicos como, por exemplo, cinza vulcânica, fragmentos de cerâmica para substituir agregados inertes, usados para impermeabilizar cisternas e condutas no Chipre e em Creta na idade do Bronze. É relevante notar que durante o período grego clássico os aparelhos de pedra eram em junta seca.

Fora do contexto mediterrânico há registos de uso de reboco de cal anterior a 2000 a.C. Não obstante, a presença de reboco de cal está em bastantes culturas fora do contexto indo-europeu em que existe até a prática de utilização de compostos orgânicos nas receitas tradicionais. Por outro lado, os Egípcios e Romanos modificaram argamassas de cal com cascas de ovos, leite de figo e outros compostos orgânicos com a intenção de melhorar mecanicamente as suas propriedades.

No seu brilhante tratado, Vitruvius faz uma recomendação de como deveria ser feita a mistura de cal com óleos (*calx ex oleo subacta*) para esta adquirir impermeabilidade. O uso de materiais pozolânicos também se intensifica, e como tal inicia-se a adição de materiais reativos naturais e sintéticos como vidro de sílica, cinza vulcânica, argila, cerâmica, escória e ainda outros materiais, como é o exemplo da Fig. 10.



Fig. 10 - Amostras macroscópicas e microscópicas de uma argamassa estrutural romana do séc. III d.C.(Patcha *et al.*, 2014)

Tal como nesta época, as adições pozolânicas nas argamassas de cal hidráulica são também usadas na formulação dos ligantes contemporâneas como material cimentício suplementar.

Como afirmado anteriormente, aglutinantes hidráulicos resultados de reações pozolânicas são concebidos no contexto egeu (Turquia e Grécia moderna) em 2000 a.C. e à semelhança de várias outras tecnologias, são usadas pelos Romanos na sua arquitetura onde se tornam uma tecnologia fundamental e se pode traçar uma ligação desta tecnologia e material por propagação cultural pelo mediterrânico oriental, até ao longo da costa africana do mediterrâneo durante a primeira idade do bronze (Artioli *et al*., 2019).

Estudos recentes indicam que já desde os primórdios do Império Romano as argamassas pozolânicas eram usadas nas fundações de muralhas e fortificações pelos engenheiros romanos que se aperceberam na melhoria de performance destas estruturas quando expostas a envolventes com humidade e sais, o que fez com que se difundisse rapidamente.

Com estas inovações e otimizações tecnológicas das argamassas e aglutinantes, a sua veloz propagação pelo Império, e uso sistemático faz com que previsivelmente as opções de execução arquitetónica aumentaram e melhoraram fazendo com que os edifícios começassem a incorporar os princípios de *Vitruvius*. A sua obra tem particular incidência na preparação de materiais e inclusivamente argamassas onde é referido que em caso de a qualidade da cal ser de qualidade inferior ou uso de sal marinho, se devia reajustar as proporções de areia e cal para se obter um resultado apropriado.

Com a queda do Império Romano, a perda desta tecnologia teve impacto por muitos séculos e a qualidade de outrora era agora substituída por argamassas à base de cal, mas com qualidade bastante inferior devido ao pouco rigor dos povos que habitavam a Europa depois da queda do Império.

A consequência da degradação geral da qualidade das argamassas devido ao uso indevido de constituintes e processos pouco rigorosos, fugindo dos padrões de pureza sugerida por *Vitruvius* em períodos clássicos, fez com que as argamassas de boa qualidade fossem agora usadas em edifícios nobres, porém a tradição de adição de fragmentos cerâmicos prevaleceu com exemplos encontrados no Renascimento em Itália e noutras regiões como Turquia, Médio Oriente e até Índia (Artioli et al., 2019).

Em 1756, enquanto trabalhava na reconstrução do farol de Eddystone, ocorre um acontecimento importante em Inglaterra, John Smeaton desenvolveu uma solução substancialmente diferente das argamassas de cal típicas. De acordo com um relato, foi motivado pela necessidade de criar uma estrutura de alvenaria que pudesse resistir ao ambiente marítimo, pelo que utilizou uma argamassa de cal aglutinante que não se dissolvia na água do mar. Entre várias tentativas, desviou-se do conselho de *Vitruvius* de utilizar calcário branco puro. Eventualmente a argamassa escolhida por Smeaton foi uma mistura de porções iguais de um calcário argiloso local e uma pozolana de Civitavecchia em Itália que era o material mais idêntico ao utilizado na Roma Antiga. Ainda assim esta mistura foi sofrendo alterações e ligeiros melhoramentos até ao aparecimento do cimento Portland (Blezard, 1998).

É importante referir que a palavra "cimento" (*opus caementicium*) na antiga Roma mudou recentemente o seu significado para descrever materiais modernos à base de clínquer.

No virar do séc. XIX ainda existia uma grande procura por um aglutinante hidráulico até que Smeaton inicia testes para reformular das argamassas hidráulicas e em 1796, J. Parker patenteia um material que como descreve seria um cimento que poderia ser usado em estruturas em ambos os ambientes aquático ou aéreo, a atribuiria o nome "Cimento Romano". Do outro lado do Canal da Mancha, Louis Vicat lidera ensaios que resultaram na preparação de cal hidráulica por calcificação com a mistura de cal viva de alta qualidade e argila que alcança respeitável sucesso e considerado por muito o antecessor do cimento Portland.

Uns anos depois, em 1824, Joseph Aspdin patenteia o famoso processo de três fases e atribui o nome "Cimento Portland" pois na altura os construtores britânicos consideravam o calcário da ilha de Portland no sul de Inglaterra um material de qualidade e durável, sendo o cimento semelhante ao com o calcário de Portland (Artioli *et al.*, 2019).

Este material moderno substitui em grande parte a argamassa de cal (Fig. 11) onde se alcançam melhores qualidades mecânicas e adesivas proporcionando estruturas mais rígidas e coesas. Estas diferenças, comparadas com a argamassa tradicional, fazem com que as alvenarias executadas com argamassa de cimento Portland sejam consideravelmente diferentes das tradicionais.



Fig. 11 - Exemplo de parede de alvenaria argamassada (Vitti, 2021)

A industrialização deste processo contribui para a uniformização da qualidade e desempenho na indústria da construção, com a produção de uma argamassa que assegura as qualidades referidas anteriormente, quando até então, a qualidade das argamassas era muito dependente de fatores geográficos, contexto económico, cultural e experiência do executante (Vitti, 2021).

2.3. COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ALVENARIAS

O comportamento mecânico das alvenarias sempre foi um fenómeno de difícil caracterização devido à influência de um grande número de variáveis que condicionam o desempenho destas estruturas.

Devido à enorme complexidade associada, recentemente se tem aprofundado o estudo científico rigoroso de forma a potenciar a construção em alvenaria e padronizar as suas características físicas e químicas com a publicação de documentos de referência como os Eurocódigos 6 e 8, normas de produtos e ensaios, legislação térmica e acústica, estabelecendo preocupações de conforto e qualidade. Ainda assim a alvenaria permanece uma solução maioritariamente de enchimento com pouca relevância ao nível estrutural, porém em cada contexto onde é utilizada continua a ser influenciada por práticas e tradições locais especialmente nos materiais, argamassas, configuração das alvenarias (Sousa et al., 2016).

Atualmente tem havido um esforço de caracterização mecânica das alvenarias, experimental e numérica. No entanto, embora tenha acontecido uma evolução do conhecimento, equipamento de ensaio e das ferramentas de simulação numérica para melhorar este aprofundamento, ainda há bastantes obstáculos, devido à enorme complexidade e elevado número de variáveis influenciadoras, já que as alvenarias não são CHILE, porque não são (c)ontínuas, não são (h)omogéneas, não são (i)sotrópicas e não são (l)inearmente (e)lásticas (Dialer, 1993).

Esta complexidade deve-se à variedade de formas geométricas, tipos de material constituinte dos seus elementos, a combinação entre esses elementos principais, às combinações entre esses mesmo elementos e à tipologia de paredes construídas.

No contexto europeu as alvenarias são fundamentalmente constituídas por quatro tipos de unidades, cerâmica, betão, cálcio-silicato e pedra (natural ou artificial), mas com especial ênfase nas unidades de betão e cerâmica. Um outro fator importantíssimo é a geometrias internas, nomeadamente vazado, furado e maciço, havendo atualmente por exemplo, em Portugal, uma preponderância no uso de tijolo cerâmico furado. A forma como é construída a alvenaria constitui também uma dificuldade para a caracterização mecânica, pois a parede pode ser simples ou dupla, confinada e até armada ou pré-esforçada (Sousa et al., 2016).

Outro aspeto fundamental e de enorme relevância para o comportamento mecânico das alvenarias são as juntas de assentamento. Fatores como características resistentes, composição da argamassa, aderência das juntas argamassadas às unidades, tipo de aparelho e formas geométricas de juntas de assentamento. Na Fig. 12 sintetizam-se de forma simplificada em suposições simplificadas os modos de colapso e o domínio das resistências limite, considerando, alguns dos fatores influenciadores na resposta mecânica da alvenaria.

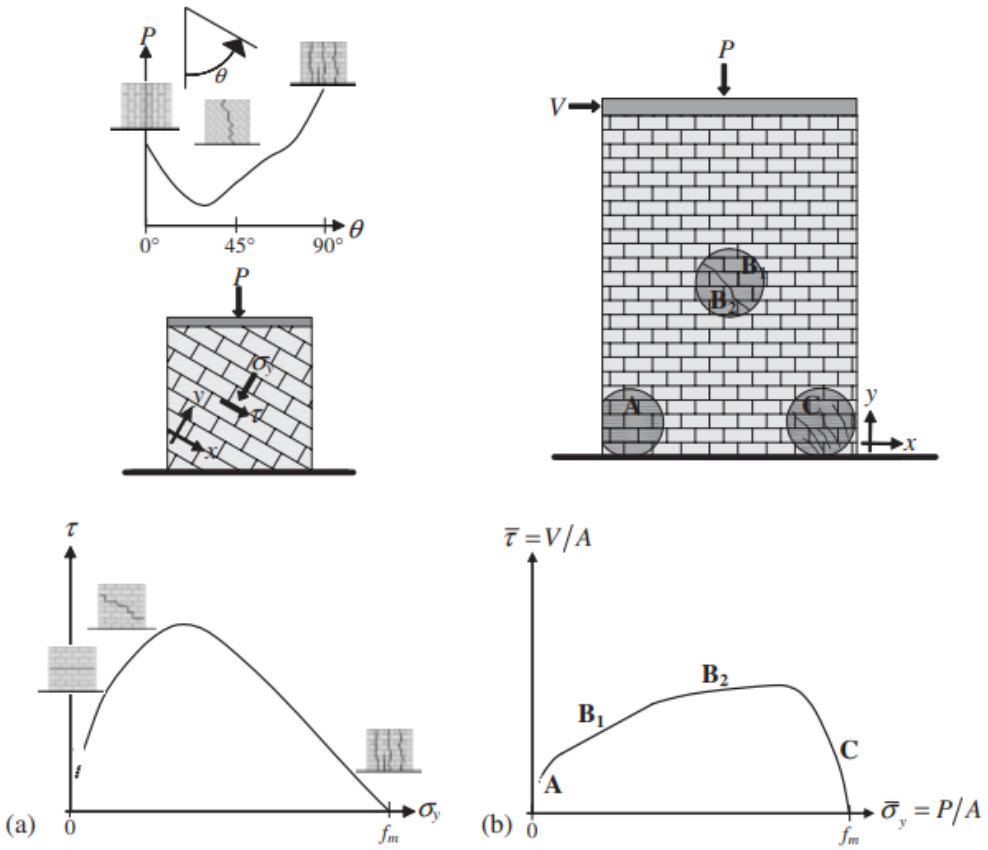


Fig. 12 - Modos de colapso e domínios limite da alvenaria: a) à escala do material e b) à escala da parede de alvenaria (Calderini *et al.*, 2009)

Em resumo, a alvenaria é um material compósito que permite possibilidades de combinações de constituintes e formas de assentamento muito diversas, tornando-se assim um material de construção com uma caracterização mecânica mais difícil do que outras tecnologias estruturais, não tendo ainda uma teoria geral que descreva mecanicamente o seu comportamento.

2.3.1. ASPETOS DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ALVENARIA

Como previamente referido, a alvenaria é um material descontínuo, heterogéneo, anisotrópico e mecanicamente não-linear, frágil ou quase frágil. Na Fig. 13 é possível observar o desenvolvimento dos comportamentos mecânicos de diferentes tipos de materiais e respetivos tipos de rotura.

De uma forma geral, os materiais mais usados atualmente nas alvenarias são de resistência à tração quase nula e uma capacidade de aderência na interface unidade-argamassa muito reduzida que enfraquece o comportamento mecânico da alvenaria como um todo e lhe conferem um comportamento frágil ou quase-frágil (Fig. 13 b) e c), respetivamente).

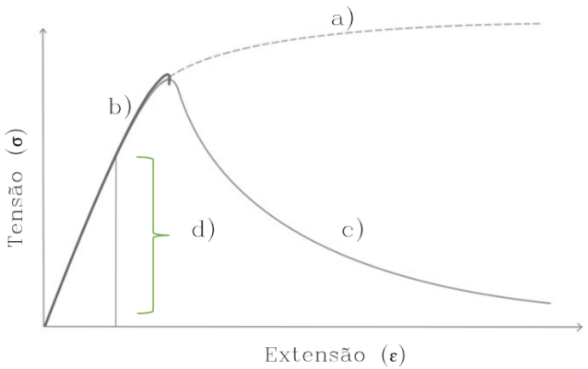


Fig. 13 - Exemplo de resultados de ensaios de comportamento mecânico com diferentes roturas: a) Comportamento mecânico plástico; b) Frágil e c) Quase-frágil e d) Módulo de elasticidade (adaptado de Sousa *et al.* (2016))

Os excessos de carga aplicada numa parede de alvenaria têm como consequência a rotura dos elementos provocando descontinuidades que alteram a direção das tensões principais, deixando estas de ser coincidentes com a direção das deformações principais (eixo dos materiais). No entanto, a fragilidade das juntas de assentamento face a cargas relativamente baixas comparada com a das unidades de alvenaria, provoca a rotura das alvenarias que se dá normalmente nas juntas. Esta rotura é resultado de deslocamentos horizontais desproporcionados em relação aos verticais, dependendo do tipo de cargas.

Num contexto mais integral, tendo como exemplo um edifício, a análise do comportamento mecânico de paredes de alvenaria é complexa. Numa abordagem mais simples de análise apenas no plano, sob o efeito de várias ações, com intensidades e direções diversas podem ocorrer diferentes mecanismos de colapso em simultâneo (Fig. 14). Mais uma vez, a complexidade deste comportamento torna a tarefa de identificar os mecanismos de rotura mais complexa, como a tarefa tão difícil, quanto a formulação de uma teoria que represente a realidade.

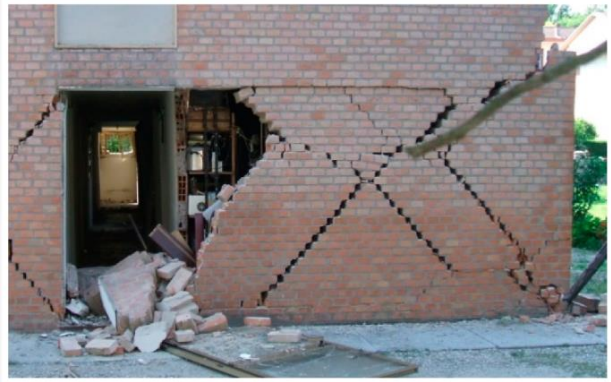


Fig. 14 - Exemplo de parede de alvenaria com diferentes mecanismos de colapso após um sismo em Itália (Borri *et al.*, 2020)

Apesar desta dificuldade, é possível verificar que uma parede de alvenaria está a entrar em rotura quando se consegue identificar fissuras. A fissuração é a consequência das deformações provocadas pelo esforço de tração tanto direta como indiretamente, podendo ser motivado pelas cargas ou restrição à variação volumétrica dos materiais.

Na Fig. 15 é apresentada uma compilação dos vários mecanismos de rotura existente e catalogados consoante a interação entre unidades de alvenaria, juntas ou combinação de ambas.

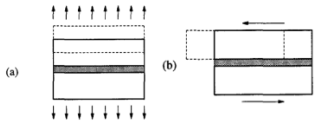
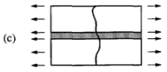
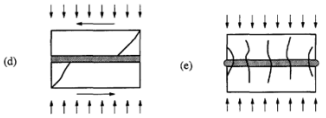
Mecanismos de roturas das juntas	Mecanismo induzido pelas unidades	Mecanismos mistos bloco/junta
		
a) Fendilhação na interface bloco/junta, por tração direta na direção perpendicular da junta b) Deslizamento ao longo das juntas de assentamento (para valores baixos ou inexistentes de tensão de tração)	c) Fendilhação das unidades de alvenaria na direção dos esforço de tração	d) Fendilhação diagonal por tração nas unidades, com valores de tensão normal suficiente elevados para desenvolver forças de atrito nas juntas e) Fendilhação das unidades à tração, devido ao confinamento da argamassa, mais deformável, para valores de tensão normal de compressão aplicada nas unidades

Fig. 15- Representação esquemática de mecanismos de rotura possíveis em alvenaria (adaptado de Lourenço (1996))

2.3.1.1. Comportamento à compressão simples

A resistência à compressão na direção normal às juntas horizontais, tradicionalmente foi sempre considerada a principal e mais importante propriedade estrutural de paredes alvenaria. É então que Hilsdorf (1969) expõe um trabalho pioneiro em que considera que os colapsos de estruturas de alvenaria têm como precursor, a relação entre as propriedades elásticas da argamassa e tijolo e sugere uma teoria de colapso onde os materiais que compõem a alvenaria estão sujeitos à ação de esforços bi- ou tri-axiais.

Normalmente em alvenarias históricas, a resistência à compressão da argamassa é inferior à resistência do tijolo. Porém, a resistência à compressão da alvenaria situa-se algures dentro do intervalo de resistências da argamassa e tijolo como se observa na Fig. 16.

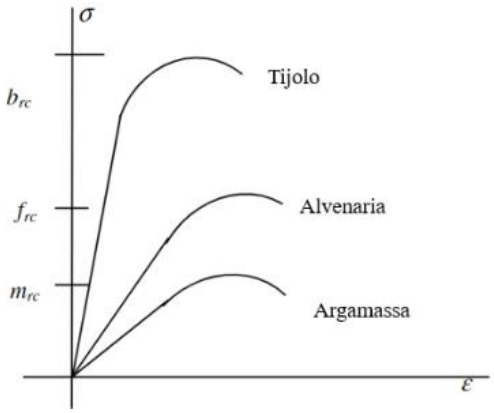


Fig. 16 – Gráfico σ-ε em que b_{rc}, f_{rc} e m_{rc} representam respetivamente a resistência à compressão do tijolo, alvenaria e argamassa (adaptado de Como (2013))

Ensaios de compressão uniaxial mostram a rotura dos blocos, consequência do colapso frágil da alvenaria, em que o último cenário destes ensaios resulta na expulsão de fragmentos de tijolo.

O comportamento mecânico da alvenaria à compressão simples vai para além da resistência individual da unidade e da argamassa, depende também da forma como os dois materiais estão ligados. Existem aspetos importantes que influenciam a sua resistência à compressão, tanto ao nível de propriedades mecânicas como coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade, como também características geométricas dos constituintes da alvenaria, espessura e aparelho de assentamentos dos tijolos e argamassas, percentagem de vazios nos tijolos, efeito de confinamento das juntas durante os carregamentos, e ainda, a rigidez relativa entre ambos os constituintes influencia a resistência à compressão da alvenaria.

A compressão simples aplicada na alvenaria na direção normal às juntas de assentamento faz com que a argamassa não se deforme transversalmente. Este efeito traduz-se num estado de compressão triaxial nas juntas de argamassa e biaxial de tração e à rotura da alvenaria resultando numa fendilhação das unidades devido à reduzida resistência à tração e à rotura da alvenaria. No caso das *wallette*s, a direção horizontal é enfraquecida pela presença de juntas verticais que fazem com que o esforço de tração dos tijolos tenha influência para satisfazer o equilíbrio entre as sucessivas camadas de argamassa comprimidas, quando comparado com ensaio de prisma, como se observa na Fig. 17.

Este tipo de rotura dá-se quando a deformabilidade das juntas é maior comparado com a das unidades na direção transversal. Contudo, é preciso ter em conta o efeito de confinamento entre unidade e junta que poderá alterar-se se a rigidez relativa entre ambos se modificar, tendo como consequência diferentes padrões de rotura.

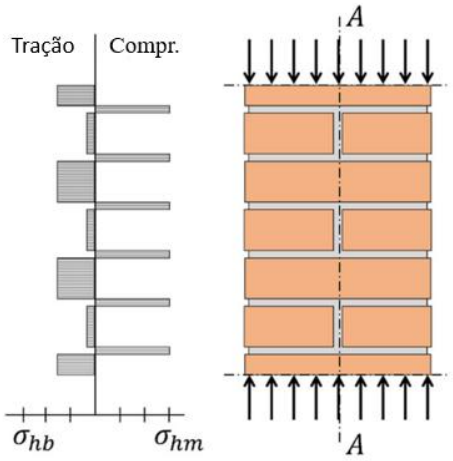


Fig. 17 – Distribuições de esforços na direção vertical para *wallette*s, em que σ_{hb} e σ_{hm} são respetivamente os esforços horizontais do tijolo e argamassa (adaptado de Benedetti and Tarozzi (2022))

O colapso da estrutura de alvenaria em compressão axial normal às juntas de assentamento é iniciado sempre pela fissuração das juntas verticais de argamassa, alternando entre junta ou tijolo ao longo das fiadas e propagando-se até ao centro da *wallette*, como é o exemplo da Fig. 18 a). Este mecanismo é composto por fissuras grandes verticais do descolamento da junta e rotura dos tijolos com percurso semelhante ao eixo A da Fig. 17.

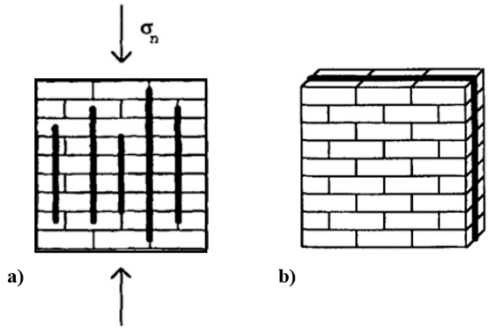


Fig. 18 - Mecanismos de colapso em compressão axial normal à junta de assentamento: a) Separação de blocos e juntas verticais e b) Descamação da interface média perpendicular às juntas de assentamento (adaptado de Andreaus (1996))

Como a parede de alvenaria em estudo é de aparelho flamengo, estamos na presença de uma parede de alvenaria de duas folhas com unidades de alvenaria transversais às duas folhas, é também comum que ocorra um separação da interface média entre os dois painéis (Fig. 18 b)). Este mecanismo ocorre a níveis bastante elevados de compressão, de forma repentina e propaga-se pelo resto da interface, quando a fissuração de juntas de argamassa e tijolos atinge um número considerável. E geralmente sucede-se ao mecanismo da Fig. 18 a).

Outro aspeto de grande destaque para o comportamento mecânico da alvenaria está relacionado com a direção de aplicação das cargas à compressão simples (Fig. 12). À medida que se inclina a carga em relação às juntas de assentamento horizontais verifica-se uma diminuição de capacidade de resistência à compressão da alvenaria, potenciando outros mecanismo de rotura como é o exemplo da rotura da interface unidade-junta que pode ser um mecanismo mais frágil devido às tensões de tração ou corte, que são mecanismos importantes no comportamento das paredes sob ações horizontais como é o caso de sismo. Outro fator importante é a sobreposição das unidades sem interupção por juntas verticais que confere à alvenaria um maior capacidade de distribuição as tensões geradas pelas cargas aplicadas.

2.3.1.2. Comportamento ao corte

O comportamento mecânico da alvenaria em situações reais na atuação de forças de corte associadas a ações horizontais, como é o exemplo dos sismos, e simultaneamente às forças de compressão, como é o exemplo dos pesos próprios dos materiais, às ações verticais. Conforme as cargas, podemos ter resultados distintos do comportamento mecânico e de rotura das paredes no plano que de modo geral ocorrem sob a forma de quatro tipos de rotura, mas também pode acontecer em combinação entre diferentes efeitos, como se observa na Fig. 19.

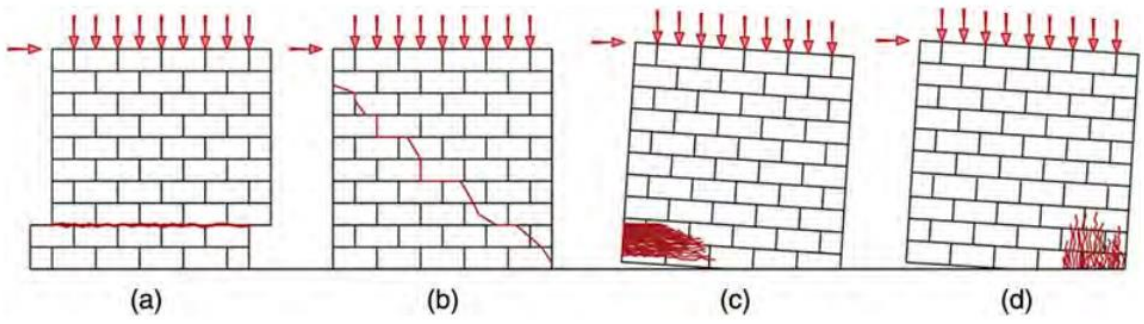


Fig. 19 - Mecanismo típicos de rotura de alvenaria por corte em função de compressão (Oyguc & Oyguc, 2017)

a) Rotura por atrito, definido pelo deslizamento ao longo das juntas de assentamento horizontais (característico de paredes com tensão de compressão baixa);

b) Rotura por fendilhação diagonal, definida pela combinação de tensões principais de tração e de compressão, podendo ainda ocorrer simultaneamente roturas parciais, tanto por compressão como tração das unidades (característico de paredes com tensão de compressão elevado);

c) Rotura por flexão, em que a parede se comporta como uma consola rígida e a fissuração ocorre na parte tracionada;

d) Rotura por esmagamento nos cantos da parede (característico de paredes com tensão com compressão considerável).

2.3.1.3. Comportamento à flexão

O comportamento frágil e de baixa resistência das alvenarias simples às tensões de tração aplicadas nos elementos que a compõem, faz com que haja necessidade de recurso a reforços (lintéis armados, ligadores metálicos, etc.) que complementem a deficiente resistência da alvenaria à flexão, a minimizando a deformação e aumentando a resistência.

Os aspetos mais relevantes no comportamento da alvenaria simples à flexão são a resistência das unidades e juntas de assentamento, condições de aderência da interface unidade/junta e enquadramento dos apoios da parede. O comportamento melhora se as unidades e juntas forem corretamente ligadas entre si, e formando um pano de alvenaria monolítico, com capacidade de atuar como placas homogéneas e rígidas, suportando solicitações para fora do plano, ainda que sejam cargas reduzidas.

Quando as cargas atuantes ultrapassam a capacidade da alvenaria manter um comportamento monolítico, podemos verificar mecanismos de rotura por flexão dentro do plano (Fig. 20) como para fora do plano (Fig. 21) (Sousa *et al.*, 2016).

A rotura por flexão dentro do plano é um fenómeno em que há criação de deslocamentos em relação ao seu próprio plano, mas sem sair da posição original do espaço tridimensional. Podem ocorrer deslocamentos horizontais como quando são solicitadas ações laterais como terramotos.

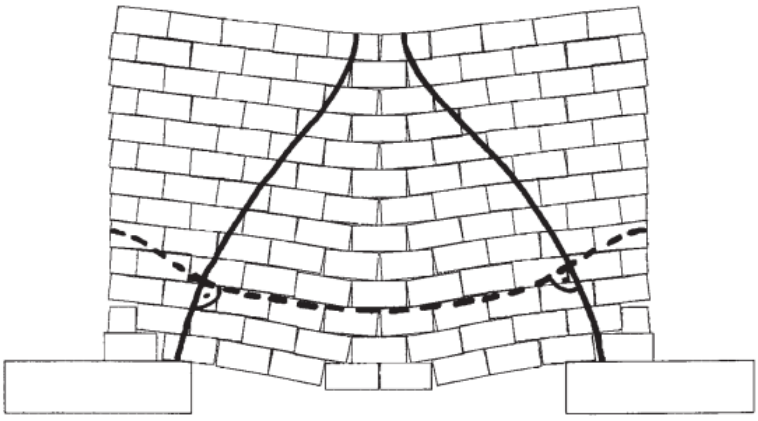


Fig. 20 - Exemplo de parede de alvenaria comparando comportamento contínuo e descontínuo de uma parede resistente (linha contínua: compressão; linha tracejado: trajetória de tração), com recurso ao *software* UDEC (Dialer, 2002)

Já a rotura por flexão fora do plano é um fenómeno que ocorre principalmente em paredes de alvenaria com função de parede de fachada quando submetidas à ação do vento, paredes com terrenos adjacentes como muros de cave e também sismos.

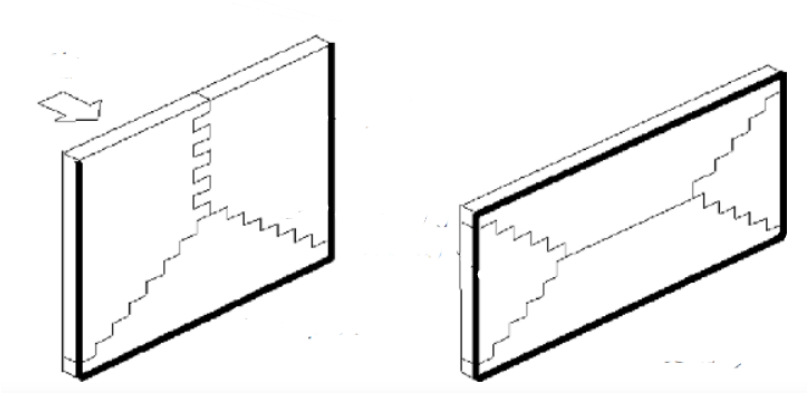


Fig. 21 - Exemplo de comportamento à flexão quando aplicadas forças para fora do plano (adaptado de Abrams *et al.* (1996))

2.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA

A maioria das estruturas do património histórico mundial são constituídas por alvenaria, desde o mais vulgar edifício até ao mais esplendoroso monumento. Estas estruturas sempre foram alvo de estudo com recurso às ferramentas mais avançadas disponíveis desde a antiguidade. No entanto, os métodos existentes na altura tinham dificuldade em ultrapassar problemas destes estruturas associados ao material, à geometria, à qualidade, aos tipos de ações, ao detalhe estrutural e estado real de conservação. Apesar de todo o progresso feito na área nos últimos anos, a construção histórica ainda continua a ser bastante desafiante (Roca *et al.*, 2010).

Os edifícios mais emblemáticos são estruturas complexas, culturalmente importantes, mas algumas com desempenhos sísmicos fracos. Recentemente o estudo destas estruturas têm se aprofundado de forma a conhecer o seu comportamento no caso de futuros sismos e prevenção de agravamentos de danos causados no passado.

A categorização do tipo de abordagem numérica é extensa devido ao facto de cada solução desenvolvida estar focada em aspetos específicos, assim, segundo D'Altri *et al.* (2019) podem considerar-se quatro abordagens: Modelos baseados em blocos (BBM's), Modelos Contínuos (CM's), Modelos de macroelementos (MM's), e Modelos baseados na geometria (GBM's).

Uma simulação numérica do comportamento estrutural de uma alvenaria válida e precisa exige uma caracterização mecânica correta do material, aprofundamento do detalhe estrutural, levantamento geométrico rigoroso e a escolha de uma abordagem numérica que se adeque aos mecanismos e características do colapso que se pretende captar.

2.4.1. MODELOS BASEADOS EM BLOCOS (BBM'S)

Estes modelos numéricos consistem na divisão da estrutura em blocos (rígidos ou deformáveis). A divisão será efetuada de acordo com os elementos de alvenaria da estrutura, idealmente com correspondência de um bloco numérico para simular um elemento da alvenaria. A iteração entre os

diferentes blocos será simulada adequadamente de acordo com diversos modelos de comportamento reológico das juntas, que neste caso, corresponde ao comportamento mecânico do material de ligação entre os elementos de alvenaria. Na Fig. 22 estão ilustrados alguns exemplos recentes de modelos baseado em blocos.

O modelo pioneiro nesta abordagem é realizado por Page (1978) em que a alvenaria é idealizada como um conjunto de blocos elásticos aglutinados por juntas de assentamento de argamassa com resistências ao corte limitadas consoante o comportamento reológico das juntas.

As vantagens dos modelos baseados em blocos podem ser brevemente descritas por representarem a estrutura real e dos seus detalhes construtivos, propriedades mecânicas do modelo baseadas em ensaios experimentais de pequena escala, ilustração clara das fissurações desenvolvidas, consideração de anisotropia como base para as juntas e ainda possibilidade de modelar simultaneamente o comportamento das alvenarias no plano e fora do plano para modelos 3D (D'Altri *et al.*, 2020).

Por outro lado, também acarreta algumas desvantagens, como por exemplo, exigir um esforço computacional massivo fazendo com que haja um uso reduzido para análise globais de estruturas como afirma Lourenço (2002). E ainda o facto de nos edifícios históricos ser recorrente encontrar irregularidades nas geometrias das alvenarias, isto pode criar um problema de representação grosseira gerando incongruências com a realidade.

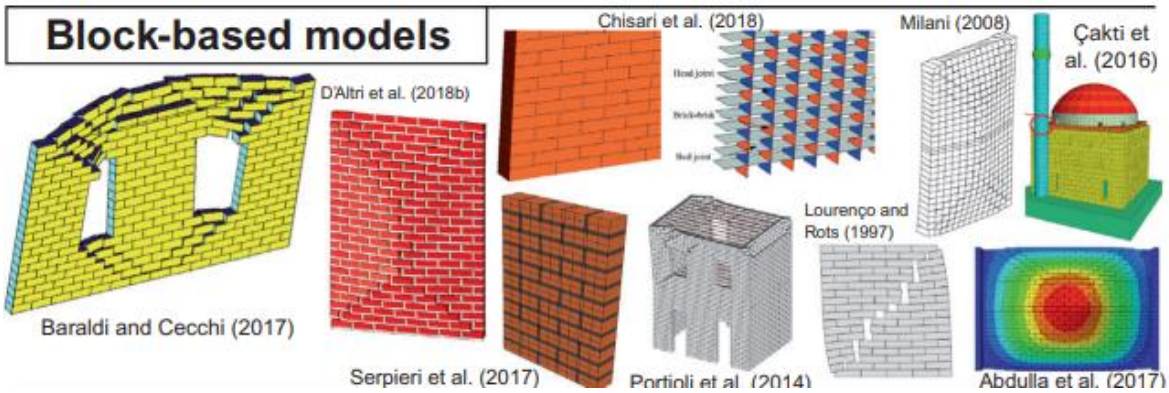


Fig. 22 - Exemplos de aplicações modelos baseados em blocos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019))

Dentro desta classe, D'Altri *et al.* (2019) sugere ainda que é possível categorizar as abordagens em subclasses baseadas na forma como a interação entre as unidades é concebida:

- Subclasse baseada nos elementos de interface;
- Subclasse baseada no tipo de contacto;
- Subclasse baseada na análise do estado limite dos blocos;
- Subclasse de textura contínua;
- Subclasse de Elementos Finitos estendido (XFEM).

Este tipo de subclasse baseada no tipo de contacto, como o próprio nome indica, é focada na forma de como a interação de contacto das estruturas de alvenaria. Normalmente, a formulação das interações entre unidades deformáveis ou rígidas, tanto linearmente ou não-linearmente, é baseada nas leis de contacto friccionais, coesivo-friccionais ou ambas como é o caso do *software* 3DEC 5.2.

Contudo, apesar de as abordagens "baseadas no tipo de contacto" serem descritas como eficientes e com aplicação a escalas globais dos edifícios, o esmagamento das unidades de alvenaria não é devidamente considerado. O problema é que o esmagamento das unidades de alvenaria é um fator crítico do comportamento mecânicos das estruturas de alvenaria, e por isso, muito recentemente têm se desenvolvido estratégias para colmatar este aspeto.

2.4.2. MODELOS CONTÍNUOS (CM'S)

Nestes modelos, a simulação da alvenaria é representada através de um corpo deformável contínuo. A malha não representa necessariamente as unidades de alvenaria de tal forma que até a dimensão dos elementos pode ser maior do que as próprias unidades. A representação simplificada da composição das estruturas de alvenaria faz com que o esforço computacional reduza bastante quando comparada com os modelos "baseados no tipo de contacto". É importante salientar que relativamente à parte de formulação apropriada das leis constitutivas devido à necessidade da homogeneização, é uma tarefa desafiante tendo em conta os mecanismos de colapso das estruturas de alvenarias não serem de padrão necessariamente homogéneo. Na Fig. 23 apresentam-se alguns trabalhos recentes com este tipo de modelo.

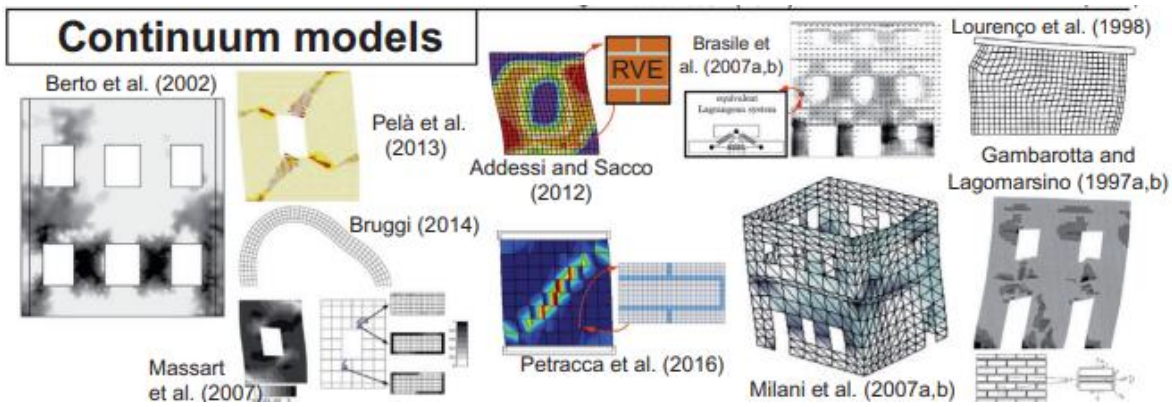


Fig. 23 - Exemplos de aplicações de Modelos contínuos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019))

Estas leis constitutivas podem ser descritas por 2 formas:

- Abordagem direta;
- Procedimentos de homogeneização e abordagens multi-escala.

A abordagem direta é feita com recurso a leis constitutivas baseadas em testes experimentais do comportamento geral da alvenaria, em vez, de existir a separação entre propriedades mecânicas para blocos e juntas.

Já num procedimento de homogeneização, a relação constitutiva do modelo à escala estrutural pode ser assumida com um modelo de elementos representativos de volume (RVE). Estes RVE's são volumes que representam o padrão da alvenaria para mais tarde decompor um modelo inteiro por vários RVE's em repetição, como está representado na Fig. 23, como por exemplo, o modelo criado por Addessi and Sacco (2012). O RVE contém a heterogeneidade da alvenaria onde se estuda a esta escala quais são as cargas de colapso, deslocamentos até ao colapso e comportamento pós-pico. Depois a homogeneização é feita com recurso aos RVE's que substituem a disposição real da alvenaria por um material equivalente fictício ortotrópico. Convém que estes modelos de elementos representativos de volume sejam precisos devido a representarem estatisticamente a heterogeneidade das alvenarias estudadas (Milani, 2011).

2.4.3. MODELOS DE MACRO-ELEMENTOS (MM'S)

Neste modelo opta-se por uma abordagem simplificada das estruturas de alvenaria em que se representa a estrutura por elementos mais condensados à escala da fachada. No caso das estruturas de alvenaria, simula-se uma estrutura complexa, individualizando elementos mais simples como colunas, paredes, vigas e também em casos de aberturas em paredes, dividindo a parede em elementos mais simples, ilustrado na Fig. 24, que formam um conjunto de elementos interconectados que conseguiam simular o comportamento da estrutura inteira de alvenaria. Um exemplo de software com aplicação desta metodologia de macro-elementos é o Tremuri.

O principal foco é a análise do comportamento estrutural das alvenarias devido a ações horizontais (sismos, ventos, etc.).

Devido às características favoráveis para um uso generalizado como esforço computacional reduzido, fácil composição da discretização do modelo analisado e propriedades mecânicas de simples atribuição fazem com que o uso desta abordagem seja relevante. No entanto, existem também alguns inconvenientes, normalmente associado à premissa de que não existem mecanismo de rotura locais relativos a colapso para fora do seu plano, criando uma grande simplificação nas avaliação de performance sísmica, visto que, estes danos para fora do plano afetam também a performance sísmica no plano (González Del Solar *et al.*, 2022).

Esta classe é predominantemente uma abordagem de "simplificação por barra", porém recentemente têm-se desenvolvido soluções "simplificação por molas".

Na abordagem "simplificação por barra", a parede de alvenaria é transformada num pórtico constituído por barras verticais e horizontais ligadas que recorrem a leis constitutivas elasto-plásticas não-lineares e em alguns casos, como está ilustrado na Fig. 24, com a presença de rótulas grupados consoante o tipo de colapso, como é o exemplo de Liberatore and Addessi (2015). Noutros casos é possível atribuir a elementos propriedades específicas, como por exemplo, definir zonas da alvenaria quase nunca afetadas por sismos como elementos rígidos ou então definir a ligação entre colunas e vigas como um elemento rígido (González Del Solar *et al.*, 2022).

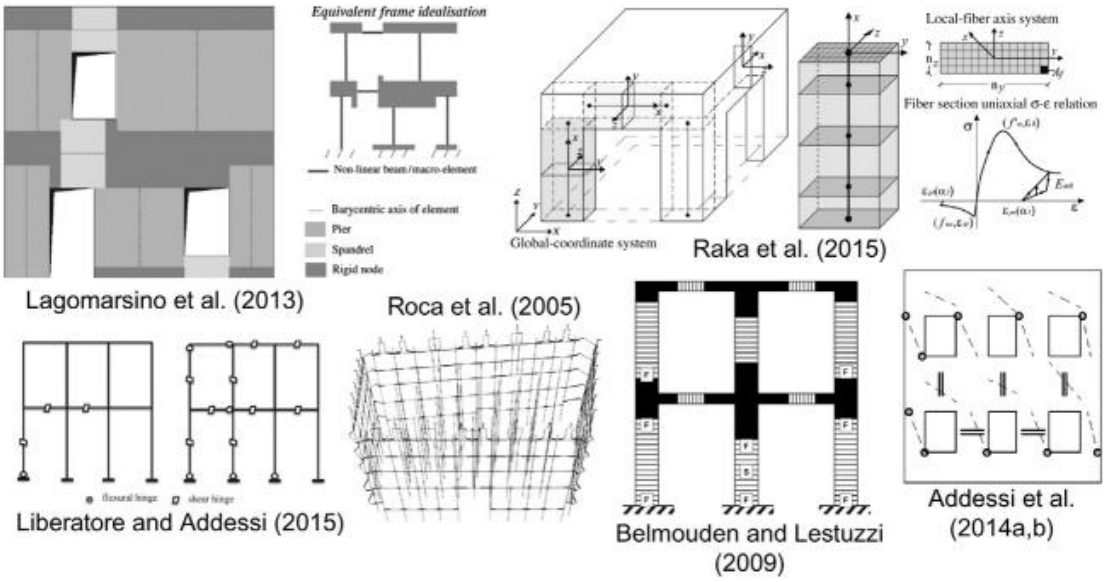


Fig. 24 - Exemplos de aplicação de Modelos de macro-elementos e respetivos autores (adaptado de D'Altri *et al.* (2019))

Em alternativa à abordagem da "simplificação por viga equivalente", existem também abordagens que recorrem à implementação de molas não-lineares dentro de um pórtico fictício, transformando o comportamento no plano de parede de alvenaria num sistema de molas de resposta não-linear.

Na Fig. 25, podemos observar a evolução da representação real até à representação teórica de uma parede de alvenaria simples.

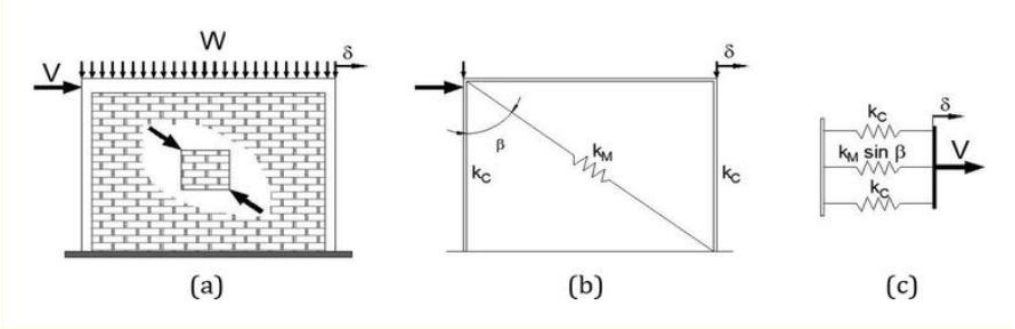


Fig. 25 - Exemplo de um modelo de "simplificação por mola equivalente": a) Parede de alvenaria com ações de carga; b) Modelo de macroelemento de "simplificação por mola"; c) Simplificação para modelo de grau 1 de liberdade (González Del Solar *et al.*, 2022)

2.4.4. MODELOS BASEADOS EM GEOMETRIA (GBM'S)

As estruturas de alvenaria são modeladas como um corpo rígido onde apenas a geometria da construção e as cargas aplicadas são tidas em conta neste tipo de modelação numérica. O equilíbrio estrutural e o seu colapso são estudados com recurso a abordagens baseadas em análise do estado limite e são baseadas em teoremas estáticos ou cinemáticos. Apesar da sua simplicidade ser uma vantagem para reduzir esforço computacional, faz com que tenha bastantes limitações porque não permitir aprofundar sobre o seu comportamento estrutural (Kassotakis & Sarhosis, 2021).

A aplicação, com o teorema estático da análise de estado limite em estruturas reais de alvenaria, é baseada em representações estáticas simples e normalmente é utilizada para a verificação da segurança estática e equilíbrio estático de arcos de alvenaria, cúpulas e abóbadas, como se encontra ilustrado na Fig. 26.

Tem havido desenvolvimentos computacionais para o equilíbrio de abóbadas de alvenaria recorrendo à analogia entre o equilíbrio de arcos e de cordas suspensas (modelo funicular). A análise da rede de impulsos é um método que ajuda a compreender a forma como os elementos interagem para se manter a estabilidade e equilíbrio da estrutura, que é essencial para entender como é que as abóbadas são idealizadas como membranas em tensão. Algumas destas soluções incorporaram ações horizontais de forma a avaliar os impactos de sismos (González Del Solar *et al.*, 2022).

Já a simplicidade do teorema cinemático, baseado na desconstrução das estruturas em blocos rígidos inspirados em mecanismos de rotura observados em sismos, originou que esta abordagem fosse adotada em Itália para procedimento padrão de verificação de resistência sísmica. Análises cinemáticas lineares e não-lineares (com capacidade de determinar deslocamentos das estruturas até ao colapso), são bastante utilizados nas práticas profissionais para a avaliação de segurança de edifícios em alvenaria (D'Altri *et al.*, 2020).

Contudo, os mecanismos de colapso têm de ser determinados antecipadamente, baseados em mecanismos de colapso reais previamente observados. Mesmo assim, a determinação do colapso das estruturas não é feita do modo convencional, recorre-se a um multiplicador de colapso que basicamente representa o fator pelo qual as cargas aplicadas precisam de ser multiplicadas para causar o colapso da

estrutura. Estes multiplicadores de colapso podem não ser necessariamente indicativos da realidade fazendo com que a avaliação de segurança por este método não seja totalmente conservativa.

Os resultados obtidos com estes modelos, apesar de não fornecer o deslocamento limite das estruturas de alvenaria como os modelos de avaliação sísmica com base em análises de deslocamentos, são bastante úteis para a compreensão da análise das disposições estruturais das alvenarias.

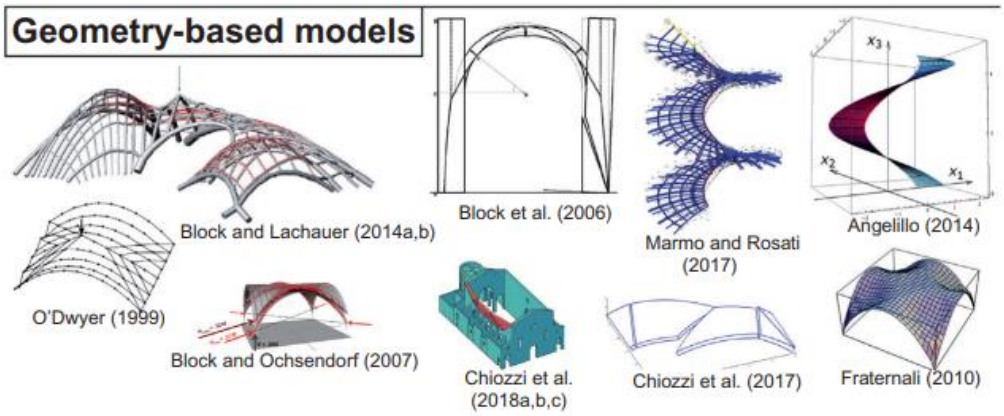


Fig. 26 - Exemplos de modelos baseados em geometria e respetivos autores (D'Altri *et al.*, 2019)

3
Caso de estudo

3.1. ENQUADRAMENTO

3.1.1 DESCRIÇÃO HISTÓRICA E CONSTRUTIVA DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

As paredes de alvenaria de tijolo cerâmico maciço utilizadas nos ensaios experimentais realizados por Marques (2020) foram retiradas de um conjunto de três edifícios construídos no ano de 1904 pelo banqueiro Cândido Sottomayor, situados nos números 86,90 e 94 da Avenida Duque de Loulé e do número 119 da Rua Luciano Cordeiro, em Lisboa. Estes edifícios, construídos com o fim de serem prédios de rendimento e habitação, apresentam inspiração na arquitetura parisiense e destacam-se pelas suas fachadas ecléticas, apresentadas na Fig. 27.

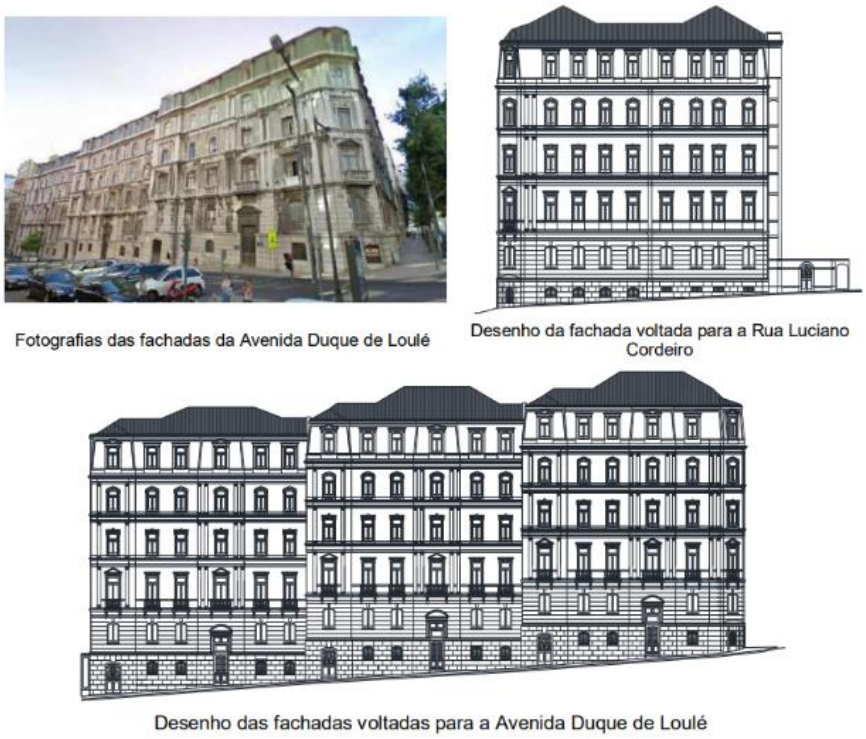


Fig. 27 - Representação fotográfica e desenhos CAD do projeto de reabilitação (Marques, 2020)

Com Lisboa a presenciar a chegada de uma classe burguesa abastada entre o final do século XIX e século XX capaz de se acomodar nas melhores habitações construídas à época. É nesta altura que ocorre um aumento demográfico relevante nesta cidade, que à data de 1900 tinha 350000 habitantes e passados 30 anos a sua população quase duplicar para um valor a rondar os 600000 habitantes (Teixeira, 1992). Começam a se construídas habitações e prédios de rendimento que possuíam pés-direitos altos, salas com tetos decorados com estuque e *boiseries* na lareira.

Na sua forma original, o conjunto de edifícios onde foram retiradas várias amostras de argamassa, tijolos e alvenarias possuía piso térreo e cinco pisos elevados que era dividido por saguões transversais de

grande dimensão e cada edifício teria também um saguão pequeno interior com a função de arejar e iluminar as divisões interiores conforme se apresenta na Fig. 28 (Appleton *et al.*, 2016).



Fig. 28 - Planta dos edifícios (Marques, 2020)

Segundo Appleton *et al.* (2013) os sistemas construtivos utilizados nestes edifícios são anteriores à construção com betão armado. São compostas por paredes de fachada em alvenaria ordinária de pedra, pavimentos de madeira, paredes interiores de tijolo cerâmico, fundações do tipo semidirectas constituídas por poços de alvenaria de pedra, encimados por arcos de alvenaria de pedra e tijolo.

As paredes exteriores de fachadas e saguões eram executadas em alvenaria de pedra argamassada com espessura por volta dos 70 cm, mas os seus parapeitos são de espessura inferior e executados em alvenaria de tijolo furado.

As paredes interiores eram resistentes, constituídas por alvenarias de tijolo cerâmico maciço e em aparelho flamengo com espessura de 25 cm, rebocadas e estucadas, existindo ainda parede de tijolo cerâmico furado, conforme se observa na Fig. 29.



Fig. 29 - Pormenor construtivos das paredes alvenaria de tijolo cerâmico maciço e furado (Marques, 2020)

Algumas das paredes de compartimentação são compostas por tabiques de tábuas duplas dispostas cruzadas, na diagonal, com fasquiado pregado às tábuas, rebocado e estucado. Ao nível do piso térreo, paredes eram executadas em tijolo cerâmico maciço e nos pisos superiores era com tijolo cerâmico

furado (Marques, 2020). Na Fig. 30 é possível observar algumas das tipologias construtivas usadas numa zona colapsada de um dos saguões.



Parte do saguão e zona interior do edifício

Fig. 30 - Degradação e colapso de um saguão (Marques, 2020)

Os pavimentos, numa perspetiva estrutural, eram compostos por vigamentos de madeira, executados de forma a transmitir as cargas nas paredes resistentes, com uma secção média de 0,07 x 0,20 m^2 em todas as divisões, direcionados ortogonalmente às paredes de fachada e os seus vãos alcançavam os 4,5 m e com afastamento entre vigas entre os 0,40 e 0,50m. O seu acabamento era em soalho à inglesa encabeirado à meia esquadria (Marques, 2020). Os acessos aos pisos eram feitos por dois núcleos de escadas, um junto à fachada principal e outro junto à fachada tardoz.

A reconstrução e reabilitação destes edifícios foi concluída em 2018 onde se pode destacar a atenção ao detalhe para não descaracterizar a arquitetura nobre do edifício e a sua relação simbiótica com acabamentos modernos que a atualidade procura.

Na Fig. 31, podemos observar uma comparação das diferenças visíveis do exterior do edifício. Na imagem da esquerda, está ilustrada uma imagem do estado original da fachada do edifício antes da intervenção e a imagem da direita a reabilitação deste mesmo edifício.



Fig. 31 - Comparação dos edifícios antes e depois da intervenção: Imagem esquerda - (CidadaniaLX, 2007) , direita - (Google.(n.d.), 2023)

3.1.2 RECOLHA DE AMOSTRAS PARA ENSAIO

3.1.2.1 Tijolo cerâmico

No decorrer dos trabalhos de investigação no âmbito da tese de doutoramento de Marques (2020) foram recolhidos vários tijolos cerâmicos do edifício de estudo referido anteriormente no subcapítulo 3.1.1. . Os tijolos cerâmicos recolhidos para os ensaios de caracterização compõem uma amostra de 2800 tijolos sãos provenientes da demolição do interior dos edifícios nº 90 e 94, cujo seu estado de preservação se encontrava inviável para práticas de reabilitação pelo que apenas foram mantidas as paredes de fachada, caixas de escada e saguão central. O transporte dos tijolos resultantes da demolição foi realizado por contentores até às instalações do LNEC. A sua preparação é descrita na Fig. 32, em que as etapas de preparação sucederam-se por passos descritos de a) a e) (Marques, 2020).



Fig. 32- Procedimentos de preparação dos tijolos recolhidos (Marques, 2020)

3.1.2.2 Argamassa

No decorrer do mesmo trabalho de investigação de Marques (2020) foram também recolhidas várias amostras de argamassa do edifício de estudo referido no subcapítulo 3.1.1. . A maioria das amostras de argamassa foram recolhidas do edifício nº90, em zonas dos edifícios não colapsadas e sem exposição a fenómenos naturais que tivessem impacto na qualidade e integridade da argamassa como a água da chuva. Relativamente à recolha de argamassas de assentamento do edifício de estudo, privilegiou-se a recolha em pontos das paredes minimamente alterados em que as juntas horizontais eram mais espessas de forma a facilitar a recolha sem fissuração da argamassa e com dimensões aceitáveis para realização de ensaios (Marques, 2020). A argamassa das juntas de assentamento são de cal aérea calcítica com areia bem graduada, com um traço em volume (cal : agregado) de 1:2,5 e uma resistência à compressão de 1,27 MPa.

O transporte destas amostras foi realizado em caixas acondicionadas para garantir a sua integridade. Na Fig. 33 podemos observar os procedimentos e locais de remoção das amostras.



Fig. 33 - Recolha das amostras de argamassas (Marques, 2020)

3.1.2.3 Alvenaria

Ainda no decorrer do mesmo trabalho de investigação de Marques (2020) referido anteriormente foram também recolhidos pequenos provetes de parede do edifício de estudo referido no subcapítulo 3.1.1. . Estes pequenos provetes de paredes, designados por *wallettes*, foram cortadas diretamente das paredes originais do edifício de estudo com uma serra, arrefecida com água. As amostras de parede usam a configuração do aparelho flamengo à escala real, como está representado na Fig. 34. Devido à logística de remoção e transporte e limitações financeiras, as dimensões com que os provetes foram recolhidos foi de aproximadamente 0,70 x 0,75 m^2.

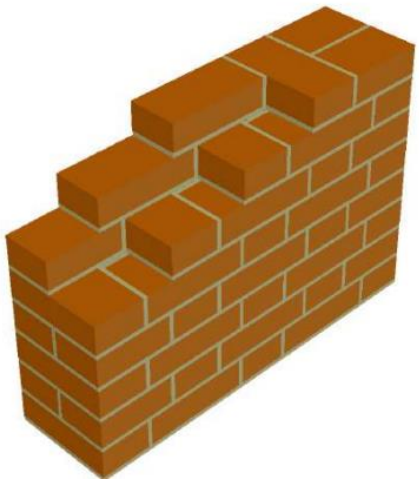


Fig. 34 - Representação do aparelho de assentamento das alvenarias de tijolo maciço (Marques, 2020)

Todas as *wallettes* foram recolhidas do edifício nº94 diretamente das paredes do edifício principalmente da zona assinalada a verde na Fig. 35, tendo em conta o estado de eminente colapso que este edifício se encontrava, levando à sua demolição exceto paredes de fachada, caixas de escadas e saguão central. Devido à logística de remoção e transporte e limitações financeiras, as dimensões com que os provetes foram recolhidos foi de aproximadamente 0,70 x 0,75 m^2.



Fig. 35 - Planta do edifício nº94 e indicação do respetivo local de remoção dos provetes (Marques, 2020)

A remoção dos provetes de paredes foi metodicamente executada tentando corresponder às diretrizes aconselhadas na norma ASTM C 1420 – 03ª (ASTM, 2003) tendo em conta que as paredes de alvenaria de tijolo maciços foram retiradas do piso térreo e as paredes de alvenaria de tijolo furado foram retiradas dos restantes pisos, exceto do piso 4 e 5 por se encontrarem em que avançado estado de degradação.

Os provetes foram acondicionados em caixas de madeira e levados para as instalações do LNEC em condições que garantissem o máximo da sua integridade física (Marques, 2020).

A possibilidade de ter acesso aos resultados experimentais de materiais originais revela-se de uma grande importância para a introdução desses valores nos modelos numéricos, com vista a uma melhor simulação dos ensaios experimentais, e consequente análise do comportamento real das paredes de alvenaria.

3.2. RESULTADO DOS ENSAIOS

Neste subcapítulo do trabalho serão apresentados os resultados dos ensaios experimentais realizados na tese de doutoramento de Marques (2020), onde se obtiveram valores experimentais de propriedades mecânicas dos materiais que serviram de base para a construção de modelos numéricos. No âmbito deste trabalho, foram criados modelos numéricos para representar os ensaios de corte, compressão axial e compressão diagonal de forma a se executarem simulações no *software* de cálculo estrutural 3DEC 5.2.

3.2.1 ENSAIO À COMPRESSÃO DO TIJOLO CERÂMICO

As amostras de tijolos cerâmicos retiradas do edifício de estudo por Marques (2020) eram constituídas por dois tipos de tijolos cerâmicos: furado e maciço. Dentro destas tipologias foi ainda possível distinguir, por observação à sua forma, dois grupos: um grupo de faces exteriores listadas (TM1) e outro

grupo de tijolos de faces exteriores lisas (TM2). Por este motivo, a amostra foi dividida em quatro grupos que estão descritas na Fig. 36. Neste trabalho foram apenas analisados tijolos cerâmicos maciços.



Fig. 36 - Diferentes variedades de tijolo cerâmico maciços (Marques, 2020)

Todas as tipologias de provetes foram agrupadas e posteriormente identificadas de acordo com os ensaios realizados com o objetivo de se determinar as suas principais características físicas e mecânicas. Os ensaios realizados aos tijolos foram os seguintes: dimensão, percentagem de furação, variações dimensionais, resistência à compressão, módulo de elasticidade estático, condutividade térmica, porosidade aberta, absorção de água por capilaridade e secagem e permeabilidade ao vapor de água (Marques, 2020). Deste grupo de ensaios realizados, foram utilizados alguns dos resultados dos ensaios de determinação das dimensões dos tijolos cerâmicos maciços, determinação da resistência à compressão e determinação do módulo de elasticidade estático.

Para a realização do ensaio de determinação das dimensões dos tijolos cerâmicos maciços foi utilizada a técnica baseada na norma europeia EN 772-16 (CEN, 2011). É relevante notar que por serem tijolos antigos, apresentam de alguma irregularidade nas suas dimensões. Ilustra-se na Fig. o esquema de medições de dimensões exteriores dos tijolos.

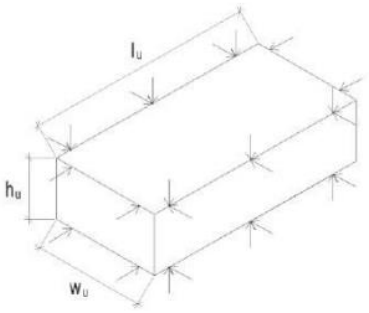


Fig. 37 - Esquema de medição de dimensões exteriores para os tijolos (Marques, 2020)

Na seguinte Tabela 1 estão resumidos os resultados das 12 (6+6) medições exteriores em valor médio realizadas aos tijolos maciços.

Tabela 1 – Resultados das medições de dimensões exteriores em valor médio (Marques, 2020)

	TM1					TM2			
	l_u [mm]	w_u [mm]	h_u [mm]	Massa [kg]		l_u [mm]	w_u [mm]	h_u [mm]	Massa [kg]
Valor médio	249,4	116,8	65,1	3,830	**Valor médio**	240,8	116,8	71,4	3,708
Desvio-padrão	4,3	2,2	1,2	0,121	**Desvio-padrão**	3,4	2,2	1,2	0,092
Coeficiente de variação	0,02	0,03	0,02	0,03	**Coeficiente de variação**	0,01	0,02	0,02	0,03

Relativamente aos valores médios obtidos nos ensaios dos TM1 e TM2 para a determinação da massa específica, foram de 2021 kg/m^3 para TM1 e 1849 kg/m^3 para TM2.

O ensaio de resistência à compressão do tijolo maciço foi realizado seguindo o método da norma portuguesa NP EN 772-1 (IPQ, 2002a). Devido à irregularidade das faces dos tijolos, foi aplicada uma camada de regularização de argamassa à base de cimento, para facilitar o contacto homogéneo dos pratos da prensa na aplicação da tensão.

Na Tabela 2 são apresentados os resultados da tensão de rotura, deformação na rotura e energia de deformação dos 18 (9+9) ensaios experimentais (Marques *et al.*, 2019; Marques *et al.*, 2016; Marques *et al.*, 2017).

Tabela 2 - Resultados do ensaio à compressão dos tijolos maciços (Marques, 2020)

		Área bruta [mm^2]	Força de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Deformação na rotura [mm]	Energia de rotura [J]
TM1	**Valor médio**	29607	930,597	31,52	1,84	3356
	Desvio-padrão	570	145,641	5,50	0,82	654
	Coeficiente de variação	0,019	0,157	0,175	0,448	0,195
TM2	**Valor médio**	28350	1105,132	39,02	1,43	1595
	Desvio-padrão	914	73,244	2,95	0,22	467
	Coeficiente de variação	0,03	0,07	0,08	0,15	0,29

Importante referir que os valores obtidos para os tijolos maciços, os valores médios de resistência à compressão são de 35 MPa e para deformação na rotura cerca de 1,6 mm.

Relativamente ao ensaio do módulo de elasticidade estático, a determinação do módulo de elasticidade estática não seguiu nenhuma norma de métodos padronizados. A preparação do ensaio iniciou-se pela regularização das faces em contacto com os pratos da prensa e posteriormente a aplicação da carga no sentido da dimensão menor do provete, à semelhança do carregamento dos tijolos numa parede resistente. O acompanhamento das deformações foi contínuo com extensómetros e um transdutor de deslocamento de faca que estava calibrado segundo o certificado de calibração 294/2014-UMA e 71/2018-UMA.

A Tabela 3 apresenta os valores médios obtidos nos 10 (5+5) ensaios do módulo de elasticidade realizados em tijolos maciços.

Tabela 3 - Compilação de resultados do ensaio de módulo de elasticidade de TM1 e TM2

		Cálculo do módulo de elasticidade para ciclos a um terço da força média de rotura [MPa]		Cálculo do módulo de elasticidade para ciclos a metade da força média de rotura [MPa]	
TM1	**Identificação do provete**	**Extensómetro P**	**Transdutor de deslocamento EQ**	**Extensómetro P**	**Transdutor de deslocamento EQ**
	Valor médio	17483	12973	13635	10884
	Desvio-padrão	12305	3005	1856	2489
	Coeficiente de variação	0,70	0,23	0,14	0,23

		Cálculo do módulo de elasticidade para ciclos a um terço da força média de rotura [MPa]			Cálculo do módulo de elasticidade para ciclos a metade da força média de rotura [MPa]		
TM2	**Identificação do provete**	**Ext. P**	**Ext. G**	**Transd. Desl. EQ**	**Ext. P**	**Ext. G**	**Transd. Desl. EQ**
	Valor médio	11625	12759	10829	12720	15717	12165
	Desvio-padrão	2130	3277	2593	2269	4939	1814
	Coeficiente de variação	0,18	0,26	0,24	0,18	0,31	0,15

A apreciação dos resultados do ensaio do módulo de elasticidade estático mostra-nos a uma maior variância de valores de TM1 para ciclos de um terço da força de rotura quando comparados com os de TM2. Em virtude desta variação, os ensaios foram realizados para metade da força de rotura e esta alteração melhorou bastante os valores médios. Para os provetes de tijolos maciços TM1 foi obtido um valor médio de 13,6 GPa e para os tijolos maciços TM2, o valor foi de 12 GPa.

3.2.2 Ensaio de determinação do módulo de elasticidade da argamassa

Este ensaio, realizado por Marques (2020), está enquadrado numa série de 11 ensaios de caracterização das argamassas de assentamento e revestimento originais, sendo que são as argamassas de assentamento (identificação - EDLA), as únicas de interesse para este trabalho.

O método utilizado para a determinação do módulo de elasticidade foi o de medição de velocidade de propagação de ultrassons, cujos resultados estão expressos na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados dos ensaios de medição de velocidade de propagação de ultrassons para argamassas de assentamento (Marques, 2020)

Identificação dos provetes	**Massa volúmica [kg/m3]**	**Direção do alinhamento**	**Método indireto**		**Método direto**		
			Velocidade média [m/s]	**Módulo de elasticidade [MPa]**	**Ponto de medição**	**Velocidade média [m/s]**	**Módulo de elasticidade [MPa]**
EDLA_21	1616	Linha horizontal	998	1449	1	1080	1696
		Linha diagonal	1184	2040	2	1057	1624
					3	1037	1564
Valor médio			**1091**	**1745**		**1058**	**1628**
Desvio-padrão			**132**	**418**		**22**	**66**
Coeficiente de variação			**0,12**	**0,24**		**0,02**	**0,04**

Como se pode observar na tabela anterior, a determinação do módulo de elasticidade dinâmico obtido pelos resultados da medição de velocidade de propagação de ultrassons são de $E_{argamassa,\ dinamico} = 1628\ MPa$ com o método direto.

No entanto, surge um problema, a impossibilidade de poder determinar diretamente valores estático do módulo de elasticidade da argamassa com provetes de argamassa de dimensões apropriadas, por isso, é utilizado o valor de elasticidade dinâmica em caso de ausência de informação contrária. Marques *et al.* (2020) sugere a utilização de rácios entre dinâmico e estático existentes na literatura.

3.2.3 ENSAIO DE CORTE

Para o ensaio de corte foram escolhidas *wallette*s que não cumpriam os requisitos dimensionais para a realização dos ensaios de caracterização previstos. Devido ao tipo de aparelho de assentamento, que impossibilita a criação de provetes de três tijolos lado a lado para formar um *triplet* como os descritos na NP EN 1052-3 (IPQ, 2005). Contudo, a solução adotada por Marques (2020) para este problema foi alcançada utilizando um provete representativo do aparelho utilizado, observável na Fig. 38.

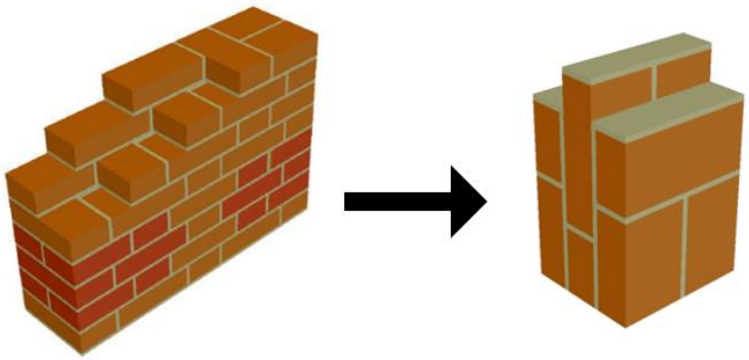


Fig. 38 - Configuração dos *triplets* para ensaio de corte (Marques, 2020)

Devido ao provete do ensaio não representar a disposição preconizada para a norma NP EN 1052-3, a Fig. 39, ilustra uma representação da disposição do provete com a sua instrumentação e respetiva regularização das faces em contacto com os pratos da prensa.

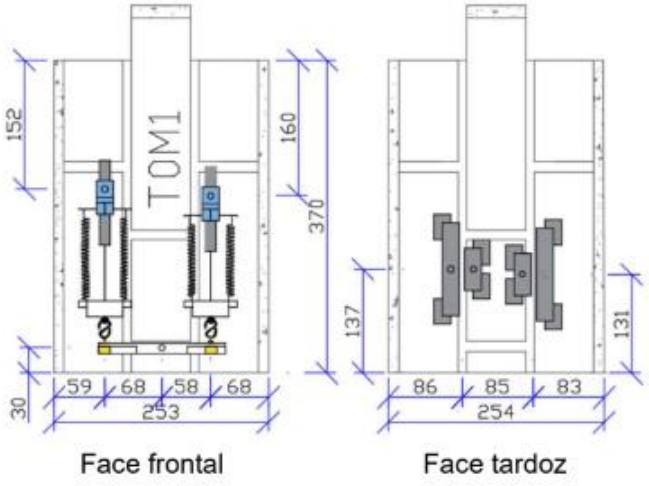


Fig. 39 – Representação do provete e respetiva instrumentação do ensaio de corte [mm] (Marques, 2020)

À semelhança dos ensaios referidos anteriormente, também neste caso se procedeu à regularização de todas as faces em contacto com zonas de aplicação de força, sendo que as faces laterais estiveram sobre a aplicação de tensão de pré-compressão e a face superior central do tijolo central à aplicação de carga com o intuito de provocar corte nas juntas.

Os resultados dos ensaios de corte com tensão de pré-compressão dos tijolos maciço encontram-se na Tabela 5, onde se encontra a informação sobre tensão de rotura por corte (f_{vi}) e deformação total das juntas de argamassa.

Tabela 5 - Resultados do ensaio de corte nos provetes de tijolo maciço

Provete	Área de contacto (A_{ei}) [mm^2]	Tensão de pré-compressão (f_{pi}) [MPa]	Tensão de rotura por corte (f_{vi}) [MPa]	Deformação total das juntas de argamassa [mm]
T0M1	91852	0,216	0,280	0,54
T0M2	92049	0,233	0,260	0,44
T0M3	91483	0,221	0,277	0,18
T0M4	89342	0,241	0,287	0,24
Valor médio	**91182**	**0,276**	**0,228**	**0,35**
Desvio-padrão	**1249**	**0,011**	**0,011**	**0,17**
Coeficiente de variação	**0,014**	**0,040**	**0,050**	**0,481**

3.2.4 ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL

Para a realização dos ensaios de compressão axial em tijolo maciço, Marques (2020) seguiu o método adaptado da norma portuguesa NP EN 1052-1 (IPQ, 2002b). As faces de contactos com zona de aplicação de força foram também regularizadas com argamassa à base de cimento e posteriormente aplicados ciclos de carga e descarga com incrementos de 100kN e três repetições para cada patamar de carga. A carga foi aplicada verticalmente de forma a replicar a atuação da carga das paredes nos edifícios.

Na Fig. 40 podemos observar a disposição espacial da instrumentação de ambas as faces das *wallettes* para o ensaio de compressão axial com extensómetros, defórmetros, transdutores de deslocamento e alvos óticos para caracterização do comportamento mecânico à compressão axial das alvenarias.

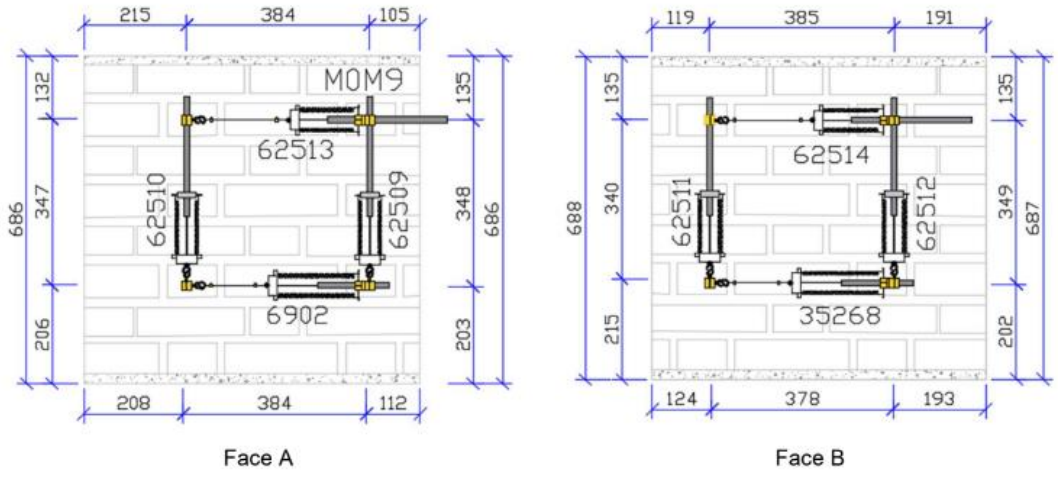


Fig. 40 - Instrumentação utilizada no ensaio à compressão axial das *wallettes* [mm] (Marques, 2020)

Na Tabela 6, é possível observar os resultados dos ensaios das *wallettes* sob compressão axial com os valores respetivos de área de aplicação de carga, força de rotura, tensão de rotura, deformação na rotura e energia de rotura.

Tabela 6 - Resultados dos ensaios de compressão axial das wallettes (Marques, 2020)

Tipo de wallette	Identificação da *wallette*	Área bruta [cm²]	Força de rotura [kN]	Tensão de rotura [MPa]	Deformação na rotura [mm]	Energia de rotura [J]
Maciço	M0M0	1573	718,6	4,66	1,58	1785
	M0M9	1737	929,0	5,35	1,09	1483
	M0M10	1711	1292,6	7,56	1,63	3182
	M0M12	1693	706,3	4,17	2,39	2640
Valor médio		**1671**	**911,7**	**5,43**	**1,67**	**2272**
Desvio-padrão		**87**	**273,8**	**1,50**	**0,54**	**780**
Coeficiente de variação		**0,052**	**0,300**	**0,275**	**0,321**	**0,343**

Nos ensaios de compressão axial foram aplicados ciclos de carga e descarga onde foram determinadas as extensões horizontais e verticais que se relacionaram com a tensão vertical aplicada nas *wallette*s. E estes dados recolhidos permitiram a determinação do módulo de elasticidade tangente e secante da alvenaria.

O ensaio de compressão axial foi também relevante para a determinação do módulo de elasticidade estático das argamassas baseada num modelo global homogeneizado em que os materiais foram simplificados como se se tratasse de molas com rigidez K.

Com base nos valores dos módulos de elasticidade foi possível fazer uma estimativa simplificada recorrendo às propriedades mecânicas dos tijolos e argamassa. No entanto como o módulo de elasticidade da argamassa obtido nos ensaios é dinâmico, é necessário fazer um ajuste para obter o módulo de elasticidade estático.

É então que se usa um rácio de 1.2 por ser uma argamassa com ligante de cal aérea, resultado num $E_{argamassa,\ estático} = 1357\ MPa$ (Marques, 2020).

A determinação de extensões horizontais e verticais deste ensaio de compressão axial, permitiu obter também o seu coeficiente de *Poisson*. Esta propriedade pode ser descrita como a relação entre a contração relativa da *wallette* e a expansão relativa da mesma. Foram utilizados os valores médios da extensão média horizontal e a média das extensões verticais para um carregamento da *wallette* a um terço da sua tensão máxima de rotura. Na Tabela 7, podemos observar os valores do coeficiente de Poisson obtidos.

Tabela 7 - Valores obtidos com o cálculo do coeficiente de Poisson (Marques, 2020)

Tipo de *wallette*	Identificação da *wallette*	Coeficiente de *Poisson* [-]
Maciço	M0M9	0,1
	M0M10	0,31
	M0M12	0,42
	Valor médio	**0,28**
	Desvio-padrão	**0,16**
	Coeficiente de variação	**0,596**

3.2.5 ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAGONAL

O ensaio de compressão diagonal requeria os mesmos procedimentos de preparação das amostras que o ensaio de compressão axial de forma a regularizar todas as faces em contacto com zonas de aplicação de tensão, especialmente os cantos para facilitar o seu alinhamento com as superfícies das peças metálicas que suportam a *wallette* a 45º. Estas peças metálicas foram construídas seguindo a norma americana ASTM E519/E519M – 10 (ASTM, 2010).

Na Fig. 41 encontram-se uma representação da *wallette* e sua instrumentação para a determinação dos resultados do ensaio de compressão diagonal das alvenarias.

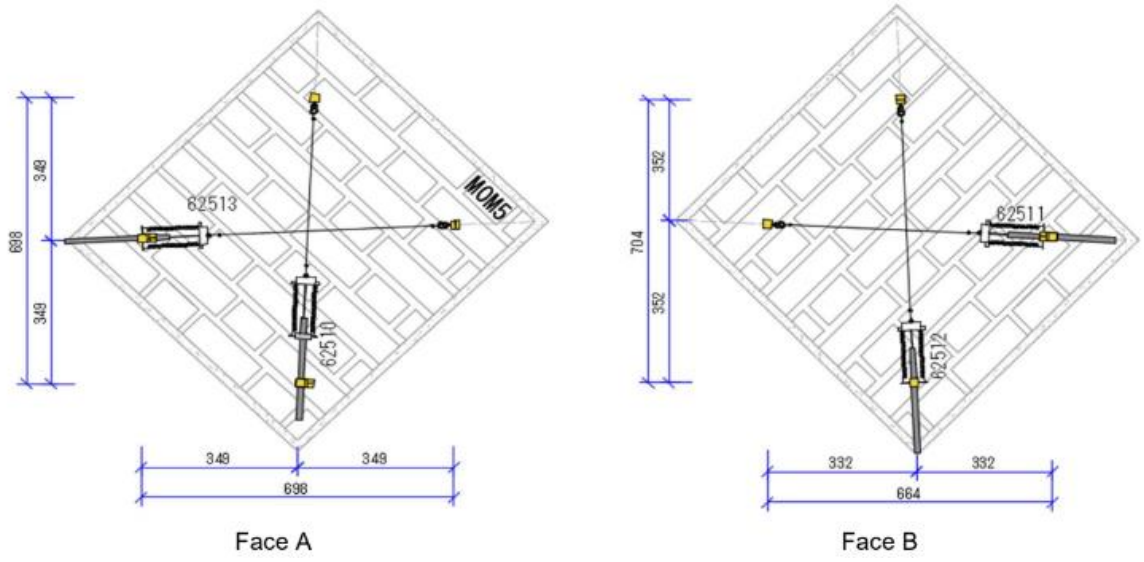


Fig. 41 - Instrumentação utilizada no ensaio de compressão diagonal das *wallettes* [mm]

Na Tabela 8, é possível observar os resultados dos ensaios das *wallette*s sob compressão diagonal com os valores respetivos organizados por área de útil, força máxima atingida, tensão de corte, energia de rotura, distorção, módulo de distorção.

Tabela 8 - Resultados dos ensaios de compressão diagonal das wallettes (Marques, 2020)

Wallette	**Área útil (A_n) [mm^2]**	**Força máxima atingida (P) [kN]**	**Tensão de corte (S_s) [MPa]**	**Energia de rotura [J]**	**Distorção (γ) [-]**	**Módulo de distorção (G) [MPa]**
M0M4	188289	49,51	0,18	70,27	$1,34 \times 10^{-3}$	133,90
M0M5	184665	37,48	0,14	230,61	$2,15 \times 10^{-3}$	63,63
M0M6	182358	35,90	0,13	62,14	$1,85 \times 10^{-3}$	72,20
Valor médio	**185104**	**40.96**	**0,15**	**121,01**	**$1,78 \times 10^{-3}$**	**89,91**
Desvio-padrão	**2990**	**7,44**	**0,03**	**95,01**	**$0,41 \times 10^{-3}$**	**38,34**
Coeficiente de variação	**0,02**	**0,18**	**0,17**	**0,79**	**0,23**	**0,43**

3.3. MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

3.3.1 BREVE RESENHA HISTÓRICA

Originalmente o método foi desenvolvido no âmbito das mecânicas das rochas, designadamente para a análise do comportamento de maciços rochosos em que era possível representar os acidentes geológicos existentes, como sejam diáclases, xistosidade, falhas e outras características. A necessidade de criar um modelo representativo do comportamento mecânico deste meio descontínuo inspira Cundall (1971) a formular os métodos dos elementos discretos. Numa primeira fase, os blocos foram considerados indeformáveis (blocos rígidos), pelo que, a deformação do meio resultava apenas do movimento relativo entre os diversos blocos devido à aplicação das ações e de acordo com as características mecânicas dos contactos existentes entre os blocos.

Os contactos são uma condição fronteira dos elementos discretos fundamentais para definir o comportamento estrutural. Existem alguns parâmetros que governam este comportamento dos contactos entre elementos discretos tais como a rigidez normal e transversal que fazem a relação entre as forças de contacto e os respetivos deslocamentos relativos. É ainda possível definir diversos tipos de modelo constitutivo relativo ao comportamento dos contactos que se podem dividir genericamente em elásticos lineares, elasto-plástico, não lineares com resistência pós pico, entre outros.

Esta formulação de Cundall (1971) é de contornos simples e aplicação limitada a estudo de problemas no plano de elementos poligonais indeformáveis que obedeciam a leis básicas da dinâmica e cinemática, porém mais tarde veio-se a desenvolver um método que possibilitou a deformação dos blocos.

No entanto, nos anos seguintes à publicação de Cundall (1971), a formulação do método dos elementos discretos (DEM) foi desenvolvida para problemas tridimensionais, Cundall (1988) com o objetivo de aprofundar a investigação na área da fendilhação nos blocos. A complexidade de uma simulação numérica passar de um plano bidimensional para tridimensional implica um aprimoramento das técnicas mais eficientes na parte de atualização e deteção de contactos, de modo a esta formulação ser praticável pois os resultados, normalmente, são análises bastante demoradas devido ao esforço de cálculo computacional elevado.

Atualmente, a aplicação do método dos elementos discretos está diversificada a mais contextos, especialmente a estruturas que dependem do comportamento ao colapso das juntas como é o caso do comportamento de rochas e solos em aplicações geotécnicas como túneis, escavações, cavernas e obras subterrâneas que impliquem escavações (Gomes, 2013).

Os elementos discretos podem ser caracterizados por várias formulações porém a proposta por Cundall (1971) será o foco neste trabalho, devido à escolha do software de cálculo 3DEC, em que está implementada esta abordagem. O 3DEC foi disponibilizado pelo LNEC e utilizado para modelar numericamente os ensaios de corte, compressão axial e compressão diagonal das *wallette*s de Marques (2020), objeto do presente trabalho.

3.3.2 ENQUADRAMENTO ATUAL DO DEM COMO TÉCNICA DE MODELAÇÃO DE ALVENARIAS

Com o método dos elementos discretos a ter a sua aplicabilidade alargada a variados problemas de engenharia relativo a meios descontínuos, recentemente começou a ser utilizado com sucesso na modelação de estruturas históricas de alvenaria, nas quais os modos de colapso dependessem quase inteiramente do comportamento das juntas e não do comportamento dos blocos (Sarhosis *et al.*, 2019).

Devido à anisotropia dos tijolos e as juntas de argamassa atuarem como o elo mais fraco da alvenaria, faz com que a sua modelação tenha de ser algo sofisticada para conseguir simular corretamente o seu

comportamento estrutural. Para além disso, a alvenaria é uma estrutura frágil, anisotrópica e compósita que o torna numa estrutura de elevada não-linearidade depois de começarem a provocar fissuras, inicia-se o processo de redistribuição de esforços pelo resto da estrutura sã até a mesma se aproximar do seu colapso.

A elevada não-linearidade e complexidade exige extensivas pesquisas com o intuito de compreender todos os mecanismos de rotura presentes nas construções, que utilizam esta estrutura compósita, quando são sujeitas a carregamentos para fora-do-plano e no plano, como é o principal foco nesta dissertação. De forma a antecipar estes mecanismos de colapso, é crucial existirem modelos computacionais que consigam antecipar estes comportamentos de serviço e quase-colapso para o estudo destes cenários e panóplia de problemas complexos. E assim, usando um modelo numérico, consegue-se ultrapassar estes obstáculos de desconhecimento relativo ao comportamento estrutural deste tipo de estruturas. No entanto, tem de haver confiança nos modelos numéricos desenvolvidos, por isso, é necessário a comparação de resultados com outras fontes, como os ensaios experimentais que fornecem informação riquíssima e fiável já que podem ser executados em ambiente controlado e assim eliminar algumas incertezas.

De forma a categorizar os tipos de modelos numéricos capazes de simular os comportamentos mecânicos de estruturas de alvenaria, Lourenço (1996) decide dividir em duas grandes categorias. Sendo elas, a macro-modelação em que estes modelos são caracterizados por necessitarem de pouca informação descritiva à priori e de uso relativamente acessível, que, normalmente têm como base o uso de técnica de homogeneização das alvenarias para simplificar os esforços computacionais e obter uma análise mais rápida das estruturas em análise, ilustrada na Fig. 42 c).

Por outro lado, temos a micro-modelação que depois se pode dividir em simplificada e detalhada, ilustradas na Fig. 42 a) b). A primeira diferença da micro-modelação para a macro-modelação é a necessidade de considerar vários parâmetros de forma a obter um comportamento mais realista da estrutura em análise. No entanto, devido à grande atenção e foco em todo o detalhe geométrico e de caracterização mecânica tanto dos blocos, argamassa e interfaces bloco-argamassa, implica um esforço computacional seja consideravelmente maior comparado com uma macro-modelação, redirecionando o seu foco de aplicação a partes de estruturas como paredes ou elementos mais simples.

Micro-modelação simplificada, abordagem usada na simulação numérica desta dissertação, é um modelo em que as unidades de alvenaria são expandidas e representadas por elementos contínuos em que as juntas de argamassa e interface unidade-junta são agregadas aos elementos descontínuos. Nesta abordagem, transforma uma junta com duas interfaces bloco-argamassa e argamassa em apenas uma interface média enquanto os blocos se expandem para não alterar a geometria. Desta forma, a alvenaria é idealizada como um conjunto de blocos elásticos aglomerados por potenciais linhas de deslizamento/fratura nas juntas (Ghiassi *et al.*, 2019).

Relativamente ao método dos elementos discretos, ao qual pertence a esta abordagem, é fundamentado por premissas muito idênticas à abordagem da micro-modelação simplificada e tem vindo a captar atenção crescente da área.

De um modo geral, com as técnicas da micro-modelação simula-se muito mais rigorosamente o comportamento mecânica das estruturas de alvenaria.

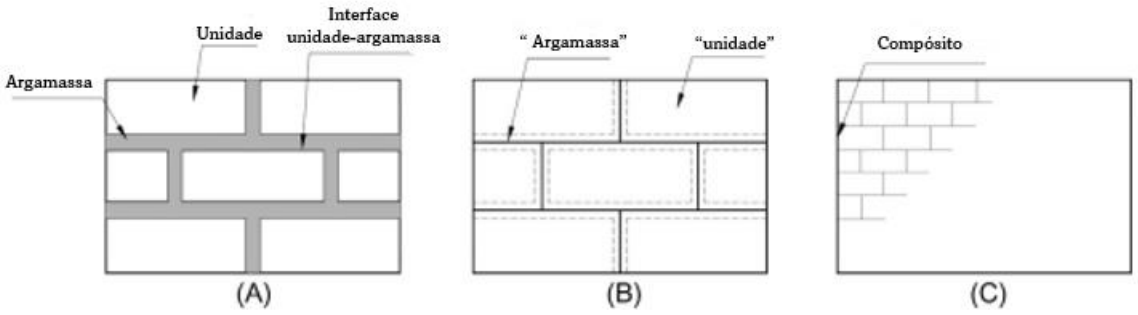


Fig. 42- Tipos de modelação de alvenarias: a) Micro-modelação detalhada; b) Micro-modelação simplificada; c) Macro-modelação (Adaptado Li *et al.* (2019))

Dentro dos modelos numéricos, é possível também escolher qual o modelo constitutivo ideal das juntas para a simulação numérica ser a desejada conforme as limitações e moldes das estruturas de alvenaria em estudo, como por exemplo, o 3DEC, que para além do modelo constitutivo Mohr-Coulomb, tem também uma extensa variedade de outros modelos como Drucker-Prager, Hoek-Brown, Hoek-Brown modificado, Cam-clay modificado, entre outros. Do ponto de vista da representação geométrica homogénea ou heterogénea, estes métodos encaixam em dois grandes grupos, modelos contínuos e modelos discretos.

Como foi referido anteriormente no subcapítulo 2.4.2 sobre Modelos contínuos (CMs), esta distinção é feita em oposição aos modelos discretos, e sua principal vantagem, é a utilização duma malha de discretização dos panos de alvenaria tendo como objetivo reproduzir a heterogeneidade das alvenarias, e desta forma, não ficar limitada às dimensões dos blocos que constituem as estruturas em estudo. Consequentemente à forma mais simplificada da abordagem, a exigência de cálculo computacional é mais reduzida quando comparado com abordagens "baseadas no tipo do contacto". No entanto, a simplicidade do elemento representativo de volume (RVE) origina um problema de descrição correta da complexidade mecânica da alvenaria dificultando a tarefa de atribuição das leis de modelo constitutivo adequado. Dentro deste grande grupo é fundamentalmente usado o método dos elementos finitos (FEM) (Bui *et al.*, 2021).

Se com os modelos contínuos, a sua abordagem passa em parte pela homogeneização das alvenarias, é com o método dos elementos discretos que a sua natureza heterogénea tem um papel explicitamente fulcral.

Como anteriormente referido no conceito da micro-modelação, categoria onde pertence o DEM, as descontinuidades das interfaces entre unidades de alvenaria são descritas. Os modelos numéricos em que se baseiam no DEM são adotados para situações onde o colapso das estruturas é fundamentalmente induzido por colapsos das juntas e onde o comportamento dos blocos é pouco ou nada relevante nestes mecanismos. Porém, em caso de os blocos terem deformabilidade, é criada uma malha que o discretiza internamente recorrendo a elementos tetraédricos de deformação constante (Lemos, 2007) tal como seria se usássemos o FEM devido ao facto de que as unidades de alvenaria são zonas contínuas.

Já relativamente às juntas de argamassa são representadas por interfaces entre blocos com espessura nula. A representação dos contactos entre blocos é feita por um conjunto de pontos de forma a permitir uma distribuição de esforços variável ao longo da sua superfície (Fig. 43). A definição do contacto sendo feita por pontos permite que os modelos constitutivos utilizados conseguiam determinar estes esforços variáveis e deslocamentos relativos ao longo das juntas de argamassa.

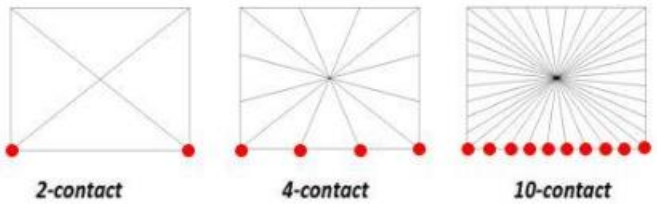


Fig. 43 - Exemplo de blocos com diferentes números de contactos (Pulatsu *et al.*, 2016)

Para obter os deslocamentos nas estruturas em análise, o DEM recorre a equações diferenciais para resolver explicitamente este problema enquanto usa à 2ª lei de Newton (movimento dos blocos) para calcular as forças atuantes nos blocos. Quanto ao cálculo de grandes rotações e deslocamentos dos blocos é executado uma deteção sequencial de contactos e sua atualização automática que depende do movimento dos blocos.

Num universo de comportamentos tão variados, complexos e não-lineares que se observa no comportamento mecânico das estruturas de alvenaria, é de extrema importância a validação cuidadosas das modelações discreta de forma a interpretar corretamente os resultados das simulações numéricas dos modelos.

3.4. ABORDAGEM DO 3DEC

3.4.1 INTRODUÇÃO

O programa de simulação numérica 3DEC (Three Dimensional Distinct Element Code) (Itasca, 2016c) é baseado num modelo tridimensional de elementos discretos e resultou da generalização do programa de cálculo estrutural de elementos discretos no plano, UDEC. Estes dois programas são o resultado da implementação computacional do algoritmo de elementos discretos de Cundall and Hart (1992).

O código 3DEC foi desenvolvido pela Itasca para realização de simulações numéricas com base no método dos elementos discretos. A representação dos elementos neste modelo é feita por um conjunto de blocos discretos em que as suas descontinuidades são retratadas como interações entre os limites dos blocos discretos, o comportamento das juntas é o nome atribuído a este tipo de interações entre blocos para casos onde se pretende modelar uma alvenaria. Os blocos podem ser considerados rígidos ou deformáveis, aos blocos deformáveis é atribuída uma malha de elementos tetraédricos com o intuito de representar a deformação do bloco (Lemos, 2007). O 3DEC utiliza também um grande número de contatos entre os blocos de forma a modelar o mais corretamente possível o comportamento das descontinuidades.

Esta potencialidades que o 3DEC apresenta permite uma modelação apropriada ao estudo do comportamento mecânico de estruturas de alvenaria, das quais se enumeram as principais (Gomes, 2013):

- Representação dos blocos de forma rígida e deformável;
- Capacidade de simular o colapso progressivo de estruturas de blocos discretos;
- Simulação de grandes deslocamentos e desagregação de diferentes partes da estrutura
- Variedade de modelos constitutivos para blocos e contactos;
- Elevada eficiência computacional na deteção e atualização automática de contactos;

- Contactos identificados individualmente de forma a adequar melhor o modelo de cálculo atribuído a diferentes estados de comportamento mecânico dentro da mesma estrutura em análise.

O 3DEC possui também uma linguagem de programação incorporada, o FISH. Com o uso do FISH, o utilizador tem a possibilidade de definir funções ou variáveis e executar os cálculos e desta forma automatizar a geração dos modelos geométricos, visualização dos resultados da simulação de um modo mais ao estilo pessoal, entre outras vantagens. O uso de FISH por parte de utilizadores experientes facilita uma preparação automatizada de geometrias complexas como uma representação mais sofisticada dos resultados (Sarhosis *et al.*, 2019).

3.4.2 REPRESENTAÇÃO DAS UNIDADES DE ALVENARIA

Os blocos rígidos são representados por poliedros de seis graus de liberdade, com as faces compostas por triângulos, apresentados na Fig. 44. Os seus vértices dos triângulos são a características geométrica que estabelece contacto entre blocos permitindo a interação entre os outros elementos da estrutura. A precisão de modelação dos contactos pode variar mediante a quantidade de triângulos por polígono, em que quanto maior for o número de triângulos, maior será a precisão do modelo.

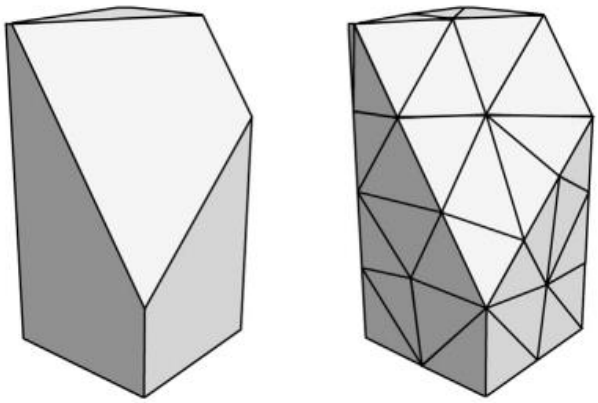


Fig. 44 - Representação de bloco poliédrico no 3DEC (Lemos, 1998)

Os blocos deformáveis são discretizados em elementos tetraédricos, em que os seus nódulos possuem três graus de liberdade relativos às suas translações. As faces dos blocos são representadas da mesma forma que os blocos rígidos, são poligonais e modeladas por triângulos e esses pontos estabelecem contacto com outros blocos. De forma a representar a deformação do bloco em si, o 3DEC recorre a elementos tetraédricos de diferenças finitas para uma rápida execução dos cálculos, que apesar de não ser de precisão elevada para a modelação de estados de tensão, é o utilizado por motivos de melhoria de eficiência computacional.

Quando os blocos são gerados, o 3DEC arredonda automaticamente os cantos para evitar travamento entre blocos, conseguindo assim também representar no programa o comportamento real da estrutura e a representação dos vértices que na realidade também não são retos (Sarhosis *et al.*, 2019).

3.4.3 REPRESENTAÇÃO DOS CONTACTOS

As técnicas de identificação de blocos vizinhos e atualização dos contactos entre blocos no 3DEC é feito através das combinações de diferentes partes dos blocos envolvidos num contacto, representados por

superfícies (*faces*, F), arestas (*edges*, E) e vértices (*vertex*, V) que são caracterizados pelos quatro tipos de contacto entre os mais frequentes, que são os seguintes: Aresta-Aresta (EE), Superfície-Superfície (FF), Vértice-Superfície (VF), Aresta-Superfície (EF), alguns ilustrados na Fig. 45 . Existe ainda contactos Vértice-Vértice (VV) e Vértice-Aresta (VE) mas são muito improváveis, de maneira que com o arredondamento dos cantos, estes dois contactos encaixam nos quatro principais.

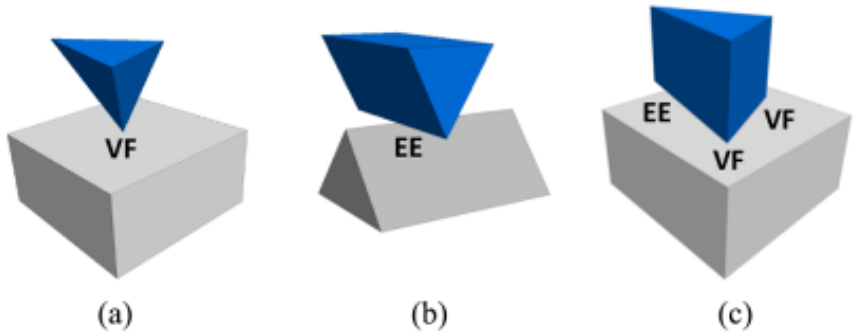


Fig. 45 - Representação de formas de contacto: a) Vértice-Superfície (VF); b) Aresta-Aresta (EE); c) Superfície-Superfície (FF) (retirado de Lemos (2017))

3.4.3.1 Deteção dos contactos

Depois de dois blocos serem reconhecidos como vizinhos, efetua um teste para verificação se existem contacto, se não estiverem contacto, a distância máxima entre eles deve ser determinada com a finalidade de diferenciar os pares de blocos separados por mais do que a tolerância definida para que sejam desconsiderados do algoritmo de atualização dos contactos. Para casos em que os blocos não se encontram em contacto, mas com a distância inferior à tal tolerância, é atribuído um contacto virtual que será seguido a cada iteração do cálculo mecânico permitindo que a forças de interação serem imediatamente contabilizadas na ocorrência de contacto. Adicionalmente, o algoritmo atribuí um vetor unitário normal com o propósito de definir o plano onde podem ocorrer os deslocamentos.

Esta lógica contacto-deteção deve ser o mais eficaz possível e no 3DEC, a classificação do tipo de contacto é executada rapidamente segundo interações de dois tipos: Aresta-Aresta (EE) e Vértice-Superfície (VF). Os casos de contactos de natureza diferente, que não os dois anteriormente enumerados, são designados subcontactos. Esta informação é necessária para, conforme o tipo de contacto detetado, atribuir a lei física mais adequada que se aplica a cada caso. Na Fig. 45 c) estão ilustrados dois tipos de interação: interação superfície-superfície (FF), na qual se enquadram a representações de quatro pontos de contacto: dois EE e dois VF, e na Fig. 45 b) está ilustrada a interação aresta-aresta (EE) de apenas um ponto de contacto.

De forma a detetar todos os contactos existente nas interações entre blocos poderia ser utilizada a abordagem de testes diretos. No entanto, num espaço tridimensional existe um número elevado de combinações de contactos que um bloco pode tocar noutro. Para termos um exemplo da grandiosidade deste número de contacto, entre dois cubos, objetos tridimensionais simples, existem 676 formas de contacto baseados numa fórmula que relacionada faces, vértices e arestas destes cubos. Mas na prática, não são necessários tantos testes pelo que alguns casos são englobados por outros casos, e mesmo assim não são suficientes para otimizar este processo. Para dar respostas a este obstáculo, Cundall (1988) conceitualiza o "plano comum" que pode ser descrito como, um plano que intersecta o espaço entre dois blocos e para cada um destes é testado, separadamente, o seu contacto com o respetivo plano comum. A movimentação dos blocos relativamente entre si pode levar a alterações de orientações. Quando ocorre um contacto entre blocos, este plano estabiliza relativamente aos blocos sujeitos ao teste e,

consequentemente, realizar a tarefa de avaliar o contacto entre os blocos de forma simples e eficiente. Para colocar em prática este conceito, o 3DEC recorrer a um algoritmo que orienta esses planos com o uso de análise estritamente geométrica que se rege pelos seguintes seis critérios:

1. Apenas teste do tipo vértice-superfície (VF) são realizados;
2. O número de vértices dita a número de testes necessário em proporção linear;
3. Os blocos têm de estar em contacto entre si se ambos se tocarem no plano comum;
4. O vetor normal ao contacto é o vetor normal ao plano comum;
5. A existência de um plano comum para cada contacto faz com que não se coloque o problema da descontinuidade do contacto. Apesar de o plano comum mudar rapidamente, não se altera pela mudança do tipo de contacto;
6. A determinação da distância mínima entre um par de blocos é redundante tendo em conta que é a soma das distâncias de ambos ao plano comum.

3.4.4 CÁLCULO MECÂNICO DAS INTERAÇÕES

Efetuada a tarefa de definição de contacto, o passo seguinte é associar a uma determinada lei de comportamento mecânico e para tal é essencial definir a área de contacto (A_c) onde se estabelecem as forças de interação entre os contactos formados entre blocos. A complexidade de definição de área é bastante variável, havendo casos simples como os do tipo face-face (*FF*) como casos mais complexos como são os casos dos tipos de contacto elementar (vértice-face (*VF*) e aresta-aresta (*EE*)), onde é obrigatório assumir um valor mínimo de área para garantir um mínimo de rigidez de contacto. Este limite de rigidez assegura uma restrição máxima de sobreposição entre os blocos e sustenta a hipótese de blocos rígidos.

No entanto, na maioria das formulações por DEM a abordagem de contacto deformável é mais utilizada. Nas modelações de alvenarias, os valores de rigidez correspondem a uma propriedade com significado físico, em que nos casos de juntas de argamassa, a rigidez normal é diretamente relacionada com as propriedades e espessura da junta como é o presente caso de estudo (Lemos, 2007).

O contacto entre blocos tem como representação física, a força de interação (F_c^i) entre eles e equivale à soma vetorial das componentes normal (F_N) e tangencial (F_S) da força no contacto. Relativamente ao domínio do comportamento elástico, as forças de contacto são expressas por uma relação do deslocamento através de uma constante de rigidez de contacto. Estas constantes de rigidez são também descritas por componentes, a normal (K_N) e tangencial (K_S). Em cada iteração, as variações das componentes da força no contacto podem ser determinadas de acordo com as seguintes relações:

$$\Delta F_N = K_N . A_c . \Delta u_N \quad (1)$$

$$\Delta F_S^i = K_S . A_c . \Delta u_S^i \quad (2)$$

Onde u_N e u_S são, respetivamente, as componentes normal e tangencial do deslocamento de um vértice dos triângulos formados pela grelha de pontos. Na Fig. 46 ilustra-se as componentes que caracterização as forças de interação.

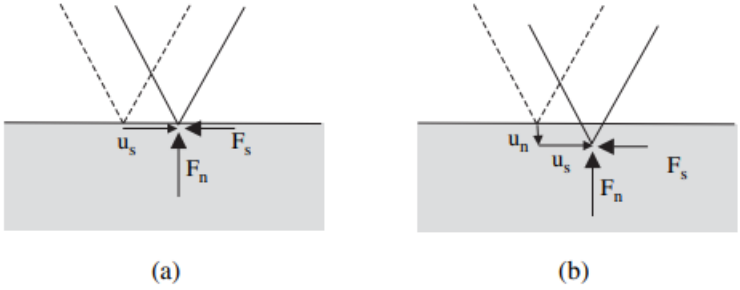


Fig. 46 - Modelos de contacto: a) contacto rígido: sem sobreposição de blocos, ocorrência de deslocamento por corte (u_S) apenas em caso de deslizamento; b) contacto deformável: forças do contacto originam (u_N) e (u_S) como componente elástica e deslizante (Lemos, 2007)

Da perspetiva das tensões desses mesmos contactos onde se relacionam as forças com as áreas de contacto, podemos obter as seguintes relações tensões-deslocamentos:

$$\sigma_N = K_N . u_N \quad (3)$$

$$\sigma_S^i = K_S . u_S^i \quad (4)$$

Para o cálculo da velocidade relativa de cada subcontacto (Itasca, 2016b) é necessário obter os valores da velocidade associada ao subcontacto, V_i^V, e a velocidade do ponto correspondente na outra face do contacto, V_i^F. No caso de modelos com blocos deformáveis, é utilizada a equação 5 para o cálculo da velocidade do vértice das zonas tetraédricas com a equação 15.

A velocidade, V_i^F, é um somatório das velocidades ponderadas com fatores de peso, *W*, correspondentes a cada vértice da face.

$$V_i^F = W_p . V_i^p + W_q . V_i^q + W_r . V_i^r \quad (5)$$

Estes fatores de peso são transformados num sistema de referência local baseado nas coordenadas dos vértices *p*, *q* e *r* com um eixo normal ao plano da face. Com o objetivo de representar as coordenadas planares dos vértices é utilizado X^p e Y^p para referir ao vértice p e o seu fator de peso, W_p, é descrita da seguinte forma:

$$W_p = \frac{Y_r . X_q - Y_q . X_r}{(X_p - X_r)(Y_q - Y_r) - (Y_p - Y_r)(X_q - X_r)} \quad (6)$$

Os restantes fatores seguem a mesma regra e são obtidas com a permutação circular dos sobrescritos *p*, *q* e *r*.

Depois de se dar o contacto e ser identificado, pode calcular-se a velocidade relativa de um vértice (v) pertencente ao bloco A da seguinte forma:

$$V_i^v = V_i^{vF} - V_i^{vV} \quad (7)$$

Em que n_i, é o vetor normal aponta do bloco A para o bloco B

Em relação ao movimento entre blocos, é calculado o deslocamento relativo (u_i^v) no instante em que o contacto é identificado e calculado com base nas coordenadas dos vértices. Para efeitos demonstrativos, atribui-se uma letra a cada vértice e um será vértice A e o outro vértice B:

$$u_i^v = V_i^v . \Delta t \tag{8}$$

Os incrementos de deslocamento podem ser obtidos a partir das suas componentes normais e tangenciais ao longo do plano comum em que:

$$\Delta u_n = \Delta u_i^c . n_i \tag{9}$$

$$\Delta u_s = \Delta u_i^c - \Delta u_n . n_i \tag{10}$$

Em que n_i, é o vetor normal aponta do bloco A para o bloco B.

Tal como se fala de atualização de incrementos para deslocamentos, existe também um algoritmo de atualização de forças relativas a subcontacto. No caso dos blocos deformáveis, no vértice da face do subcontacto, o incremento de força é acrescentado às restantes forças já lá aplicadas. Nessa face, a força é repartida pelos três vértices (*p*, *q*, *r*) utilizando os fatores de interpolação definidos na equação 6 referida acima:

$$\begin{aligned} F_i^p &:= F_i^p \pm F_i . W_p \\ F_i^q &:= F_i^q \pm F_i W_q \\ F_i^r &:= F_i^r \pm F_i . W_r \end{aligned} \tag{11}$$

3.4.5 CICLO DE CÁLCULO

Para resolver as equações de movimento dos sistemas de blocos, o 3DEC utiliza um algoritmo baseado no método explícito de diferenças finitas no tempo. Cundall (1987) desenvolve uma solução de forma a retratar os potenciais indicadores de colapso de sistemas descontínuos sem a influência de velocidades e forças de inércia. Tanto para blocos rígidos e deformáveis, para os subcontactos são determinados as relações força-deslocamento. A integração das leis de movimento permite-nos obter dados sobre a novas posições de blocos e com elas, as velocidades ou incrementos de deslocamento. Na Fig. 47 está apresentado o ciclo de cálculo mecânico efetuado pelo s*oftware*.



Fig. 47 - Ciclo de cálculo mecânico (adaptado de Itasca (2016b))

Como na elaboração do modelo numérico destes ensaios experimentais, é considerada a deformabilidade dos blocos para o qual o 3DEC possui um sistema de cálculo mecânico ligeiramente diferente para os modelos blocos deformáveis em que é permitida a deformação interna de cada bloco do modelo, que será explicada com base no manual do Itasca (2016b).

Para dar resposta aos passos de ciclo na determinação dos movimentos dos blocos, no caso dos blocos deformáveis, inicia-se o processo por discretizar internamente por elementos tetraédricos de diferença finitas. Os vértices dos elementos tetraédricos formam uma grelha de pontos para a qual as equações de movimentos são formuladas da seguinte fórmula:

$$\ddot{u} = \frac{\int_s \sigma ij \,.\, nj \; ds + F^i}{m} + g_i \tag{12}$$

em que: s é a superfície da massa envolvente, m, aglomeradas à rede de pontos;

n_j é o vetor normal à superfície s;

g_i é a aceleração gravitacional;

F^i é a resultante de todas as forças externas aplicadas à rede de pontos (de origem nos subcontactos entre blocos.

As forças aplicadas ao ponto da grelha são o somatório de três tipos de forças, como podemos observar na seguinte equação:

$$F^i = F_z^i + F_c^i + F_l^i \tag{13}$$

Em que: F_l^i são as cargas aplicadas externamente;

F_c^i é o resultado das forças dos subcontactos (existem apenas ao longo dos limites dos blocos);

F_z^i é a contribuição dos esforços internos em zonas adjacentes ao ponto da grelha.

Estes esforços internos de F_z^i podem ser calculados com:

$$F_z^i = \int_s \sigma_{ij} . n_j \; ds \tag{14}$$

Em que: σ_{ij} é o tensor da tensão da zona;

n_j é o vetor normal unitário exterior ao contorno, C, que acompanha a superfície poligonal fechada definida pelos segmentos de reta que convergem no ponto da grelha considerado.

O vetor de força da rede nodal, $\sum F^i$, é calculado em cada ponto da grelha, onde são incluídas todas as forças cargas anteriormente faladas e as forças do corpo em questão devido à gravidade $F_{(g)}^i$. Esta força é obtida pela multiplicação da massa gravitacional agregada a cada ponto da grelha pela aceleração gravitacional.

Se o corpo estiver em equilíbrio ou em estado estacionário, $\sum Fi$ nesse nó é zero. Se não for esse o caso, o nó estará em a aceleração de acordo com a forma da diferença finita da segunda lei de movimento de Newton:

$$\dot{u}_i^{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} = \dot{u}_i^{\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \tag{15}$$

Em que: os caracteres superiores expressam a variação no espetro temporal de cada variável.

Em cada intervalo de tempo, é calculado de uma forma convencional para calcular rotações, $\dot{\theta}$ e deformações, $\dot{\epsilon}$, referentes a deslocamentos nodais da seguinte forma:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}\right) \quad (16)$$

$$\dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2}\left(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}\right) \quad (17)$$

3.4.6 MODELOS CONSTITUTIVOS

3.4.6.1 Modelo constitutivo das unidades de alvenaria

Para blocos deformáveis existe uma grande variedade de modelos constitutivos, sendo: o Modelo Nulo, que serve para atribuir a domínios vazios e propriedades nulas, sem contribuir para o desempenho mecânico da estrutura em estudo; Modelo elástico e isotrópico de aplicação em materiais isotrópicos e contínuos de comportamento tensão-deformação linear; Modelo elástico e anisotrópico é aplicado para materiais de propriedades mecânicas que variam em função da direção e finalmente a relação constitutiva utilizada nesta modelação, Modelo Mohr-Coulomb (Sarhosis *et al.*, 2019).

As unidades de blocos de alvenaria seguem os critérios Mohr-Coulomb para comportamento linear elástico e elasto-plástico que é expresso sobre a forma das tensões principais *σ1*, *σ2* e *σ3* que constituem as três componentes do tensor das tensões em que se deve cumprir a convenção de $\sigma 1 \leq \sigma 2 \leq \sigma 3$. Relativamente as componentes correspondentes de deformação são *ε1*, *ε2*, *ε3*. De forma a representar a convenção das tensões anteriormente referida, o critério de rotura é representado no plano (*σ1*, *σ3*) ilustrado na Fig. 48.

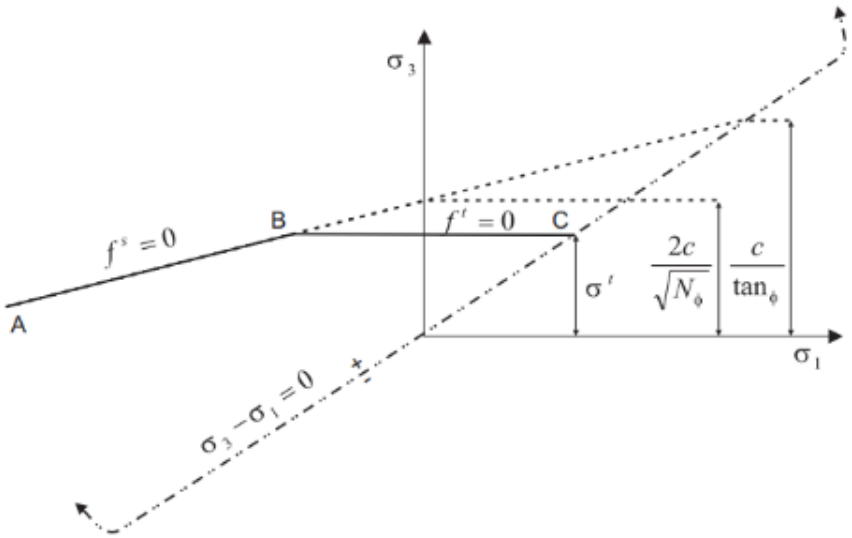


Fig. 48 - Critério de rotura de Mohr-Coulomb usado para comportamento dos blocos (Itasca, 2016a)

O limite de rotura (*f*) (*σ1*, *σ3*), que descreve o segmento entre os pontos *A* até *B*, é definido pela função do critério de rotura ao corte de Mohr-Coulomb, f^s tem de ser nulo sendo que este critério é dado pela seguinte expressão:

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 . N_\varphi + 2c . \sqrt{N_\varphi} \quad (18)$$

e de seguida, de *B* para *C* o critério de rotura por tração, f^t, correspondente a um f^t nulo, é dada pela expressão:

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \quad (19)$$

as propriedades que descrevem a função são, c de coesão, σ^t de resistência à tração, φ de ângulo de atrito e

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (20)$$

Observe-se na Fig. 48 que em casos de materiais sem fricção, a resistência à tração do material nunca poderá ultrapassar o ponto de intersecção entre o segmento *BC* do critério de rotura à tração $f^t = 0$ com a reta $\sigma_3 = \sigma_1$. No entanto, para materiais com fricção, a resistência à tração do material não pode exceder σ^t_{max}, que é dada por,

$$\sigma^t_{máx} = \frac{c}{\tan\varphi} \quad (21)$$

3.4.6.2 Modelo constitutivo da interface da junta

A parede de alvenaria é simulada recorrendo ao método de micro-modelação simplificada onde as juntas de assentamento não são discretizadas, e assim não modeladas diretamente, mas representadas por leis de interface de contacto entre blocos. As dimensões das unidades que representam as paredes de alvenaria em estudo são a soma do tamanho do bloco mais a metade espessura da argamassa das juntas.

Para representar o comportamento mecânico das juntas, o *software* 3DEC recorre a um modelo básico de generalização da lei de fricção de Coulomb ("*Coulomb-slip*") para representar os subcontactos dos blocos deformáveis, abordado em profundidade no manual do Itasca (2016b). A representação de rotura das juntas pode ser realizada tanto para rotura à tração como por corte ou dilatação da junta.

Na Fig. 49 está ilustrado a conceptualização deste modelo constitutivo onde em a) se exemplifica como seria reconhecido um contacto superfície-superfície e respetivos pontos de contacto associados. Pontos esses que são representados mecanicamente por duas molas no sentido normal e tangencial de rigidez K_N e K_S, respetivamente, ilustrados na Fig. 49 b).

A par do K_N e K_S, que rege a resposta elástica da junta e cálculo de tensões como está descrito na equação 22, existe ainda propriedades como ângulo de dilatação (ψ), coesão (c), resistência da junta à tração e ao corte que são fundamentais para descrever o comportamento até à rotura da junta.

$$\begin{Bmatrix} \tau_S \\ \sigma_N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_S & 0 \\ 0 & K_N \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_S \\ u_N \end{bmatrix} \quad (22)$$

Onde σ_n: Tensão normal; u_n: deslocamento normal

τ_s: Tensão tangencial; u_s: deslocamento tangencial.

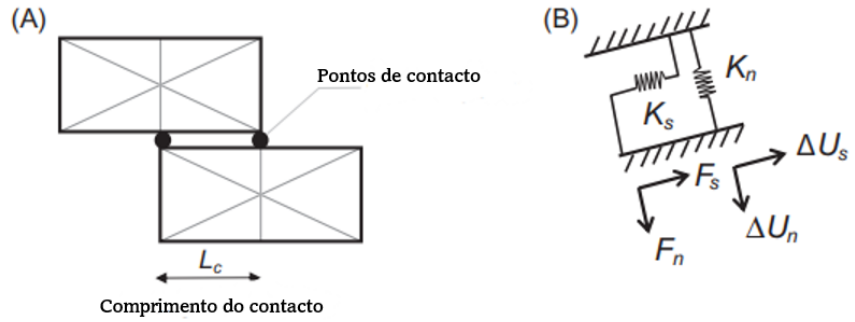


Fig. 49 – Contacto do tipo FF e como se deve interpretar os pontos de contacto mecanicamente: a)Representação dos contactos; b) Modelação numérica por molas de rigidez K (Adaptado de Sarhosis *et al.* (2019))

Considerando a rotura do contacto o valor máximo da tensão de tangencial é dado por: $\tau_{máx} = c + \sigma_{N(máx)}.\tan\varphi$, em que φ é o ângulo de fricção da junta. Dependendo do modelo adotado, depois de ser atingido o valor máximo da tensão tangencial ser atingido, existe uma perda total da coesão, originando uma diminuição da resistência que normalmente se designa por resistência residual: $\tau_{res} = \sigma_{N(máx)}.\tan(\varphi)$, ilustrada na Fig. 50 a).

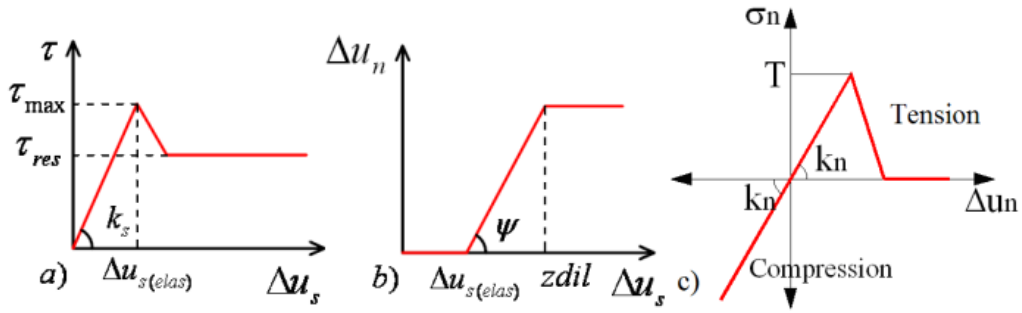


Fig. 50- Comportamento mecânico das juntas: a) Modelo de junta Mohr-Coulomb; b) Modelo de deslizamento bilinear; c) Comportamento a resistência normal do contacto (Bui & Limam, 2012)

Nos modelos em que se considera dilatância (ψ, Fig. 50 b)), na junta inicia-se este processo quando o deslocamento elástico tangencial, $u_{s\,(elast)}$, atinge o limite origina um aumento do deslocamento normal. O deslocamento normal devido à dilatância é descrito da seguinte forma:

$$u_{n,dilatação} = u_s.\tan\psi \quad (23)$$

A dilatância, representada na Fig. 51, é uma propriedade mecânica em função da direção de corte e refere-se à capacidade do material se expandir lateralmente quando submetido a forças de compressão axial (Bui & Limam, 2012). No caso das unidades de alvenaria, as partículas do material são comprimidas e deformam-se na direção da carga, mas lentamente com a aproximação da tensão de rotura, o material rearranja-se e ocorrem rotações das partículas devido a interações complexas entre as partículas dos tijolos formando vazios entre si. A extensão sucede-se até atingir o deslocamento limite por corte, zdil, como se observa na Fig. 50 b). Esta propriedade pode ser de grande relevância no contexto de avaliação de estabilidade e comportamento estrutural e a sua compreensão contribuirá para o aperfeiçoamento dos modelos numéricos.

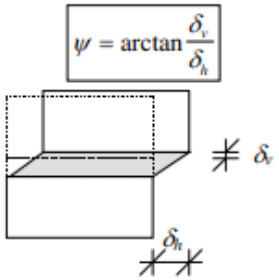


Fig. 51 – Representação gráfica da dilatância (Adaptado de Angelillo *et al.* (2014))

O comportamento da junta para tensões normais é apresentado na pela Fig. 50 c), onde depois de atingir a resistência à tração da junta, *T*, a tensão normal vai diminuindo até se anular.

Para efeitos de cálculo mecânico, em casos de simulações em que as juntas ainda não experienciaram algum tipo de deslizamento prévio ou descontinuidade na interface, o algoritmo do 3DEC determina a força de tração normal segundo a equação 24:

$$T_{máx} = -T.A_c \tag{24}$$

E a força máxima de corte é determinada usando a seguinte expressão:

$$F^S_{máx} = c.A_c + F^N.\tan\varphi \tag{25}$$

A partir do momento em que se deteta rotura num dos subcontactos, tanto em tração como em corte, a resistência à tração ($T_{máx} = 0$) e coesão são consideradas nulas, logo a força máxima para corte é corrigida para:

$$F^S_{máx} = F^N.\tan\varphi \tag{26}$$

A ocorrência desta rotura dá origem a uma instantânea perda de resistência enfraquecendo o comportamento das juntas à medida que se vão incrementando deslocamentos. Como consequência da rotura, as forças de contacto são corrigidas.

Como a dilatância ocorre nas juntas com deslizamento e o valor de, $u_{n,dilatação}$, já calculado, é possível atualizar o valor da tensão normal na totalidade, dado pela expressão:

$$\sigma_{N,total} = \sigma_{N,elástico} + \sigma_{N,dilatância} = K_{N.}u_N + K_N.u_S.\tan\psi \tag{27}$$

No 3DEC, existe a possibilidade de impor um limite de deslocamento por corte, u^s_{lim} para evitar que a dilatância das juntas aumente indefinidamente. Caso u^s_{lim} seja ultrapassado, ψ é alterado para zero.

4
Modelação numérica do caso de estudo

4.1 METODOLOGIA DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

Como foi anteriormente referido, as alvenarias são um material compósito de resposta altamente variável e dependente do tipo de tensão que lhe é aplicado o que origina uma distribuição não-uniforme dos esforços em estruturas reais. Para além destas características transversais a alvenarias referidas, no caso de estudo acrescenta-se também o facto de ser uma alvenaria histórica em aparelho flamengo de baixa resistência de ligação.

A definição de alvenaria de baixa resistência de ligação é atribuída quando nas alvenarias, como são os exemplos de construções históricas com uso de argamassa de cal, a resistência da interface tijolo/junta está em patamares consideravelmente baixos para que esta característica venha a ter efeito preponderante no comportamento mecânico da estrutura tais como formação de fissuras, mecanismos de colapso e redistribuições de tensão (Giamundo *et al.*, 2014).

Devido à complexidade e não-linearidade do comportamento deste tipo de estruturas, os engenheiros auxiliam as suas intervenções nas estruturas com ferramentas numericamente sofisticadas de forma a fortalecer as suas decisões. Estas ferramentas para simular o comportamento mecânico das estruturas utilizam um modelo constitutivo que requer a introdução um rol de parâmetros dos materiais da alvenaria de modo a caracterizar mecanicamente o comportamento da alvenaria.

É prática corrente a utilização de ensaios relativamente básicos, pequena escala e baratos realizados em laboratório. Convencionalmente, os parâmetros dos materiais determinados diretamente nestes pequenos ensaios são resistência à compressão, tração e ao corte pelas suas dimensões é normalmente assumido nestes provetes, que as tensões e deformações são uniformes.

Só que é aqui que surge um problema, devido à pequena escala destes ensaios, as suas condições-fronteira, combinações de diferentes tipos de estado de tensão e efeitos de distribuição de carga que muito provavelmente não representam coerentemente as da estrutura à grande escala (Sarhosis & Sheng, 2014).

E Hendry (1998) acrescenta que para além de todas estes fatores referidos anteriormente, ainda existe o facto de que alguns parâmetros obtidos nestes provetes são sensíveis e variáveis dependendo do método de ensaio utilizado.

Estando a par das adversidades na obtenção de valores dos parâmetros dos materiais das alvenarias com recurso a ensaios de pequena escala para a caracterização de estruturas de alvenaria de grande escala, é proposta uma metodologia para calibrar os parâmetros dos materiais de forma a criar uma modelo que represente corretamente o comportamento mecânico dos ensaios experimentais da *wallette*s.

Foi esquematizado na Fig. 52 o procedimento utilizado para refinar os valores dos parâmetros dos materiais nos ensaios das *wallette*s.

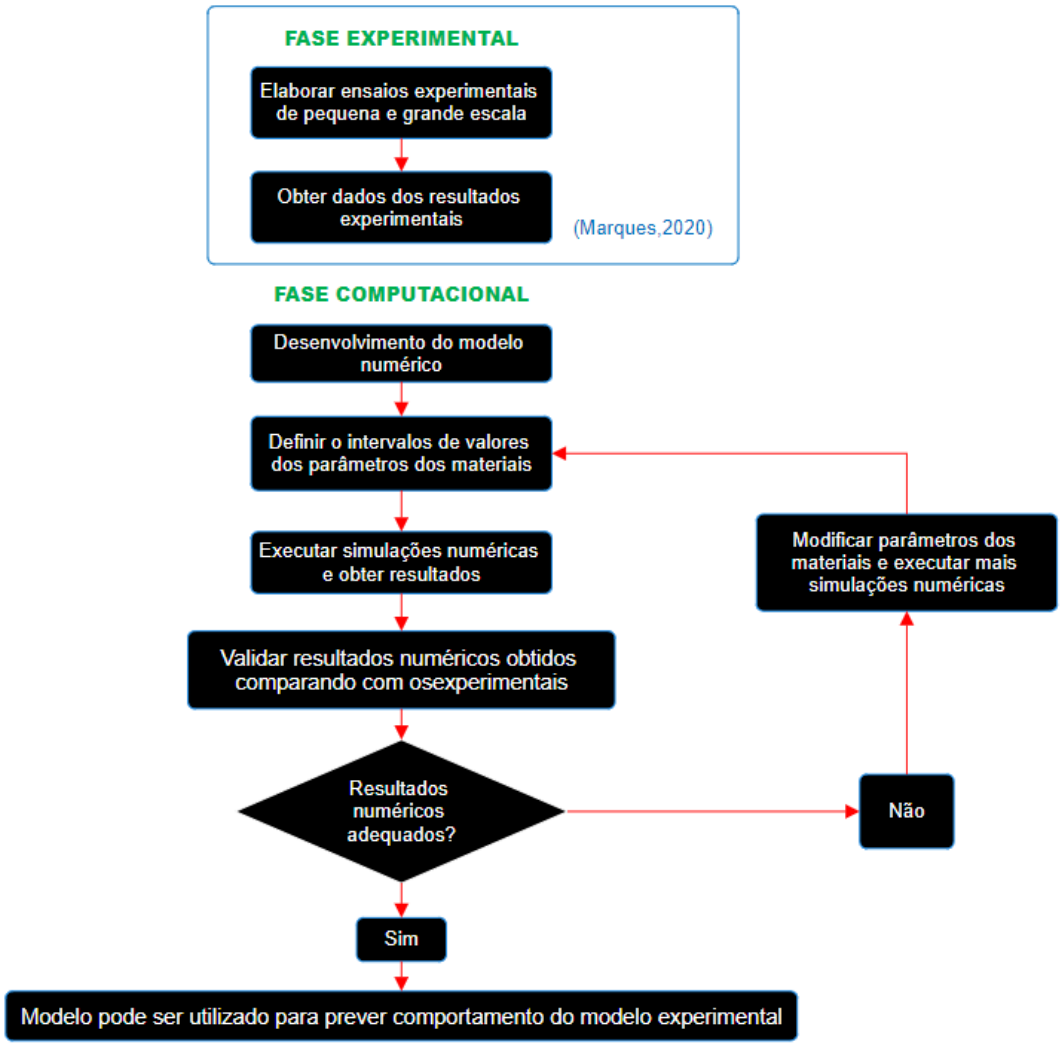


Fig. 52 - Esquema da metodologia para calibração de parâmetros dos materiais

Para além dos problemas enunciados de caracterização mecânica de alvenarias baseados em pequenos ensaios, é importante referir que a informação existente na literatura que estude as alvenarias de aparelho flamengo é muito escassa como também para alvenarias de duas folhas (Segura *et al.*, 2021).

4.1.1 Desenvolvimento do modelo numérico

Neste capítulo tem-se como objetivo investigar se o modelo numérico desenvolvido é capaz de prever o comportamento mecânico no plano dos ensaios experimentais, conforme o explicado na Fig. 52, de modo que, foram desenvolvidos com base nos resultados e instrumentação dos ensaios experimentais de uma alvenaria em aparelho flamengo de tijolos cerâmicos maciços e argamassa de cal aérea. Os modelos tridimensionais de cada ensaio testado em laboratório foram desenvolvidos no *software* 3DEC 5.2 e as dimensões são discutidas no respetivo subcapítulo de cada simulação numérica reproduzida, assim como as propriedades mecânicas exatas atribuídas aos blocos e juntas. As cargas externas foram aplicadas em elementos praticamente rígidos, como é o exemplo da Fig. 53, onde está ilustrado o canto inferior do provete M0M5 no modelo numérico do ensaio de compressão diagonal, de forma incremental até os provetes não suportarem mais o aumento de carga aplicada. As leis constitutivas utilizadas para

representar o comportamento dos materiais, tijolo e argamassa, estão explicadas nos subcapítulos 3.6.4.1 e 3.6.4.2 respetivamente.

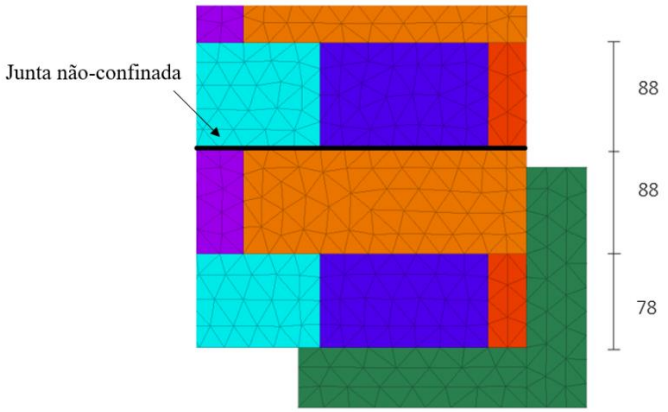


Fig. 53 - Exemplo de elemento rígido (verde) da *wallette* M0M5 de aplicação de carga, unidades em [mm]

Os valores apresentados na Tabela 9 tem como base nos ensaios experimentais de Marques (2020), no entanto, devido à necessidade de calibração das propriedades mecânicas, estabeleceram-se intervalos de valores complementares aos ensaios experimentais de forma a validar as variações utilizadas para modelar numericamente os ensaios das *wallettes* com base na literatura [(Rots *et al.*, 1997), (Hendry, 1998), (Van der Pluijm, 1999), (Sarangapani *et al.*, 2005), (Angelillo *et al.*, 2014), (Ghiassi *et al.*, 2019)] de características semelhantes ao caso de estudo.

Tabela 9 - Intervalos de valores do tijolo e argamassa da literatura para modelar no 3DEC

	Propr. Tijolo	Símbolo	Valores	Unidades
Parâmetros elásticos	Densidade	d	1900	kg/m^3
	Coeficiente de Poisson	υ_{tij}	0.2	-
	Módulo de Elasticidade	E_{tij}	[4-16] x 10^3	MPa
	Propr. Argamassa			
	Coeficiente de Poisson	υ_{arg}	0.3	-
	Módulo de Elasticidade	E_{arg}	[0.1-1.7] x 10^3	MPa
	Rigidez normal da junta	jKn	[10-150] x 10^9	N/m^3
	Rigidez ao corte da junta	jKs	$jK_n/2.6$	N/m^3
Parâmetros inelásticos	Ângulo de fricção	jFric	32.4	Graus (º)
	Coesão	jCoh	[0.073-0.4]	MPa
	Resistência à tração	jTens	[0.1-0.2]	MPa
	Ângulo de dilatação	jDil	0	Graus

Relativamente à estimativa dos parâmetros de rigidez normal e de corte da junta (equação 28 e 29, respetivamente), optou-se por uma fórmula simplificada de cálculo onde apenas é tido em conta as propriedades da argamassa. Mais concretamente, o módulo de elasticidade da argamassa (E_{arg}) em função da espessura da argamassa considerada (t_{arg}) , como se segue:

$$jKn = \frac{E_{arg}}{t_{arg}} \tag{28}$$

$$jK_s = \frac{jK_n}{2\,(1+\upsilon_{\text{arg}})} \tag{29}$$

De acordo com a equação 29, a estimativa da rigidez da junta ao corte é realizada em função diretamente proporcional do jK_n onde também é tido em conta a υ_{arg}.

O valor da densidade (massa específica) foi escolhido com base nos resultados referidos no subcapítulo 3.2.1, optando pela média entre os valores de TM1 e TM2.

Durante a evolução da calibração dos parâmetros dos materiais do modelo numérico, foi assumida uma menor resistência das juntas verticais quando comparadas com as juntas horizontais, pelo que estes dois tipos de juntas foram modeladas separadamente criando três tipos de juntas diferentes como se pode observar na Fig. 54, onde se encontra representada a consideração para o ensaio de compressão diagonal e axial.

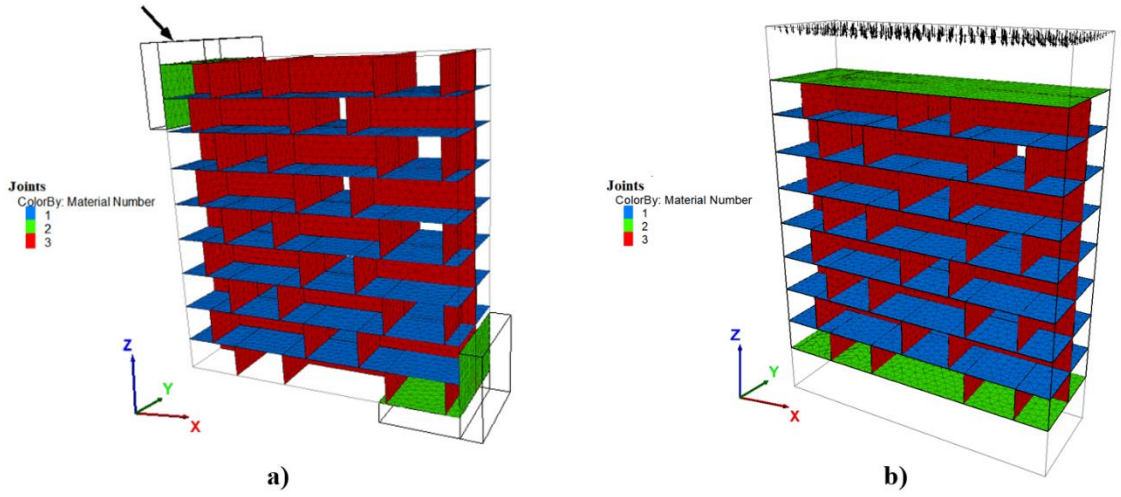


Fig. 54 - Ilustração dos 3 tipos de junta de uma *wallette:* a) M0M5 e b) M0M9 (retirado do 3DEC 5.2)

Segundo (Schlegel & Rautenstrauch, 2004), a perda de resistência é a consequência de retração da argamassa que provoca uma perda de ligação na interface tijolo-argamassa, como também a faces lisas dos tijolos contribuem a redução de coesão destas juntas.

Com base nesta premissa, foi atribuída uma redução da resistência das juntas verticais para metade das juntas horizontais que se reflete nos parâmetros mecânicos da junta de (jCoh), (jTens) e (jK_n).

Como o modelo usa blocos deformáveis, as faces triangulares dos tetraedros da malha de discretização contêm um determinado número de nódulos superficiais internos que estão em contacto com o bloco vizinho, como se observa na Fig. 44, e em cada um desses nódulos é criado um subcontacto com o bloco vizinho idêntico ao ilustrado na Fig. 43.

Para a distribuição correta de forças é fundamental uma quantidade suficiente de contactos, porém deve-se encontrar um equilíbrio entre uma discretização moderada e elevada de forma que não se aumente demasiado o esforço computacional sem necessariamente se obter melhores resultados. Assim, Pulatsu *et al.* (2020) sugerem que se empregue uma discretização moderada para recolher dados mais precisos sem comprometer a eficiência computacional.

4.2 MODELAÇÃO DE ENSAIO DE CORTE

Neste capítulo aborda-se a resistência ao corte recorrendo a um ensaio de corte, de forma a obter o valor numérico da coesão da alvenaria (*jCoh*) ajustando este parâmetro até se alcançar os valores de força de rotura por corte dos ensaios experimentais realizados anteriormente.

O ensaio é brevemente descrito no subcapítulo 3.2.3 e na sua modelação, para efeitos de simplificação geométrica, foi representados por apenas 3 tijolos, que na sua totalidade correspondem às dimensões dos 3 eixos espaciais do ensaio experimental, com apenas 2 juntas de argamassa e sem camada de regularização.

O principal objetivo do ensaio experimental foi a determinação da coesão da junta (*jCoh*) e o ângulo de atrito (*jFric*) da interface tijolo-argamassa. Com base nos resultados dos ensaios experimentais de rotura onde foi avaliada a tensão de rotura por corte, foram realizadas calibrações dos parâmetros dos materiais com o intuito de obter o valor (*jCoh*) numérico de forma a se obter um modelo numérico que simulasse os ensaios experimentais.

É importante referir que este ensaio de corte, tem o intuito de determinar propriedades mecânicas das juntas e depois extrapolar os seus resultados para os ensaios em *wallettes*. A configuração do ensaio de corte serve para provocar a rotura dos provetes apenas pelas juntas de argamassa, tentado com que estas juntas sejam o único elemento onde ocorre a fratura.

Na Fig. 55, apresenta-se a configuração do modelo numérico do *triplet* para uma compressão lateral de 0,2 MPa. As dimensões de todos os modelos e os dois marcadores de histórias, sendo que o marcador vermelho (14 Z-disp) utilizado para registar os deslocamentos, seguem a configuração do ensaio experimental apresentado na Fig. 39. Este valor de pré-compressão serviu para acertar valores experimentais, de forma a replicar o estado de tensão original dos provetes deste ensaio.

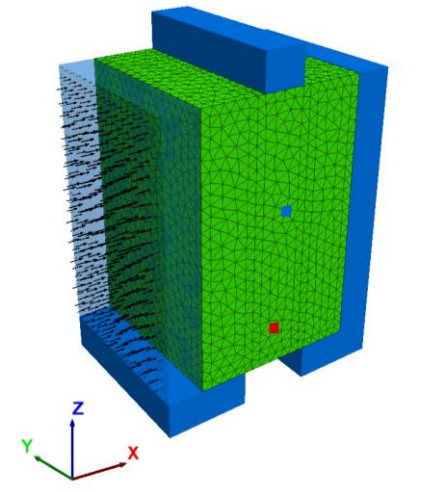


Fig. 55 - Configuração do ensaio de corte no 3DEC com 0,2 MPa de tensão de pré-compressão lateral e dois marcadores de histórias de deslocamentos

A modelação do ensaio de corte é baseada no ensaio experimental T0M1 e nos resultados de mais três ensaios realizados representados pela carga máxima de rotura em linhas a tracejado na Fig. 56. O gráfico é apresentado em Força-Deslocamento, à semelhança de como foram recolhidos os dados experimentalmente, para facilitar o processo de ajuste do valor numérico de coesão da junta em função do $F_{i,máx}$, como é preconizado na norma NP EN 1052-3.

Na Fig. 56 observa-se os deslocamentos registados nas simulações dos ensaios de corte juntamente com os resultados das forças de rotura por corte calculadas a partir da área de contacto e tensão de rotura por corte da Tabela 5, que formam um intervalo de carga de rotura dos ensaios experimentais do ensaio de corte, representados a tracejado, entre 47,92 e 51,44 kN.

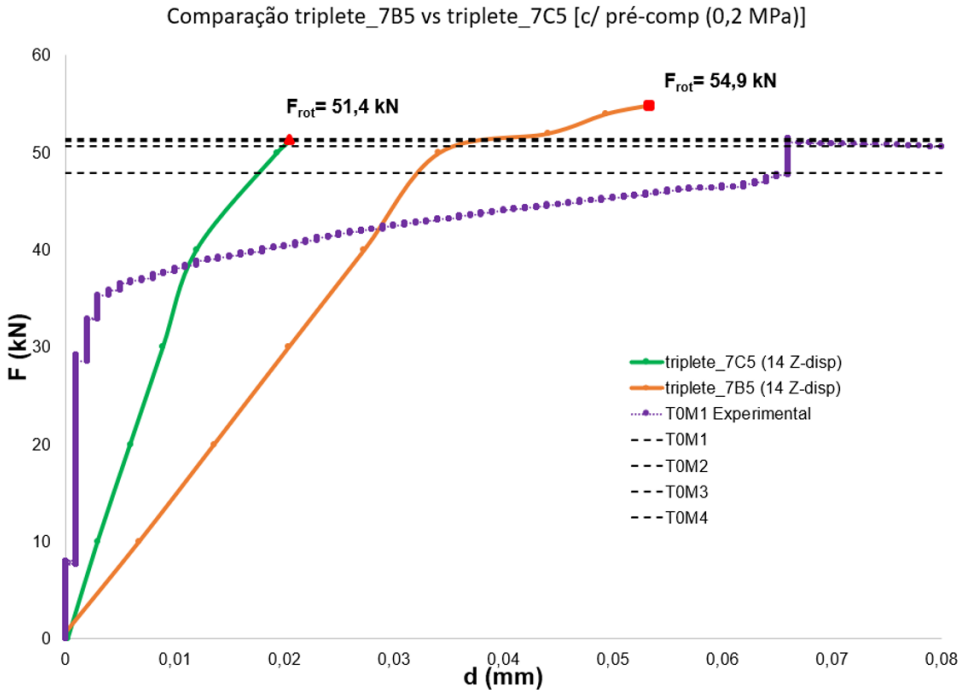


Fig. 56 - Gráfico Força-Deslocamento do modelo numérico T0M1 para diferentes E_{tij} e diferente rigidez da junta e respetivos picos de ensaios experimentais

O resultado obtido nesta modelação para a determinação do valor numérico de coesão da junta foi de 0,3 MPa na modelação "triplete_7C5". As restantes propriedades mecânicas são iguais aos valores obtidos nos ensaios experimentais, como é apresentada na Tabela 10.

Posteriormente, depois da calibração dos parâmetros numéricos dos materiais do ensaio de compressão diagonal, utilizaram-se os seus parâmetros elásticos para criar uma simulação "triplete_7B5" com intuito de se percebe o efeito de escala entre um ensaio de *triplet* e *wallette*. Na Fig. 56, são comparados o modelo numérico de "grande escala" (triplete_7B5) com o de "pequena escala" (triplete_7C5).

Relativamente às propriedades numéricas utilizadas, serão assinalados 2 conjuntos de propriedades de junta horizontal (*jmat1*) das 25 simulações numéricas realizadas e são as seguintes:

Tabela 10 - Propriedades mecânicas das simulações numéricas finais do ensaio de corte

		triplete_7B5	triplete_7C5
Prop. Tijolo	d (kg/m^3)	1900	1900
	υ_{tij} (-)	0,2	0,2
	E_{tij} (MPa)	8000	13600
Prop. juntas de argamassa		Jmat 1	Jmat 1
	υ_{arg} (-)	0,3	0,3
	E_{arg} (MPa)	1067	1628
	jKn (N/m^3)	30 x 10^9	81,4 x 10^9
	jKs (N/m^3)	11,38 x 10^9	31,308 x 10^9
	jFric (Grau)	32,4	32,4
	jCoh (MPa)	0,3	0,3
	jTens (MPa)	0,1	0,1
	jDil (Grau)	0	0

Na Fig. 57 a) e b) está demonstrado a evolução do mecanismo de colapso tanto do 7C5 como 7B5, onde acontece, em ambos os casos, a ocorrência de uma primeira fissura por rotura por corte que se alastra à medida que se redistribuem as tensões pelo *triplet* chegando à fase de rotura total que se cria nas juntas de argamassa, 2 superfícies de deslizamento.

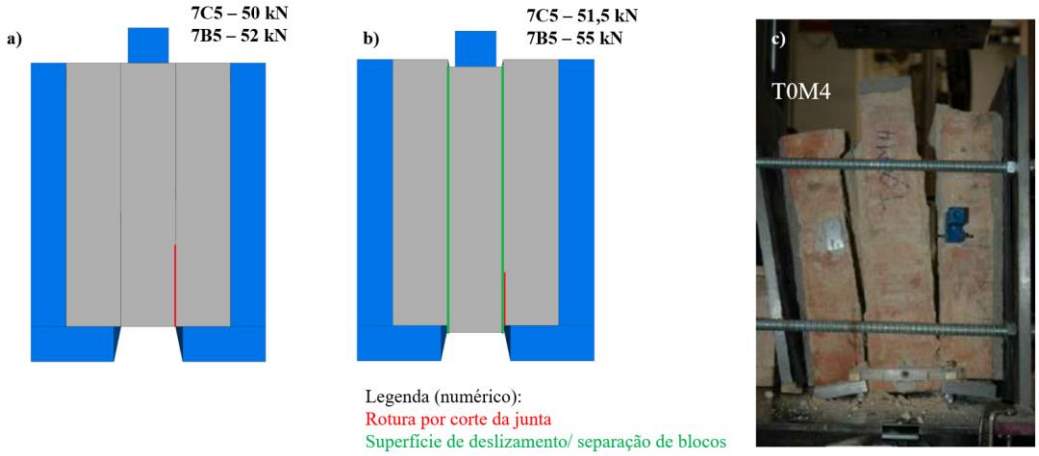


Fig. 57 - Mecanismo de colapso do *triplet* de alvenaria: a) b) Modelo Numérico e (c) Experimental.

4.2.1 VALIDAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO DO *TRIPLET*

A validação do modelo computacional é composta por 2 critérios com base comparativa nos ensaios experimentais: Carga máxima e mecanismos de colapso.

Para simulações numéricas semelhantes como a realizada por Ferretti *et al.* (2018) onde o critério de validação é assente em carga máxima, comportamento após rotura e deformabilidade do provete. Porém como estas 2 últimas propriedades são utilizadas para modelações numéricas após rotura dos provetes que não se enquadram no estudo realizado que apenas pretende avaliar o comportamento anterior carga de colapso. Deixando apenas o critério da carga máxima, determinando a força de rotura até às juntas do *triplet* entrarem em deslizamento, para validar o modelo numérico, ao qual se incluiu o mecanismo de colapso para o presente caso de estudo.

Na Tabela 11 é possível observar a relação força-deslocamento das 2 simulações numéricas e enquadrar nas forças de rotura por corte experimentais. No entanto, para estas simulações foi só tido em conta a carga máxima para a rotura.

Tabela 11 - Comparação de carga máxima numérica e experimental do ensaio de corte

Triplete	Carga máxima (kN)		Diferença (%)
	Resultados numéricos	Resultados experimentais	
7C5	51,4	51,44	+ 0,12
7B5	54,9	51,44	+ 6,92

Falando particularmente de cada simulação, o modelo numérico 7C5 de propriedades mecânicas "pequena escala", assinala uma força de rotura praticamente perfeita com uma diferença residual de 0.12% superior à experimental. A justificação para este resultado é o contexto do ensaio, como as propriedades mecânicas são dados obtidos por meios de ensaios em provetes de mesma escala que este ensaio de corte. Como referido anteriormente, é devido à capacidade de reproduzir estados de tensão muito mais homogéneos do que nos de grande escala, criando a disparidade de valores entre ambos os casos. Sendo valores obtidos em ensaios de condições instrumentais tão específicas que se obtêm resultados igualmente específicos para a tradução dessas propriedades mecânicas e se adequam a simulações numéricas da mesma escala. Em ambas as simulações são utilizados dados sobre os incrementos de deformação em tensor e as tensões tangenciais nas juntas, apresentadas na Fig. 58 para propriedades de "pequena escala" e Fig. 59 para "grande escala".

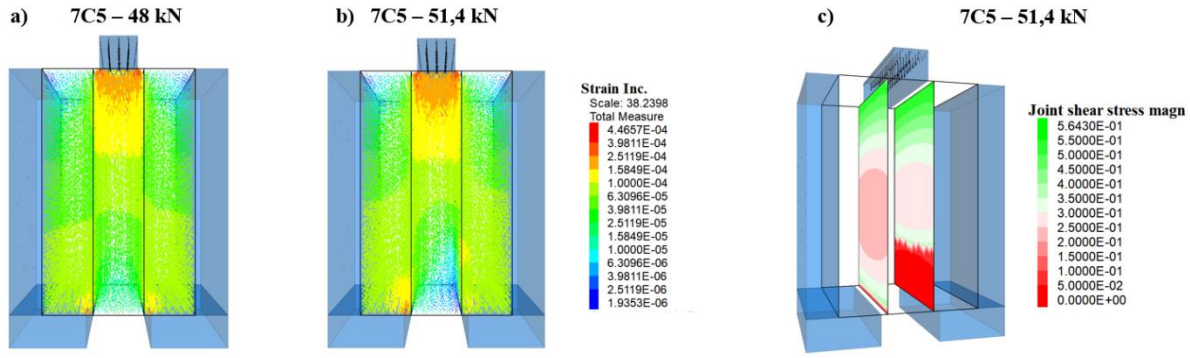


Fig. 58 – Dados obtidos do modelo T0M1 numérico 7C5: a) e b) Evolução do incremento de deformações e c) Tensão tangencial das juntas [MPa]

Na Fig. 58 a) e b) é possível observar a evolução do incremento de deformação, onde a deformação desde o início até ao fim dos incrementos de carga aplicados até ao momento definido é representado por tensores em todos os pontos do provete, e ver que na Fig. 58 a) ainda existe uma simetria visível pois nesta fase ainda não ocorreu nenhuma fissura por rotura por corte. Porém na Fig. 58 b), última fase

antes do colapso total, já se observa alguma irregularidade devido à uma fissura marcada como região vermelho-escura numa das juntas da Fig. 58 c).

Relativamente ao modelo numérico 7B5 de propriedades de "escala grande", obtiveram-se resultados ligeiramente superiores aos resultados de força máxima dos ensaios experimentais. Apesar de as únicas propriedades mecânicas diferentes serem rigidez normal (*jKn*), corte (*jKs*) e módulo de elasticidade do tijolo (E_{tij}), tornando tanto a rigidez das juntas como a elasticidade do tijolo mais baixa fazendo com que o *triplet* seja menos frágil, aumenta aproximadamente a 7% a resistência ao corte do mesmo. Esta simulação caracteriza-se por ter maior deslocamento, transição para fase de cedência menos suave e uma zona de cedência bastante mais longa do que a do modelo 7C5.

Estas características ocorrem devido ao facto deste provete ser qualitativamente menos rígido do que o outro. A justificação para o aumento da resistência à tensão de corte reside em dois pormenores, um relativo ao contexto do ensaio e o outro relativo ao módulo de elasticidade. Utilizando a Fig. 55 como base, é possível observar que este ensaio permite ao provete uma grande estabilidade mecânica onde os tijolos estão praticamente confinados na sua envolvente e partindo deste pormenor podemos afirmar que em tais condições é admissível que as tensões presentes do provete se distribuam mais homogeneamente, favorecendo o aumento de resistência do provete. Acrescentando à consideração anterior o facto de que estes tijolos são mais deformáveis e tem as juntas menos rígidas, é possível concluir que a redistribuição de tensões ao longo dos carregamentos neste modelo é melhor do que no modelo 7C5.

Esta redistribuição é observável nas Fig. 59 a) e b), em que os incrementos de deformação são menos abruptos em oposição à outra simulação. Na Fig. 59 c) é possível constatar que este provete atinge a última fase antes do colapso todo com uma fissura de comprimento maior à observada na simulação 7C5, reforçando a ideia de melhor distribuição de tensões para este modelo.

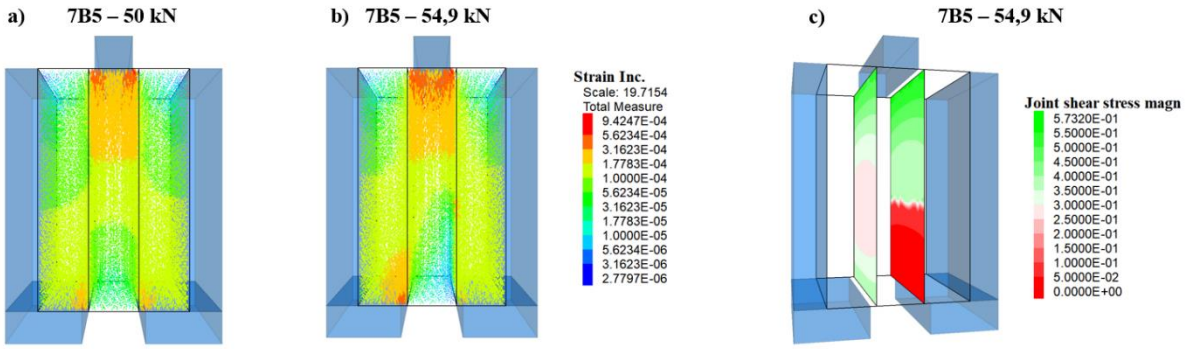


Fig. 59 -Dados obtidos do modelo T0M1 numérico 7B5: a) e b) Evolução do incremento de deformações e c) Tensão tangencial das juntas [MPa]

No que diz respeito aos mecanismos de colapso, a abordagem DEM consistindo num conjunto de blocos agregados por potenciais de fratura nas juntas oferece uma abordagem com excelente desempenho para a obtenção de resultados, como os da Fig. 15b), e semelhantes aos 3 mecanismos de colapso admissíveis preconizados na NP EN 1052-3 para ensaios experimentais de corte.

Esta simulação numérica do ensaio de corte permitiu comprovar que a micro-modelação simplificada se verificou uma opção notável para uma elevada precisão, eficácia computacional excelente para uma simulação numérica com comportamento não-linear do *triplet* e encapsular o deslizamento das juntas.

E em geral, os resultados obtidos com o modelo numérico T0M1 são prova desta eficiência e precisão da abordagem DEM relativa a este tipo de ensaio em concreto.

4.3. MODELAÇÃO DE ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAGONAL DAS *WALLETTES*

Neste subcapítulo, o objetivo é o desenvolvimento de um modelo numérico capaz de prever o comportamento mecânico no plano das *wallettes* do ensaio de compressão diagonal (M0M4, M0M5, M0M6), tendo por base a *wallette* M0M5. O modelo numérico foi desenvolvido com base nos resultados e instrumentação dos ensaios experimentais referidos na Fig. 52.

As dimensões da *wallette* são 710 mm x 245 mm x 762 mm (eixo x, y, z) com 9 fiadas de tijolos construídas em aparelho flamengo, ilustrado na Fig. 60. O restante no modelo numérico é composto por 2 pratos de ensaio, o superior para aplicação de carga e o prato inferior está fixo para a representação da instrumentação. Estes 2 pratos tem um tipo específico de junta (jmat2), conforme a ilustração da Fig. 54 a) apresenta, de forma a representar o comportamento tijolo-suporte.

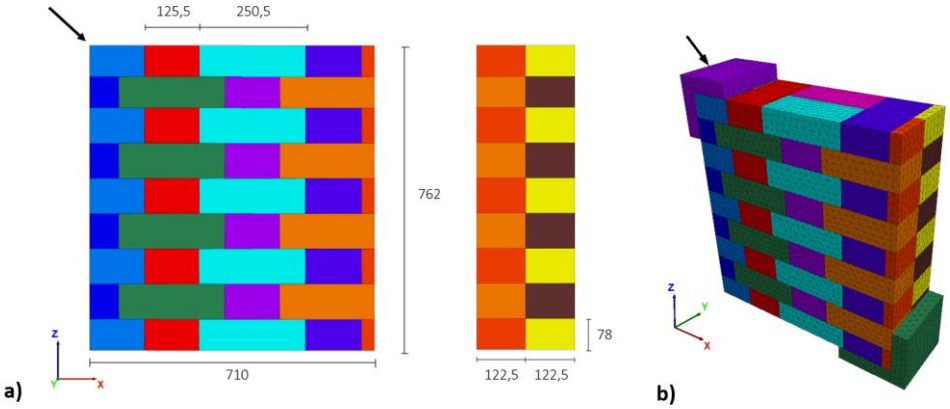


Fig. 60 – Geometria da *wallette* M0M5. a) Dimensões e tipo de aplicação de força no plano (seta simboliza a localização e direção da aplicação da força e unidades em [mm]; b) Geometria da M0M5 desenvolvida no 3DEC

O modelo numérico possui histórias de deslocamento no eixo X e Z permitindo acompanhar e registar o desenvolvimento dos deslocamentos induzidos nas *wallettes* face às cargas, demonstrado na Fig. 61.

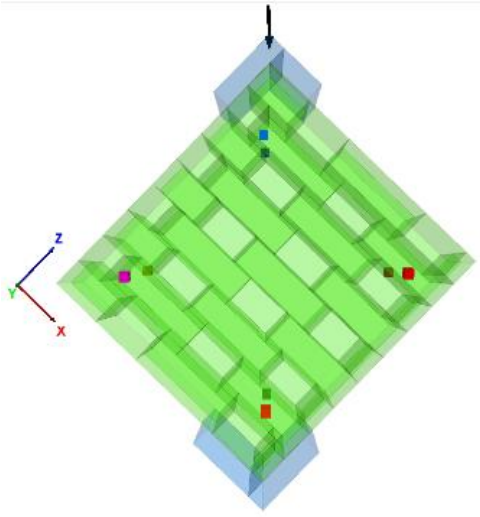


Fig. 61 - Configuração do modelo numérico da *wallette* M0M5 e histórias de deslocamento

Foram realizadas ao todo 38 simulações com diferentes propriedades mecânicas, tendo a simulação final os seguintes valores, apresentados na Tabela 12:

Tabela 12 - Valores das propriedades mecânicas do modelo numérico M0M5_16D18

		M0M5_16D18	
Prop. Tijolo			
	d (kg/m^3)	1900	
	υ_{tij} (-)	0,2	
	E_{tij} (MPa)	8000	
Prop. juntas de argamassa		Jmat 1	Jmat 3
	υ_{arg} (-)	0,3	0,3
	E_{arg} (MPa)	1067	1067
	jKn (N/m^3)	30 x 10^9	15 x 10^9
	jKs (N/m^3)	11,538 x 10^9	5,796 x 10^9
	jFric (Grau)	32,4	32,4
	jCoh (MPa)	0,3	0,15
	jTens (MPa)	0,1	0,05
	jDil (Grau)	0	0

Atkinson *et al.* (1989) afirma que ensaios com cargas diagonais concentradas, como é caso deste ensaio, originam estados de tensão complexos e consequentemente distribuições dos esforços normais e de corte pelas juntas é extremamente heterogéneo. Justificando assim a necessidade de ajustar os valores de coesão nas *wallettes* conforme orientação e sentido das juntas para adequar a realidade experimental com a numérica.

Na Fig. 62 é apresentado o gráfico de força-deslocamento do modelo numérico com os três ensaios experimentais de compressão diagonal, onde é possível observar o comportamento do modelo numérico em comparação com os experimentais M0M4, M0M5 e M0M6.

Na Fig. 63 a) e b), está demonstrado de forma geral a representação fenomenológica dos mecanismos de colapso do modelo computacional da *wallette* M0M5. Ambas já em regime de colapso, mas em fases diferentes, sendo que na Fig. 63 a) é a 1ª fase do colapso onde se dá a formação de fissuras diagonais de rotura por corte das juntas e pequenas fraturas nos limites da *wallette* e fora da principal zona afetada diretamente pelo carregamento. A Fig. 63 b) é a fase seguinte, mas mais tardia em que se desenvolvem uma superfície de deslizamento principal que tem início numa das fissuras diagonais onde ocorre rotura por tração e nos cantos das *wallette*s ocorre também o início de mecanismos locais de colapso e separação de aglomerados de blocos.

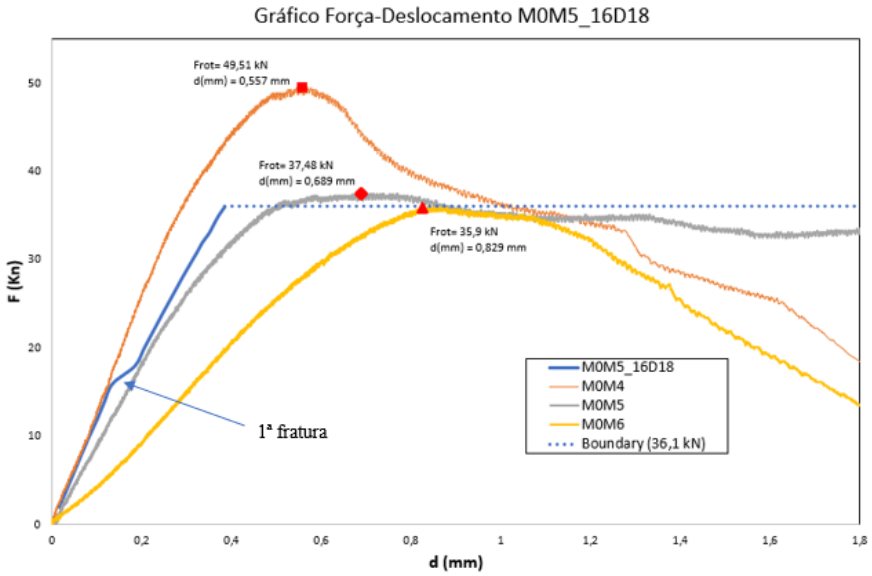


Fig. 62 - Gráfico Força-Deslocamento do ensaio de compressão diagonal M0M5. Comparação dos resultados da simulação final com o experimental

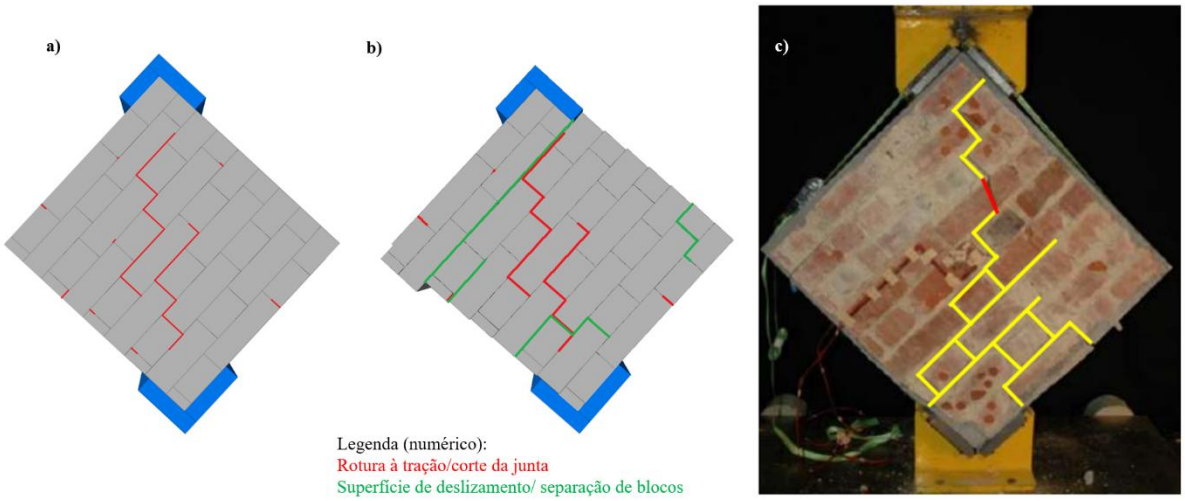


Fig. 63 - Mecanismo de colapso da *wallette* de alvenaria em compressão diagonal: a) b) Modelo Computacional e c) Experimental

4.3.1 VALIDAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO DE COMPRESSÃO DIAGONAL

A validação do modelo computacional é composta por 3 critérios com base comparativa nos ensaios experimentais: Carga máxima, deslocamento e mecanismos de colapso.

Na Fig. 62, é possível comparar os resultados numéricos utilizando a abordagem DEM com os experimentais. Analisando os resultados obtidos é possível observar que o modelo computacional consegue prever a relação carga máxima-deslocamento vertical da *wallette* com uma precisão simples, contudo adequada, com uma diferença na ordem de 3,7% inferior ao experimental para a carga máxima, expresso na Tabela 13.

Tabela 13 - Comparação de resultados de carga máxima do ensaio de compressão diagonal

Wallette	Carga máxima (kN)		Diferença (%)
	Resultados experimentais	Resultados numéricos	
M0M5_16D18	37,48	36,1	3,68

Durante o processo de calibração de parâmetros dos materiais foram-se identificando os efeitos dos mesmos no comportamento mecânico antes e depois do aparecimento de fraturas. E como seria de esperar neste tipo de ensaio, as fraturas ocorrem ao nível das juntas de argamassa. Os seguintes comportamentos ao longo deste processo foram os seguintes:

- A relação carga/deslocamento da *wallette* é linear até o aparecimento da primeira fratura;
- Das propriedades da interface tijolo-argamassa, a coesão da junta (jCoh) e ângulo de fricção (jFric) tem efeitos dominantes no comportamento da *wallette* depois da ocorrência da 1ª fratura, mais particularmente para na determinação da carga máxima;
- À semelhança do (E_{tij}), a variação da rigidez normal (jKn) e rigidez ao corte (jKs) da junta tem efeitos significativos na determinação dos deslocamentos;
- A resistência à tração (jTens) influencia, tal como (jKn) e (jKs), o momento de aparecimento das primeiras fraturas das juntas.

Relativamente ao mecanismo de colapso que se desenvolveu no modelo numérico, terá como comparação os resultados dos 3 ensaios experimentais, observados na Fig. 64.

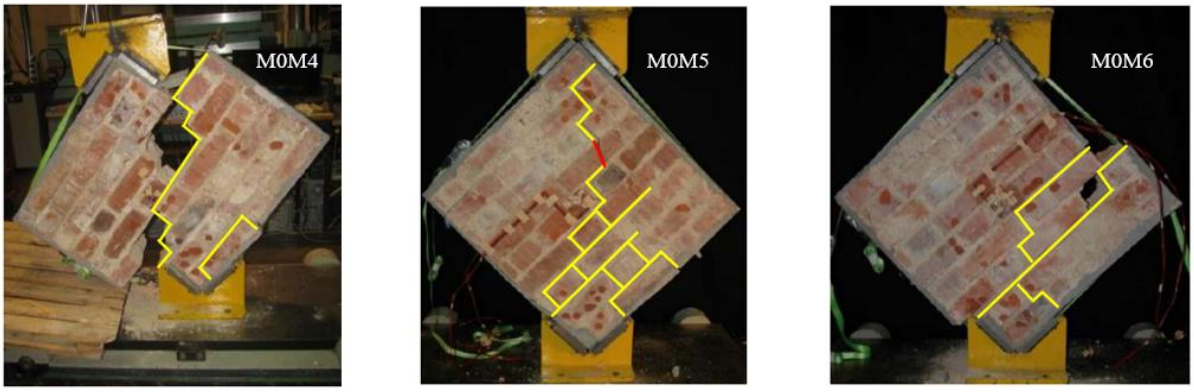


Fig. 64 - Mecanismos de colapso dos ensaios de compressão diagonal experimental: M0M4, M0M5, M0M6 (Marques, 2020)

Apesar da configuração destas *wallettes* ser praticamente igual desde a geometria, instrumentação e carregamento, os seus comportamentos são, por sua vez, bastantes distintos em modo, embora predomine o deslizamento e rotura das juntas por corte. É importante referir que a tarefa de distinguir mecanismos específicos e como ocorrem pode nem sempre ser fácil devido às diferentes interações entre elas.

O 1º momento de entrada em colapso na *wallette* na simulação numérica final está representada na Fig. 63 a), onde, a partir da 1ª fratura da *wallette*, no seu centro se desenvolvem e propagam 2 fraturas diagonais causadas pela rotura à tração das juntas de argamassa e com direção às primeiras juntas horizontais não confinadas pelos pratos de aços do carregamento e suporte, exemplificadas na Fig. 53.

Ao longo do incremento de força, acontece o 2º momento a destacar no colapso, que é a formação de uma superfície de deslizamento horizontal no topo da *wallette* com origem numa das juntas horizontais das fraturas diagonais ocorridas anteriormente, observado na Fig. 63 b) juntamente com algumas separações de blocos nos cantos. Num 3º momento de colapso, e de desintegração total da *wallette*, iniciando-se pela separação de blocos ao nível das juntas nas fraturas assinaladas pela Fig. 63 b).

Todo este fenómeno de formação do mecanismo de colapso, iniciado na última fase do comportamento até à rotura da *wallette* seguindo-se pela entrada em regime de colapso assinalado na Fig. 63 a) e finalizando na Fig. 63 b), está analisado por passos na Fig. 65.

Analisando a entrada em fase de colapso com a Fig. 63 a), o modo de fratura observado é chamado de fratura diagonal, é formado em resultado do fenómeno explicado como 1º momento e bastante idêntico ao mecanismo formado na *wallette* experimental M0M5 (Fig. 64). No entanto, as características geométricas da *wallette* são fundamentais para entendermos a fase seguinte do mecanismo de colapso. Devido a ser uma *wallette* atarracada, em geral, para ensaio de compressão diagonal, é bastante comum a formação duma superfície de deslizamento numa junta horizontal como afirmam (Calderini *et al.*, 2009) e são observados numericamente na Fig. 63 b) no topo do modelo numérico e experimentalmente na *wallette* M0M6 (Fig. 64).

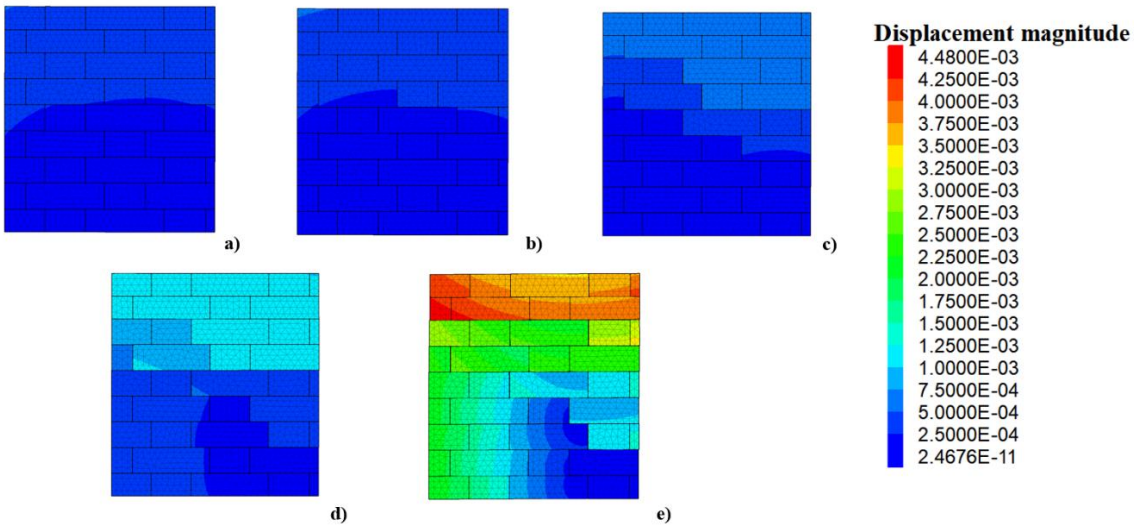


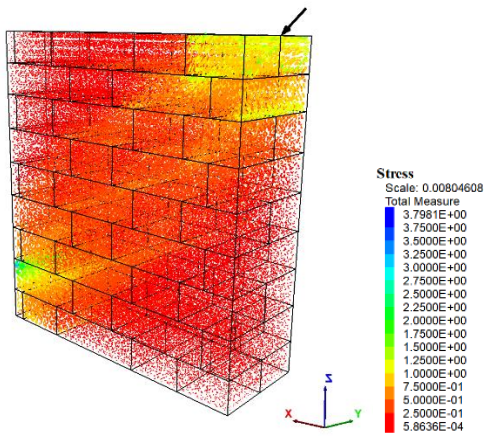
Fig. 65 - Evolução do mecanismo de colapso do modelo M0M5, unidades do deslocamento resultante [m]

O início da explicação para este fenómeno começa no 1º momento em que ainda em fase antes da rotura, a *wallette* já apresentava fissuras pontuais que despoletaram a criação das fraturas diagonais e mais tarde uma superfície de deslizamento numa junta horizontal, e neste processo, ocorre a distribuição de esforços pela *wallette*, e se forma o mecanismo de fratura diagonal do tipo B1 (Fig. 12). Neste mecanismo é característico existir um equilibro entre tensão de compressão e tensão de corte que faz dissipar a coesão com o aparecimento da rotura da argamassa ao longo de um comprimento já considerável das juntas horizontais, transacionando-se para um estado de tensão tangencial comparativamente mais dominante nas mesmas, que é característico das superfícies de deslizamento de juntas horizontais do tipo A (Fig. 12).

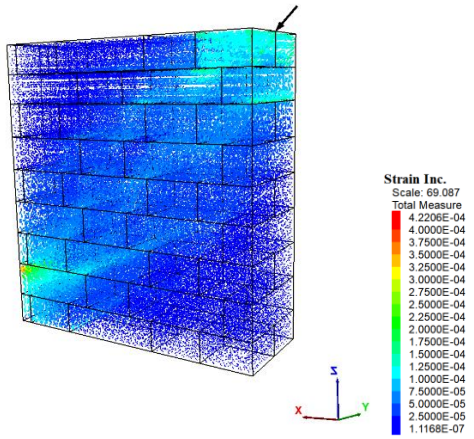
Além disso, a nível experimental, para os 2 ensaios onde se verificam deslocamentos suficientemente grandes para ser observável uma clara separação de blocos (M0M4 e M0M6), são iniciadas nas primeiras juntas de argamassa não confinadas. Na M0M4 experimental, uma rotura por fratura diagonal que vai da 1ª junta horizontal não confinada do topo da *wallette* até à 1ª da parte inferior e a M0M5 experimental

com rotura por superfície de deslizamento da junta horizontal na 1º junta não confinada na base da *wallette*.

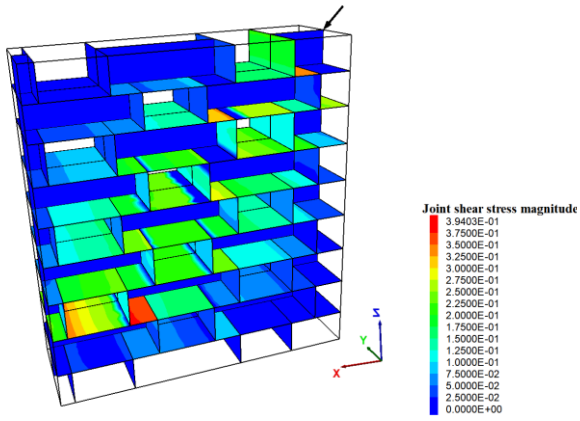
Numericamente, obteve-se informação detalhada ao nível de distribuição de tensões, incremento de deformação, magnitude de tensão de corte nas juntas e incrementos máximo de tensão de corte na *wallette*, apresentados na Fig. 66, em estado de carregamento muito próximo do início do colapso (36kN) para fundamentar a explicação da formação de mecanismos de colapso. Observando na Fig. 66 a) e b), é possível observar que a distribuição de esforços e incrementos de deformação são marcadamente mais presentes nas zonas imediatamente em contacto com os pratos de carregamento (Fig. 53), onde houve a preocupação de modelar de forma que os limites geométricos dos pratos coincidissem com o experimental, e neste caso o prato terminasse antes das segundas juntas a contar da base e topo das *wallette*s. Completando os dados com a Fig. 66 d), comprova-se a diferença óbvia nos incrementos de tensão por corte nestas 2 juntas, que resultou na formação da superfície de deslizamento no topo da *wallette* numérica M0M5.



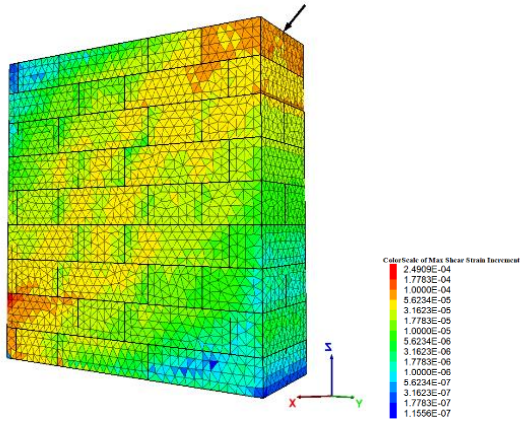
a) Tensões Principais



b) Incremento de deformações



c) Tensão tangencial nas juntas [MPa]



d) Inc. máximo de tensão de corte

Fig. 66 – Dados obtidos em fase anterior à rotura M0M5 numérica a 36 kN

Em resumo, os resultados numéricos são bastante satisfatórios numa análise holística dos 3 pontos de validação do modelo computacional para o objetivo proposto, sendo que na parte relativa aos deslocamentos, na fase próxima ao colapso não acompanham perfeitamente o experimental que é conhecido como *softening*, onde a resistência mecânica da alvenaria diminui sob contínuo aumento da

sua deformação normalmente devido a processos de progressiva micro-fissuração interna dos blocos. É de notar que esta falha no acompanhamento da micro-fissuração é devido ao facto de que os blocos utilizam o modelo elasto-plástico perfeito que não permite a representação desta característica mecânica. E ao nível de mecanismos de colapso, apesar da variedade de mecanismo no experimental, o modelo numérico nas suas diferentes fases representa praticamente na perfeição a M0M5 e M0M6 experimentais.

4.4. MODELAÇÃO DE ENSAIO DE COMPRESSÃO AXIAL DAS *WALLETTES*

Neste subcapítulo, o objetivo é desenvolver um modelo numérico que permita representar o comportamento mecânico no plano das *wallette*s do ensaio de compressão axial (M0M9, M0M10, M0M12), tendo por base a *wallette* M0M9. O modelo numérico foi desenvolvido com base nos resultados e instrumentação dos ensaios experimentais referidos na Fig. 52.

As dimensões da *wallette* são 704 mm x 245 mm x 684 mm (eixo x, y, z) com 8 fiadas de tijolos construídas em aparelho flamengo, observável na Fig. 67. É ainda composto por dois pratos de ensaio, sendo o prato superior para aplicação de carga e o prato inferior fixo. Estes 2 pratos tem um tipo específico de junta (jmat2), ilustrado na Fig. 54 b) de forma representar o comportamento tijolo-suporte.

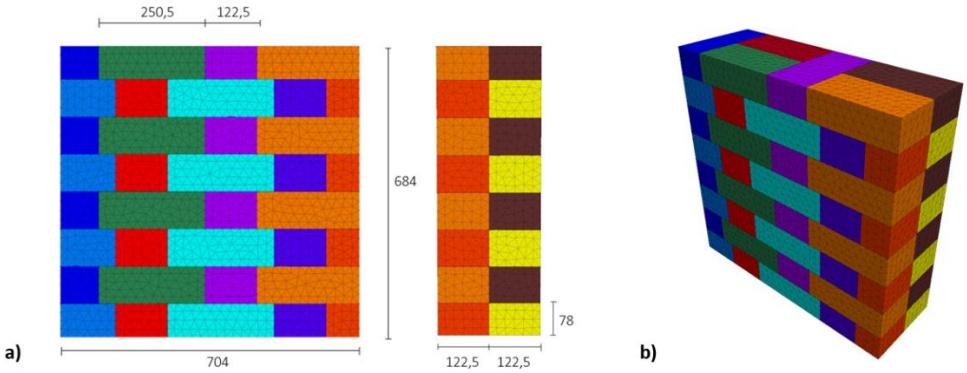


Fig. 67 - Geometria da wallette M0M9 a) no plano [mm]; b) Geometria da wallette M0M9 no 3DEC

O modelo numérico possui histórias de deslocamento no eixo X e Z permitindo acompanhar e registar o desenvolvimento dos deslocamentos induzidos nas *wallette*s face às cargas, demonstrado na Fig. 68.

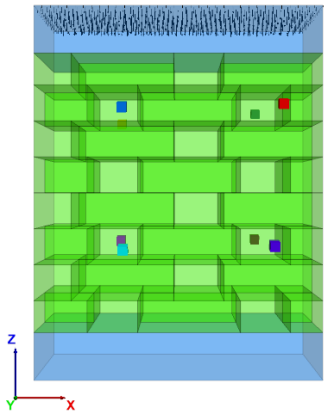


Fig. 68 - Configuração do modelo numérico da wallette M0M9 e histórias de deslocamentos

Como referido no subcapítulo 2.3.1.1, o mecanismo de colapso de estruturas de alvenaria a par de rotura de juntas de argamassa também incluí a fratura de tijolos e em último cenário a expulsão de fragmentos da topologia original da *wallette*. E por isso, é necessário a atribuição de valores a propriedades mecânicas dos tijolos para além das apresentadas na Tabela 9 como a coesão do tijolo (bCoh), ângulo de fricção do tijolo (bFric) e rotura à tração do tijolo (bTens). Estas propriedades são fundamentais para a correta modelação de um ensaio de compressão axial com o modelo constitutivo elasto-plástico perfeito, descrito no subcapítulo 3.4.6.1.

Na Tabela 14 estão apresentados os valores das propriedades mecânicas do tijolo especificadas no parágrafo anterior e referente à última das 7 simulações numéricas do ensaio de compressão axial, as restantes são iguais às da Tabela 12, onde foram devidamente aprofundadas.

Tabela 14 - Valores das propriedades mecânicas do tijolo no modelo numérico M0M9_3

	M0M9_3		
Prop. Tijolo	bCoh [N/m^2]	bFric (°)	bTens [N/m^2]
	1.5 x 10^6	40	1.5 x 10^6

Na Fig. 69 são apresentados os resultados da última simulação numérica do ensaio de compressão axial em comparação com dois tipos de resultados, os resultados originais e os retificados. Os resultados originais, apresentados na Fig. 69 a), são os resultados brutos do ensaio experimental da compressão axial, em que no início do carregamento se observa um fenómeno chamado *hardening* (rigidificação) até a estabilização da curva tensão-extensão. Os resultados retificados, apresentados na Fig. 69 b), são produtos de uma correção dos valores de carregamento do ensaio de forma a se iniciar na fase estável de tensão-extensão.

À semelhança do efeito de *hardening*, antes a sua tensão de rotura desenvolve-se uma curva de concavidade voltada para baixo e declive negativo chamada de efeito de *softening*. Para o 1º efeito considera-se que o seu desenvolvimento da curva tensão-extensão seja um retorno ao estado de carregamento a que estava sujeito na sua função original, levando a uma acomodação de vazios criados na remoção da *wallette* das condições originais. Ambos os efeitos são intrínsecos às alvenarias em si (Marques, 2020).

Pelos motivos enunciados nos parágrafos anteriores, foram retificados os resultados experimentais para um relação tensão-extensão inicial baseado no trecho elástico do ensaio, ilustrado na Fig. 69 b).

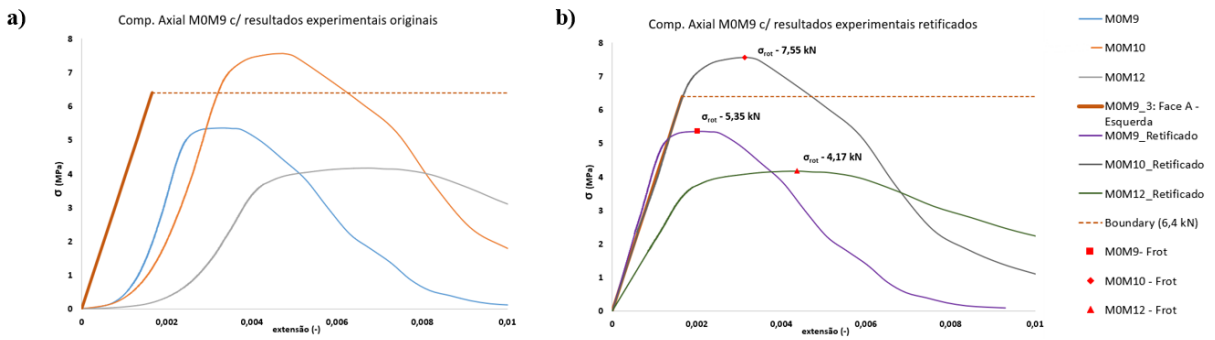


Fig. 69 - Gráficos tensão-extensão dos ensaios de compressão axial: a) Comparação com resultados experimentais originais e b) Comparação com resultados experimentais retificados

Na Fig. 70 a) e b) estão ilustradas as fissuras ocorridas na rotura do modelo numérico M0M9_3, neste ensaio, os mecanismos de rotura criados são bastante mais complexos do que os outros dois ensaios onde as fissuras criadas são homogéneas e transversais a todo o seu plano de rotura.

Experimentalmente, o mecanismo de colapso iniciou-se nas juntas verticais, à semelhança do modelo numérico, que posteriormente chega ao seu estado final (Fig. 70 c)), sendo ainda mais caótico e heterogéneo do que os resultados numéricos e bastantes fragmentações de tijolos, onde os fragmentos de tijolos são expelidos devido às tensões aplicadas.

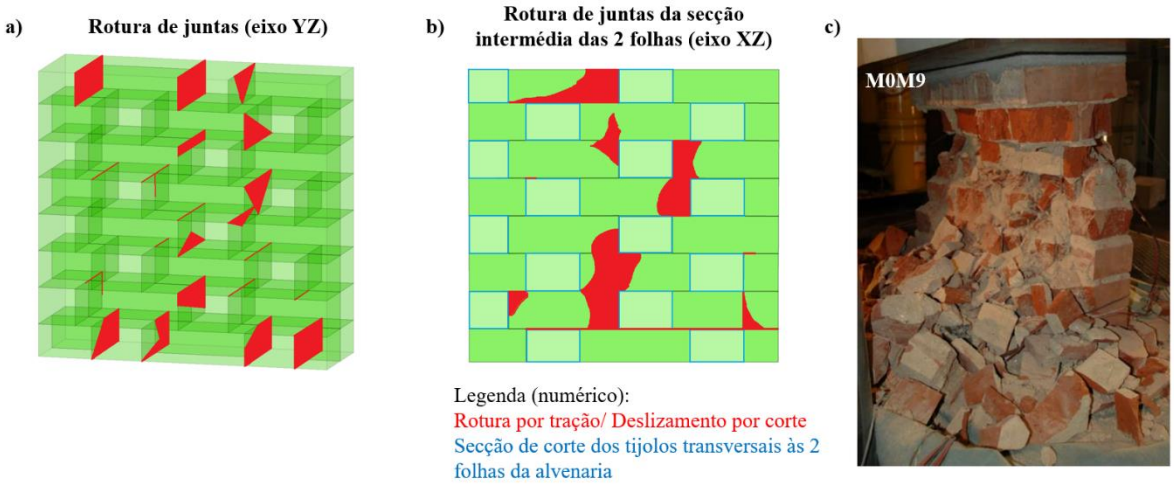


Fig. 70 - Mecanismo de colapso da wallette em compressão axial: a) b) Modelo Numérico e c) Experimental

4.4.1 Validação e discussão de resultados do modelo numérico de compressão axial

A validação do modelo computacional é composta por 3 critérios com base comparativa nos ensaios experimentais: Carga máxima, extensão e mecanismos de colapso.

Em relação a cargas máximas e deslocamentos, apresentado na Fig. 69 b), observa-se que os ensaios M0M9 e M0M10 tem um desenvolvimento na fase linear-elástica bastante idêntico, mas com tensão de rotura maior na ordem dos 2 MPa para o M0M10. Foi então definido que o objetivo desta modelação seria atingir resultados numérico para estes dois critérios num patamar intermédio entre M0M9 e M0M10, numa perspetiva mais conservadora ao nível de extensões e mais resistente em tensão visto que o M0M12 é destacadamente menos resistente e com deslocamento na rotura bastante maior do que os outros 2 ensaios.

Os resultados apresentados na Tabela 15 apesar de serem objetivamente diferente de qualquer ensaio experimental na sua particularidade a nível de resistência à compressão, atingem o objetivo desejado de estar dentro do intervalo experimental das *wallette*s M0M9 e M0M10.

Tabela 15 - Comparação de tensão de rotura do ensaio de compressão axial

Wallette	Tensão de rotura [MPa]		Diferença (%)
	Resultado numérico	Resultado experimental	
M0M9_3	6,45	5,35	+ 20,5
	6,45	7,55	- 14,6

Quanto à extensão, é observável na Fig. 69 b) que o desenvolvimento da trajetória tensão-extensão é quase perfeito comparando ao M0M10 experimental e igualmente aproximada à M0M9.

Relativamente ao mecanismo de colapso é necessário ter em conta todo o contexto da abordagem numérica e a realidade experimental. Como estão ilustrados na Fig. 71, a fase final de colapso da *wallette* é predominantemente descrita pela rotura ao nível do tijolo.



Fig. 71- Mecanismos de colapso experimentais em compressão axial (adaptado de Marques (2020))

A fase inicial de colapso é descrita pelas fissuras das juntas verticais da *wallette* nas fiadas em contacto com o suporte de ensaio, como está ilustrada na Fig. 72 a), devido à tração que nelas se desenvolve e está representada na Fig. 17. Em condições experimentais, estas fissuras prolongar-se-iam na mesma direção passando pelo centro dos tijolos até à próxima junta de argamassa verticais e assim sucessivamente até se unirem as fissuras iniciais no centro da *wallette*, como está ilustrado em Fig. 18 a).

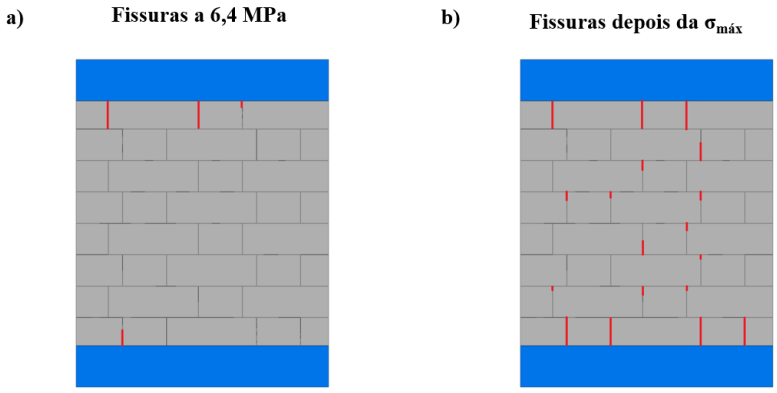


Fig. 72 - Comparação de fissuras antes e depois do colapso da M0M9 numérica

No entanto, devido à abordagem DEM, é bastante complicado obter uma representação que envolva a rotura e separação da unidade de alvenaria como está demonstrado na Fig. 72 b) em 2D e Fig. 70 a) em 3D, onde vão destacando pequenas fissuras nas juntas verticais. Numa fase mais avançada do colapso, a interface entre as duas folhas de alvenaria da *wallette* começa a experienciar o afastamento

das juntas devido aos elevados níveis de compressão aplicados na *wallette* (Fig. 18 b)), representado qualitativamente na Fig. 70 b) e quantitativamente a vermelho na Fig. 73 a).

Este problema de representação da plasticidade dos tijolos é comum em modelações que requerem o seu colapso ativo devido à condição de incompressibilidade das deformações plásticas. Normalmente apelidado de "bloqueio da malha" ("*mesh-locking"*) e surge porque a respetiva malha de cada bloco se torna incompressível resultando num modelo numérico com os elementos da wallette demasiado restritos entre os pratos do ensaio, ilustrado na Fig. 73 b) (Itasca, 2016b).

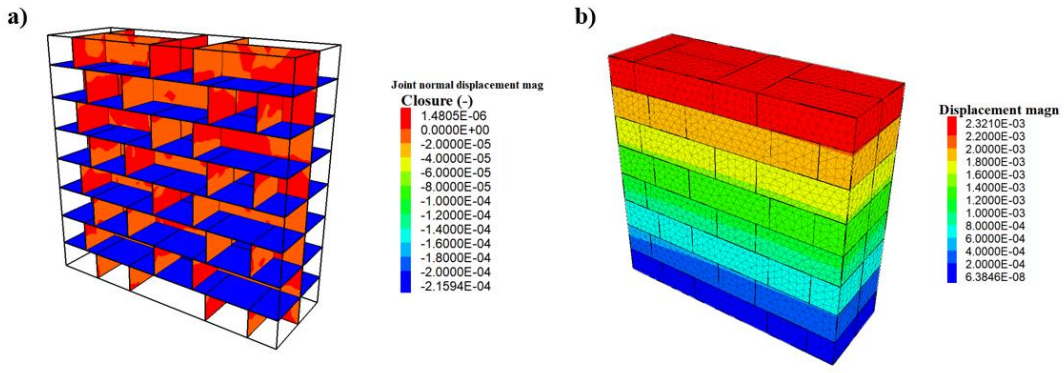


Fig. 73 - Deslocamentos das juntas e *wallette* para 6,5 MPa: a) Afastamento das juntas no modelo numérico M0M9. Afastamento (+) e Fecho (-); b) Magnitude de deslocamentos totais [m]

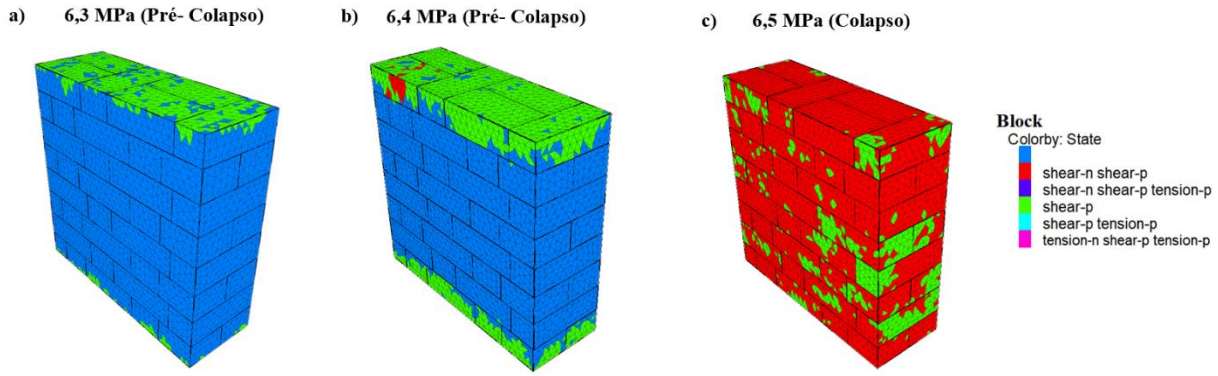
Relativamente à rotura das unidades de alvenaria experimentalmente, ocorre igualmente devido à elevada compressão axial, como está descrito na Fig. 15 e). Porém numericamente a sua representação é ligeiramente diferente. Na Fig. 74 está ilustrado a evolução dos mecanismos de rotura nas *wallettes* durante a fase estável dos modelos até à rotura dos mesmos. Os indicadores do estado de plasticidade são os seguintes: azul-escuro - zonas sem rotura da *wallette* e as restantes cores são diferentes modos de rotura por corte (shear), tração (tension) ou combinação das duas anteriores (n- está em cedência; p- ultrapassou cedência).

A *wallette* encontra-se um estado praticamente sem roturas até aos 6,3 MPa, à exceção de poucas juntas verticais e as superfícies em contacto com os suportes de ensaio, que estão em rotura por tensão e rotura por corte respetivamente.

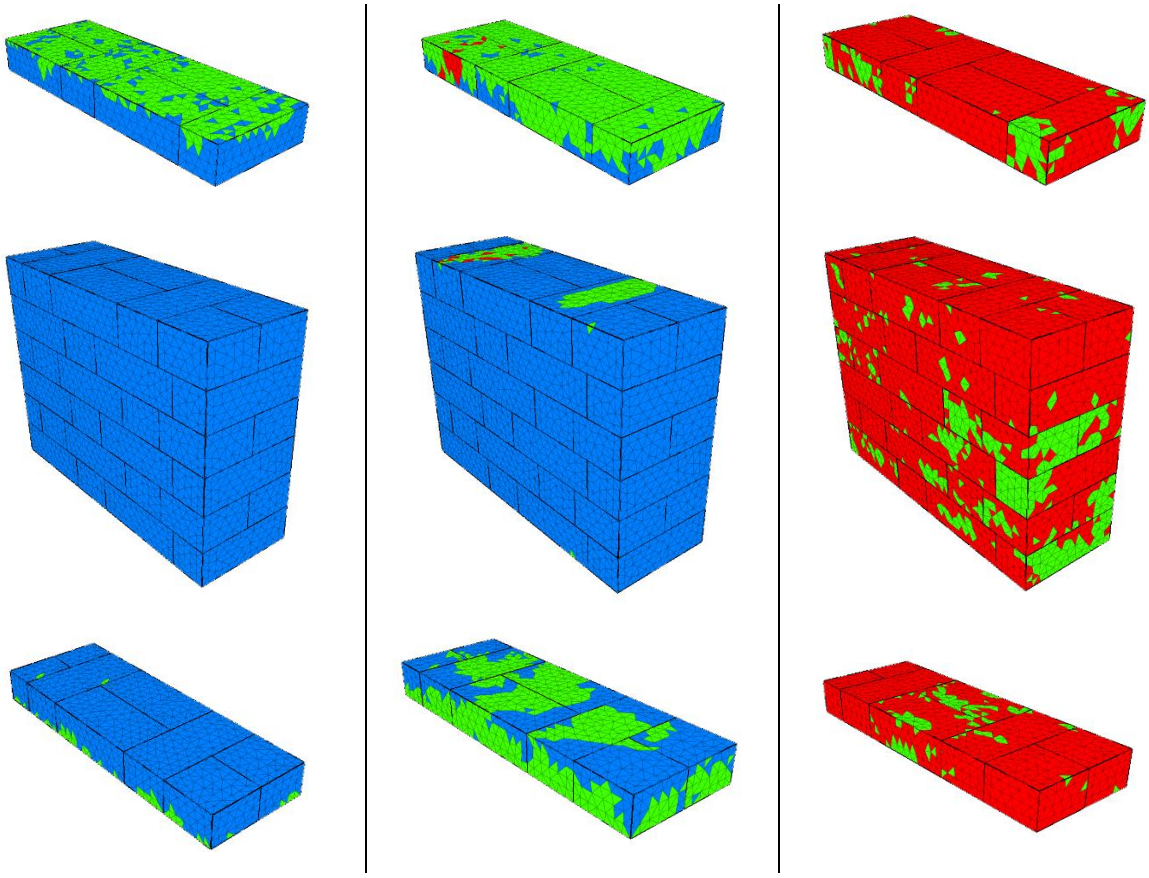
Ainda antes do colapso, com um incremento de 0,1 MPa, todos os tijolos das fiadas das extremidades ficam totalmente em colapso até chegar à primeira junta horizontal e ainda afeta a 2ª e 7ª fiada.

O incremento de 0,1 MPa seguinte, toda a *wallette* entre em regime de plasticidade maioritariamente por tijolos com a sua resistência de corte ultrapassada e algumas zonas em regime de cedência.

De forma geral, este modelo computacional ao nível dos mecanismos de colapso é satisfatório, porém devido ao tipo de abordagem numérica utilizada fica algo limitado ao nível de representação de rotura dos tijolos deixando a tarefa de interpretação dos resultados visuais bastante mais complicada. No entanto, as principais características de colapso de um ensaio experimental de uma *wallette* de alvenaria (fissuração das juntas verticais e descamação das duas folhas de alvenaria) são observados e comprovados tanto experimentalmente como numericamente, cumprindo o objetivo da modelação.



- Evolução do estado de integridade total da *wallette* M0M9_3



- Estado de integridade das fiadas da *wallette* M0M9_3 durante a evolução de tensão (1ª, 6 centrais e 8ª)

Fig. 74 - Estado de integridade para tensões anteriores e posteriores à rotura na M0M9 numérica

5
Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1. CONCLUSÕES

Foi elaborado um estudo de modelação numérica dos ensaios experimentais de caracterização mecânica até rotura de paredes de alvenaria de baixa resistência de ligação com recurso à ferramenta 3DEC 5.2 de análise numérica avançada não-linear, que permitiu avaliar a adequabilidade da abordagem DEM neste tipo de elementos estruturais. As paredes estudadas são compostas por uma alvenaria de baixa resistência de ligação mais especificamente de aparelho flamengo. Devido à complexidade do aparelho tornou-se essencial a representação fidedigna dos elementos estruturais, em oposição a alvenarias de folha única onde se pode optar por uma simplificação geométrica para uma análise 2D e consequentemente uma modelação computacionalmente mais leve que permite uma gestão otimizada de recursos na calibração dos parâmetros dos materiais.

Foram modelados os ensaios experimentais de corte, compressão axial e compressão diagonal (Marques, 2020). Foi desenvolvido um primeiro modelo numérico para cada ensaio, utilizando as propriedades médias dos materiais, sendo posteriormente, iniciado um processo iterativo de calibração dos parâmetros dos materiais que foi finalizado quando se alcançaram os requisitos pretendidos para os três modelos numéricos.

O ensaio de corte, formado por um conjunto de tijolos composto por três unidades de alvenaria alinhados com o mesmo sentido e separadas por duas juntas de argamassa. O carregamento é aplicado na unidade central do provete em que os resultados destes ensaios determinam a coesão e o ângulo de atrito das juntas horizontais. Devido à heterogeneidade dos provetes ensaiados, tanto em termos de alvenaria como de argamassa de ligação, o valor da coesão experimental poderá ter uma variabilidade muito grande, assim foi desenvolvido um modelo numérico para ajustar a coesão numérica aos resultados experimentais. No modelo numérico foi adotado o ângulo de atrito experimental, tendo-se ajustado o valor da coesão para se obter os resultados experimentais em termos de força de rotura e deslocamentos. Depois de determinado o valor numérico de coesão da junta foram criados dois modelos, o de pequena escala e o de grande escala de forma a perceber o impacto das restantes propriedades mecânicas no comportamento do provete. As principais conclusões a retirar da modelação deste ensaio são as seguintes:

- A nível de carga de rotura, os resultados de ambos são satisfatórios com destaque para os de pequena escala que diferem residualmente dos resultados experimentais do ensaio de corte.
- Abordagem DEM é uma opção ideal para este tipo de ensaio devido à natureza da rotura das juntas que se verifica bastante compatível. Confere ainda toda a não-linearidade do comportamento mecânico requerida com baixo tempo de computação e elevada eficiência de esforço computacional.

O ensaio de compressão diagonal é efetuado numa *wallette* de 704 mm x 245 mm x 684 mm (largura x espessura x altura) com aplicação de carga crescente num canto superior e direcionado para o canto inferior oposto e no plano. Foram calibradas as propriedades mecânicas das juntas de argamassa na sua

transição de ensaios de escala pequena para ensaios de escala grande, permitindo retirar as seguintes conclusões:

- O *jCoh* e *jFric* (coesão e ângulo de atrito) são as principais propriedades na definição da carga máxima e comportamento da wallette depois da 1ª fratura.
- Relativamente a deslocamentos, os principais contribuidores foram jK_n, jK_s e E_{tij} (rigidez normal e tangencial da junta e módulo de elasticidade).
- Normalmente na literatura, no uso do DEM, a influência do E_{tij} é rapidamente descartada devido à consideração dos blocos como elementos rígidos. Porém, neste caso, como os blocos são deformáveis, o que permite o incremento da deformação dos tijolos aos deslocamentos desenvolvidos nas *wallettes*.
- Devido ao colapso ser essencialmente devido ao comportamento das juntas, é mais direta a recolha de informações, o tempo de computação mais satisfatório tal como para o ensaio de corte. Reforçando a conclusão de que, de facto, a abordagem DEM tem melhor desempenho para estes casos.

Relativamente ao ensaio de compressão axial, composto por uma *wallette* de 704 mm x 245 mm x 684 mm (largura x espessura x altura) de carregamento uniaxial perpendicular às juntas horizontais e no plano, as principais conclusões são as seguintes:

- Abordagem DEM comprovou-se pouco adequada para a representação dos mecanismos de colapso deste ensaio, devido à forma de colapso das wallettes sob este tipo de carregamento onde predomina a fragmentação e rotura de tijolo.
- A rotura experimental é incompatível com abordagem que é idealizada por rotura nas juntas, desta forma, os resultados numéricos são de interpretação mais complexa e menos intuitiva, para além de que o tempo de computação necessário para se obter resultados de colapso é substancialmente mais elevado do que nos ensaios de compressão diagonal.

Depois de obter os resultados dos ensaios experimentais modelados, constata-se que todos modelos numéricos criados são capazes de simular os resultados experimentais. Mediante os resultados obtidos, confirma-se a adequabilidade da abordagem DEM, mesmo para o ensaio de compressão axial. Os resultados da compressão axial não estão qualitativamente equiparados aos outros ensaios, visto que neste ensaio a rotura é condicionada pelo tijolo, logo dever-se-ia ter adotado um modelo de comportamento do material mais complexo, não tendo sido possível a sua aplicação durante a duração deste estudo. Face à consistência variável da qualidade da abordagem consoante os ensaios que se modelaram, cabe ao modelador avaliar *a priori* o contexto do seu caso de estudo, o que pretende obter como resultados e qual abordagem se adequará melhor.

5.2. TRABALHOS FUTUROS

Para seguimento do trabalho efetuado a proposta passaria por complementar a modelação numérica dos ensaios até à rotura com o comportamento mecânico pós-rotura com o intuito de alcançar um modelo numérico mais robusto. Esta abordagem necessita da consideração de outro tipo de modelo de comportamento em que tem de ser definidos os valores residuais dos parâmetros após a rotura, nomeadamente, a coesão, ângulo de atrito e resistência à tração. Estes valores por vezes são de difícil caracterização experimental, mas seria muito útil desenvolver os modelos numéricos com esta abordagem.

Apesar do DEM requerer poucos parâmetros de entrada para realizar uma modelação rigorosa, propriedades como a dilatância seriam bastantes importantes para completar o comportamento mecânico da *wallette* e *triplet*.

Realizar estudo do comportamento do ensaio de compressão axial com diferentes modelos de comportamento com a correta representação da sua rotura.

Como neste estudo foi apenas abordado a temática do comportamento mecânico no plano, a continuação do estudo alargando aos ensaios experimentais de flexão para fora do plano também baseados no trabalho de Marques (2020), seria um desenvolvimento importante.

Criar uma sub-rotina FISH capaz de registar as histórias dos deslocamentos a cada passo de tempo para analisar as evolução carga-deslocamento em todos os modelos numéricos para ter uma evolução mais ajustada à realidade.

O sistema de amortecimento utilizado para este estudo foi o automático (*adaptative global damping*), que é o modo de amortecimento padrão no 3DEC. No entanto, seria valiosa uma abordagem com amortecimento local (*local damping*) para avaliar o seu impacto no mecanismo de colapso e comparar com os resultados do amortecimento automático. Este modo de análise é o mais indicado para análise que envolvam um colapso progressivo, sendo útil para o presente caso de estudo (Itasca, 2016b).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, *151*, 349-365. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021

Abrams, D. P., Angel, R., & Uzarski, J. (1996). Out-of-plane strength of unreinforced masonry infill panels. *Earthquake spectra*, *12*(4), 825-844.

Addessi, D., Marfia, S., Sacco, E., & Toti, J. (2014). Modeling approaches for masonry structures. *The Open Civil Engineering Journal*, *8*(1).

Addessi, D., Mastrandrea, A., & Sacco, E. (2014). An equilibrated macro-element for nonlinear analysis of masonry structures. *Engineering Structures*, *70*, 82-93. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.03.034

Addessi, D., & Sacco, E. (2012). A multi-scale enriched model for the analysis of masonry panels. *International Journal of Solids and Structures*, *49*(6), 865-880. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2011.12.004

Andreaus, U. (1996). Failure Criteria for masonry panels under in-plane loading. *Journal of structural engineering*, *122*, 37-46. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:1(37)

Angelillo, M. (2014). *Mechanics of Masonry Structures*. Springer.

Angelillo, M. (2015). Static analysis of a Guastavino helical stair as a layered masonry shell. *Composite Structures*, *119*, 298-304.

Angelillo, M., Lourenço, P. B., & Milani, G. (2014). Masonry behaviour and modelling. In (pp. 1-26). Springer Vienna.

Appleton, J., Appleton, V., Sousa Dias, J., & Lima Mayer, F. (2013). *Diagnóstico Estrutural e Construtivo de um conjunto de edifícios na Avenida Duque de Loulé, n.º 86, n.º 90 e n.º 94.* L. Relatório prévio P697-A2P-ESD-00-001-0; A2P Consult Estudos e Projectos.

Appleton, V., Sousa Dias, J., Almeida, I. A., & Appleton, J. (2016). *Reabilitação do conjunto de edifícios na Avenida Duque de Loulé, n. 86, n.º 90 e n.º 94 em Lisboa.* Encontro Nacional de Betão Estrutural – BE2016, Faculdade de Ciências e Tecnologia; Universidade de Coimbra; Coimbra.

Artioli, G., Secco, M., & Addis, A. (2019). The Vitruvian legacy: Mortars and binders before and after the Roman world. *The contribution of mineralogy to cultural heritage*.

ASTM. (2003). *Standard Practice for Selection, Removal and Shipment of Manufactured Masonry Units Placed in Usage.* C1420-03a; . In. West Conshohocken, Pennsylvania; USA: American Society for Testing and Materials International.

ASTM. (2010). *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.* E0519-E0519M-20;. In. West Conshohocken, Pennsylvania; USA: American Society for Testing and Materials International.

Atkinson, R. H., Amadei, B. P., Saeb, S., & Sture, S. (1989). Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear. *Journal of structural engineering*, *115*, 2276-2296. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2276)

Baraldi, D., & Cecchi, A. (2017). A full 3D rigid block model for the collapse behaviour of masonry walls. *European Journal of Mechanics - A/Solids*, *64*, 11-28. https://doi.org/10.1016/j.euromechsol.2017.01.012

Belmouden, Y., & Lestuzzi, P. (2009). An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings. *Construction and Building Materials, 23*(1), 40-53. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.023

Benedetti, A., & Tarozzi, M. (2022). Compressive strength of heterogeneous masonry walls containing blends of brick types. *Materials and Structures, 55*(2). https://doi.org/10.1617/s11527-022-01912-0

Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., & Vitaliani, R. (2002). An orthotropic damage model for masonry structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering, 55*(2), 127-157. https://doi.org/10.1002/nme.495

Blezard, R. G. (1998). The History of Calcareous Cements. In P. C. Hewlett (Ed.), *Lea's Chemistry of Cement and Concrete (Fourth Edition)* (pp. 1-23). Butterworth-Heinemann.

Block, P., Ciblac, T., & Ochsendorf, J. (2006). Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings. *Computers & structures, 84*(29-30), 1841-1852. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.002

Block, P., & Lachauer, L. (2014a). Three-dimensional (3D) equilibrium analysis of gothic masonry vaults. *International Journal of Architectural Heritage, 8*(3), 312-335. https://doi.org/10.1080/15583058.2013.826301

Block, P., & Lachauer, L. (2014b). Three-dimensional funicular analysis of masonry vaults. *Mechanics Research Communications, 56*, 53-60. https://doi.org/j.mechrescom.2013.11.010

Block, P., & Ochsendorf, J. (2007). Thrust network analysis: a new methodology for three-dimensional equilibrium. *Journal of the International Association for shell and spatial structures, 48*(3), 167-173.

Borri, A., Corradi, M., & De Maria, A. (2020). The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. *Heritage, 3*(4), 1162-1198. https://doi.org/10.3390/heritage3040065

Brasile, S., Casciaro, R., & Formica, G. (2007). Multilevel approach for brick masonry walls–Part II: On the use of equivalent continua. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 196*(49-52), 4801-4810. https://doi.org/10.1016/j.cma.2007.06.020

Bui, T.-T., Limam, A., & Sarhosis, V. (2021). Failure analysis of masonry wall panels subjected to in-plane and out-of-plane loading using the discrete element method. *European Journal of Environmental and Civil Engineering, 25*(5), 876-892. https://doi.org/10.1080/19648189.2018.1552897

Bui, T. T., & Limam, A. (2012). Masonry Walls under Membrane or Bending Loading Cases: Experiments and Discrete Element Analysis. https://doi.org/10.4203/ccp.99.119

Çaktı, E., Saygılı, Ö., Lemos, J. V., & Oliveira, C. S. (2016). Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation. *Engineering Structures, 126*, 224-236. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.044

Calderini, C., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2009). In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake engineering & structural dynamics, 38*(2), 243-267. https://doi.org/10.1002/eqe.860

Campbell, J. W. P. (2005). *História Universal do Tijolo*. Casal de Cambra: Caleidoscópio.

CEN. (2011). *Methods of test for masonry units - Part 16: Determination of dimensions*. EN 772-16. In. Brussels; Belgium: European Committee for Standardization;.

Chiozzi, A., Grillanda, N., Milani, G., & Tralli, A. (2018). UB-ALMANAC: An adaptive limit analysis NURBS-based program for the automatic assessment of partial failure

mechanisms in masonry churches. *Engineering Failure Analysis*, *85*, 201-220. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.11.013

Chiozzi, A., Milani, G., Grillanda, N., & Tralli, A. (2018). A fast and general upper-bound limit analysis approach for out-of-plane loaded masonry walls. *Meccanica*, *53*(7), 1875-1898. https://doi.org/10.1007/s11012-017-0637-x

Chisari, C., Macorini, L., Amadio, C., & Izzuddin, B. A. (2018). Identification of mesoscale model parameters for brick-masonry. *International Journal of Solids and Structures*, *146*, 224-240. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2018.04.003

CidadaniaLX. (2007). Retrieved 23/06/2023 from http://cidadanialx.blogspot.com/2007/12/sos-avenida-duque-de-loul-propsito-da.html

ClassicistORG. (2021). *Historic Brickwork: A Design Resource, with Calder Loth. https://www.youtube.com/watch?v=NUzObliy7qM&t=3445s (4/7/2023)*.

Como, M. (2013). Masonry Strength and Deformability. In (pp. 1-49). Springer Berlin Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-30132-2_1

Cundall, P. A. (1971). *A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proc. of the symposium of the International Society of Rock Mechanics, Volume 1*, Paper number II-8.

Cundall, P. A. (1987). *"Distinct element models of rock and soil structure", . Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics (Ed. E.T. Brown), George Allen & Unwin*, Chapter 4, pp. 129-163.

Cundall, P. A. (1988). *Formulation of a three-dimensional distinct element model—Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. , 25*(3), 107-116.

Cundall, P. A., & Hart, R. D. (1992). Numerical modelling of discontinua. *Engineering computations, Volume 9 (2)*, 101-113.

D'Altri, A. M., De Miranda, S., Castellazzi, G., & Sarhosis, V. (2018). A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. *Computers & Structures*, *206*, 18-30. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2018.06.007

D'Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & de Miranda, S. (2019). *A review of numerical models for masonry structures*. In *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* (pp. 3-53). https://doi.org/10.1016/b978-0-08-102439-3.00001-4

D'Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & De Miranda, S. (2020). Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification. *Archives of Computational Methods in Engineering*, *27*(4), 1153-1185. https://doi.org/10.1007/s11831-019-09351-x

Dialer, C. P. (1993). *Masonry and rock mechanics - an interdisciplinary look at two related materials*. Proceedings of the 6th North American Masonry Conference, Drexel University, Philadelphia.

Dialer, C. P. (2002). Typical masonry failures and repairs: a German Engineer's view. *Progress in Structural Engineering and Materials*, *4*(3), 332-339. https://doi.org/10.1002/pse.125

Ferretti, F., Mazzotti, C., Esposito, R., & Rots, J. (2018). Shear-sliding behavior of masonry: Numerical micro-modeling of triplet tests. In G. Meschke, B. Pichler, & J. G. Rots (Eds.), *Computational Modelling of Concrete Structures: Proceedings of the*

Conference on Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures (pp. 941-952). CRC Press.

Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications. *Earthquake engineering & structural dynamics*, *26*(4), 423-439.

Gambarotta, L., & Lagomarsino, S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications. *Earthquake engineering & structural dynamics*, *26*(4), 441-462.

Ghiassi, B., Vermelfoort, A. T., & Lourenço, P. B. (2019). Masonry mechanical properties. In *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* (pp. 239-261). https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00007-5

Giamundo, V., Sarhosis, V., Lignola, G. P., Sheng, Y., & Manfredi, G. (2014). Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structures. *Engineering Structures*, *73*, 160-169. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.007

Gomes, P. S. (2013). *Modelação de estruturas de alvenaria por intermédio do método dos elementos discretos: Estudos de Calibração.* [Dissertação de Mestrado, IST].

González Del Solar, G., Domizio, M., Martín, P., & Maldonado, N. (2022). Modeling of Structural Masonry. In. IntechOpen. https://doi.org/10.5772/intechopen.108155

Google.(n.d.). (2023). https://earth.google.com/web/@38.72733591,-9.14621745,57.74665095a,0d,90y,288.12764489h,85.48521768t,0r/data=IhoKFlR1bER0c0R1YmRqNmdSLV9BWVo5eVEQAg

Hendry, A. W. (1998). *Structural masonry* (Vol. 2nd ed). MacMillan Press.

Herzog, T., Krippner, R., & Lang, W. (2004). *Facade construction manual*. Birkhäuser.

Hilsdorf, H. K. (1969). *"An investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression"*. In F. B. Johnson (Ed.), *Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products* (pp. 34-41). Gulf Publishing Company.

IPQ. (2002a). *Método de ensaio de blocos para alvenaria Parte 1:Determinação da resistência à compressão.* NP EN 772-1;. In. Caparica; Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

IPQ. (2002b). *Método de ensaio para alvenaria Parte 1: Determinação da resistência à compressão.* NP EN 1052-1;. In. Caparica; Lisboa: Instituto Português da Qualidade;.

IPQ. (2005). *Método de ensaio para alvenaria Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte.* NP EN 1052-3;. In. Caparica; Lisboa.: Instituto Português da Qualidade;.

Itasca. (2016a). *3DEC - Constitutive Models*. In (Version 5.20) Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis: Itasca.

Itasca. (2016b). *3DEC - Theory and Background*. In (Version 5.20) Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis: Itasca.

Itasca. (2016c). *3DEC - Three Dimensional Distinct Element Code,*. In (Version 5.20) Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis: Itasca.

Kassotakis, N., & Sarhosis, V. (2021). Employing non-contact sensing techniques for improving efficiency and automation in numerical modelling of existing masonry structures: A critical literature review. *Structures*, *32*, 1777-1797. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.03.111

Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: an equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, *56*, 1787-1799. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.002

Lemos, J. V. (1998). Discrete element modelling of the seismic behaviour of stone masonry arches. *Computer methods in structural masonry*, *4*, 220-227.

Lemos, J. V. (2007). Discrete Element Modeling of Masonry Structures. *International Journal of Architectural Heritage*, *1*(2), 190-213. https://doi.org/10.1080/15583050601176868

Lemos, J. V. (2017). Contact representation in rigid block models of masonry. *International Journal of Masonry Research and Innovation*, *2*(4), 321-334. https://doi.org/10.1504/IJMRI.2017.087445

Li, J., Stewart, M., & Masia, M. (2019). Probabilistic modeling of unreinforced masonry walls subjected to lateral out-of-plane loading. In B. Ghiassi & G. Milani (Eds.), *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* (pp. 91-140). Woodhead Publishing. https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00003-8

Liberatore, D., & Addessi, D. (2015). Strength domains and return algorithm for the lumped plasticity equivalent frame model of masonry structures. *Engineering Structures*, *91*, 167-181. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.030

Lourenço, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures* [Doctoral, TU Delft].

Lourenço, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, *4*(3), 301-319. https://doi.org/10.1002/pse.120

Lourenço, P. B., & Rots, J. G. (1997). Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of engineering mechanics*, *123*(7), 660-668. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660)

Marmo, F., & Rosati, L. (2017). Reformulation and extension of the thrust network analysis. *Computers & structures*, *182*, 104-118. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2016.11.016

Marques, A. (2020). *Reabilitação de edifícios antigos: redução da vulnerabilidade sísmica através do reforço de paredes.* [Dissertação de Doutoramento, IST].

Marques, A., Candeias, P. X., Ferreira, J. G., Santos Silva, A., & Veiga, M. R. (2019). *Paredes resistentes de alvenaria de tijolo reforçadas com revestimentos armados. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE); número 10 da série III; ISSN: 2183-8488*.

Marques, A., Candeias, P. X., Ferreira, J. G., & Veiga, M. R. (2016). *Caracterização de paredes resistentes de alvenaria antiga.* Congreso Euro-Americano REHABEND 2016 "Patología de la Construcción, Tecnología de la Rehabilitación y Gestión del Patrimonio", Universidade de Burgos; Espanha.

Marques, A., Veiga, M. R., Candeias, P. X., & ferreira, J. G. (2017, 19 e 20 de outubro). *Lime mortars applied on masonry load-bearing walls.* 1º Simpósio Ibérico da Cal – A cal na arte e no património edificado; , Laboratório Hercules; Universidade de Évora;.

Marques, A. I., Morais, J., Morais, P., do Rosário Veiga, M., Santos, C., Candeias, P., & Ferreira, J. G. (2020). Modulus of elasticity of mortars: Static and dynamic analyses. *Construction and Building Materials*, *232*.

Massart, T., Peerlings, R., & Geers, M. (2007). An enhanced multi-scale approach for masonry wall computations with localization of damage. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, *69*(5), 1022-1059. https://doi.org/10.1002/nme.1799

Mesquita, D. (2007). *Viabilidade técnico-económica do tijolo face à vista em fachadas de edifícios em Portugal.* [Dissertação de Mestrado, IST].

Milani, G. (2008). 3D upper bound limit analysis of multi-leaf masonry walls. *International Journal of Mechanical Sciences*, *50*(4), 817-836. https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2007.11.003

Milani, G. (2011). Simple homogenization model for the non-linear analysis of in-plane loaded masonry walls. *Computers & structures*, *89*(17), 1586-1601. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.05.004

Milani, G., Lourenço, P., & Tralli, A. (2007). 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Engineering Structures*, *29*(11), 3134-3148. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.003

Milani, G., Zuccarello, F. A., Olivito, R. S., & Tralli, A. (2007). Heterogeneous upper-bound finite element limit analysis of masonry walls out-of-plane loaded. *Computational mechanics*, *40*(6), 911-931. https://doi.org/10.1007/s00466-006-0151-9

O'Dwyer, D. (1999). Funicular analysis of masonry vaults. *Computers & structures*, *73*(1-5), 187-197. https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00279-X

Oyguc, R., & Oyguc, E. (2017). 2011 Van Earthquakes: Lessons from Damaged Masonry Structures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, *31*(5). https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001057

Page, A. W. (1978). Finite element model for masonry. *Journal of the Structural Division*, *104*(8), 1267-1285. https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004969

Patcha, V., Stefanidou, M., Konopisi, S., & Papayianni, I. (2014). *Technological Evolution of Historic Structural Mortars*. *Journal of Civil Engineering and Architecture*, *8*(7), 846-854. https://doi.org/10.17265/1934-7359/2014.07.005

Pelà, L., Cervera, M., & Roca, P. (2013). An orthotropic damage model for the analysis of masonry structures. *Construction and Building Materials*, *41*, 957-967. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.014

Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Oller, S., Camata, G., & Spacone, E. (2016). Regularization of first order computational homogenization for multiscale analysis of masonry structures. *Computational mechanics*, *57*(2), 257-276. https://doi.org/10.1007/s00466-015-1230-6

Pfeifer, G., Ramcke, R., Achtziger, J., & Zilch, K. (2001). *Masonry Construction Manual*. Institut fur internationale Architektur-Dokumentation GmbH, Munich.

Portioli, F., Casapulla, C., Gilbert, M., & Cascini, L. (2014). Limit analysis of 3D masonry block structures with non-associative frictional joints using cone programming. *Computers & structures*, *143*, 108-121. https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.010

Pulatsu, B., Bretas, E. M., & Lourenco, P. B. (2016). Discrete element modeling of masonry structures: Validation and application. *Earthquakes and Structures*, *11*(4), 563-582. https://doi.org/10.12989/eas.2016.11.4.563

Pulatsu, B., Erdogmus, E., Lourenço, P. B., Lemos, J. V., & Tuncay, K. (2020). Simulation of the in-plane structural behavior of unreinforced masonry walls and buildings using DEM. *Structures*, *27*, 2274-2287. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.08.026

Raka, E., Spacone, E., Sepe, V., & Camata, G. (2015). Advanced frame element for seismic analysis of masonry structures: model formulation and validation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, *44*(14), 2489-2506. https://doi.org/10.1002/eqe.2594

Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pela', L. (2010). Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. *Archives of*

Computational Methods in Engineering, *17*(3), 299-325. https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1

Roca, P., Molins, C., & Marí, A. R. (2005). Strength capacity of masonry wall structures by the equivalent frame method. *Journal of structural engineering*, *131*(10), 1601-1610. https://doi.org/0.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1601)

Rots, J., Van der Pluijm, R., & Vermelfoort, A. T. (1997). *"Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules"*. AA Balkema. https://doi.org/10.1201/9781003077961

Sarangapani, G., Venkatarama Reddy, B., & Jagadish, K. (2005). Brick-mortar bond and masonry compressive strength. *Journal of materials in civil engineering*, *17*(2), 229-237. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:2(229)

Sarhosis, V., Lemos, J. V., & Bagi, K. (2019). Discrete element modeling. In B. Ghiassi & G. Milani (Eds.), *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures* (pp. 469-501). Woodhead Publishing. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00013-0

Sarhosis, V., & Sheng, Y. (2014). Identification of material parameters for low bond strength masonry. *Engineering Structures*, *60*, 100-110. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.12.013

Schlegel, R., & Rautenstrauch, K. (2004). *Failure analysis of masonry shear walls*. Taylor and Francis Group.

Segura, J., Pelà, L., Saloustros, S., & Roca, P. (2021). Experimental and numerical insights on the diagonal compression test for the shear characterisation of masonry. *Construction and Building Materials*, *287*, 122964. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122964

Serpieri, R., Albarella, M., & Sacco, E. (2017). A 3D microstructured cohesive–frictional interface model and its rational calibration for the analysis of masonry panels. *International Journal of Solids and Structures*, *122-123*, 110-127. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2017.06.006

Simões, A. (1966). *O tijolo, velho e sempre novo material de construção*. Lisboa: LNEC (Memória).

Sousa, H. d., Sousa, R., Silva, F. M. d., & Sousa, F. (2016). *Fachadas de edifícios*. LIDEL, Lisboa.

Teixeira, M. C. (1992). *"As estratégias de habitação em Portugal, 1880-1940. Análise Social"* (Vol. XXVII (115) pp. 65-89).

Van der Pluijm, R. (1999). *Out-of-plane bending of masonry: behaviour and strength.* Phd Thesis 1 (Research TU/e /Graduation TU/e), Built Environment. Technische Universiteit Eindhoven.

Vitrúvio. (2009). *Vitrúvio tratado de arquitectura* (Vol. 3ª ed). IST Press.

Vitti, P. (2021). Mortars and masonry—structural lime and gypsum mortars in Antiquity and Middle Ages. *Archaeological and Anthropological Sciences*, *13*(10), 164. https://doi.org/10.1007/s12520-021-01408-y

Walker, C. B. F. (1987). *Cuneiform*. Univ of California Press, Los Angeles, California, USA.

Wright, G. R. H. (2005). *Ancient Building Technology: Materials: pt. 1. Text* (Vol. 2). Brill, Leiden, Boston.