



2.º ENCONTRO NACIONAL SOBRE QUALIDADE E INOVAÇÃO NA CONSTRUÇÃO

QIC2016

Lisboa • LNEC • 21 a 23 de novembro de 2016

MODELAÇÃO FÍSICA E NUMÉRICA DE NEMBOS DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA DE PEDRA IRREGULAR **PROJETO EPICIDADE**

Rita Moura

*Investigação | Desenvolvimento | Inovação, Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A.,
rd@teixeiraduarte.pt*

A. Campos Costa

*Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LNEC, Lisboa, alf@lnec.pt*

Paulo B. Lourenço

*Professor Catedrático, ISISE, Departamento de Engenharia Civil
da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, pbl@civil.uminho.pt*

Resumo

No âmbito do projeto de investigação e desenvolvimento tecnológico financiado pelo QREN - EPICIDADE, foi desenvolvida e aplicada uma técnica de reforço de nembos de edifícios em alvenaria de pedra calcária através da injeção de caldas cuja composição e ensaios preliminares tinham sido já realizadas no âmbito de um projeto anterior. Genericamente, uma das atividades do EPICIDADE consistiu na avaliação dos acréscimos de resiliência sísmica desta tipologia de edifícios por aplicação destas técnicas de reforço, cuja aplicação a casos reais não compromettesse a arquitetura original dos edifícios em causa.

A eficácia das soluções de reforço adotadas foi avaliada através de um vasto programa de ensaios à rotura de modelos físicos de nembos em alvenaria de pedra, a uma escala próxima da real, sujeitos a ensaios monotónicos e cíclicos, com recurso à mesa sísmica do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e a uma das três paredes de reação que a circundam.

O programa experimental decorreu em duas fases. A primeira fase teve por objetivo caracterizar o comportamento, sob carga monotónica e cíclica, de troços de parede representativos de nembos de alvenaria de pedra calcária irregular construídas com dois traços de argamassa com dosagens (cal/areia) que conferissem um limite inferior e superior de resistências mínima (1:4) e máxima (1:1), respetivamente. A segunda fase de ensaios teve então por objetivo a avaliação do reforço sísmico dos nembos de dosagem mínima através da injeção das caldas especiais, verificando se a técnica desenvolvida de reforço alcançava as resistências dos nembos de maior resistência ensaiados na primeira fase. Para isso foram desmontados e reconstruídos dois modelos com argamassas de traço 1:4.

A presente comunicação refere-se apenas à primeira fase de ensaios em que se ensaiou quatro modelos apresentando-se de forma concisa a descrição dos modelos e procedimentos de ensaio adotados e se analisa os resultados obtidos. Adicionalmente, ainda no âmbito de outra atividade do EPICIDADE, os resultados experimentais desta fase de ensaios foram simulados recorrendo ao ajuste paramétrico de modelos numéricos desenvolvidos pelos investigadores do ISISE da Universidade do Minho (UM) e que aqui também se apresentam de forma sumária.

Tendo em conta o elevado número de edifícios em alvenaria de pedra localizados em zonas de elevado risco sísmico, incluindo boa parte do património histórico, principalmente o europeu, os resultados do projeto constituem uma inovação a nível nacional podendo também encontrar grande procura em outras regiões sujeitas a sismos. O projeto EPICIDADE foi promovido pela Teixeira Duarte e contou com a participação do LNEC e da Universidade do Minho e com a colaboração do Instituto Superior Técnico e da Universidade de Génova.

Palavras-chave: Edifícios em alvenaria de pedra; ensaios cíclicos.

Ensaio monótonicos e cíclicos de nembos de alvenaria de pedra

Descrição dos provetes e configuração do dispositivo de ensaio

No âmbito do projeto EPICIDADE foi desenvolvido no LNEC um programa experimental de ensaios no plano de modelos de paredes em alvenaria de pedra calcária não aparelhada representativas de nembos de edifícios “gaioleiros”. A Figura 1 exibe um dos modelos em que um pano de alvenaria de teste central com dimensões de 2700x1700x450mm (A na Figura 1b) correspondendo aproximadamente a um troço entre pisos de um nembro de um edifício à escala real.

Para garantir uma boa ligação e uma transmissão de esforços eficiente no topo e na base dos provetes foram construídos vigas de lintel e de fundação, no topo (B na Figura 1b) e na base (C na Figura 1b) do nembro respectivamente. Nessas duas zonas de transição foram utilizadas argamassas mais enriquecidas de cal e cimento de forma a evitar roturas prematuras naqueles dois elementos dos provetes.

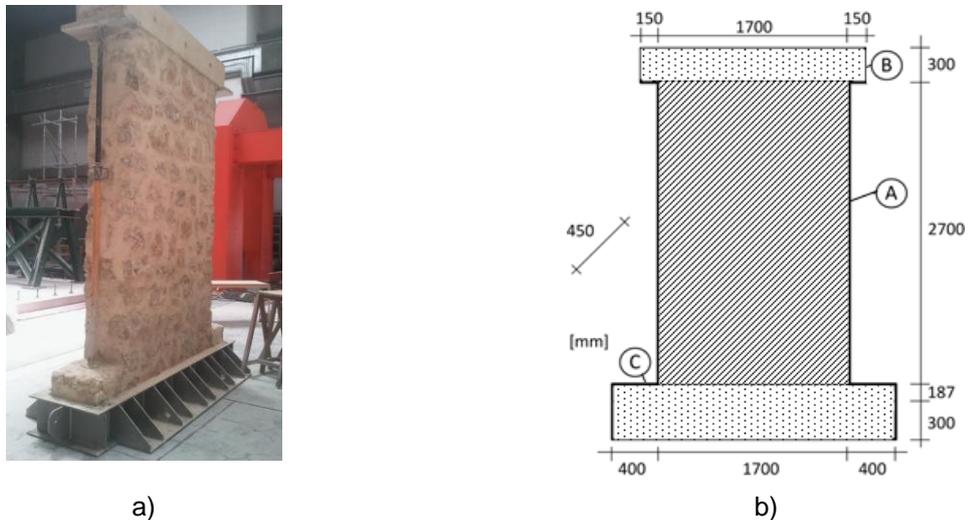


Figura 1: Vista de um provete de ensaio de nembos em alvenaria de pedra calcária (a) geometria e dimensões dos provetes (b)

Numa primeira fase de ensaios do projeto EPICIDADE foram conduzidos dois ensaios monotónicos e dois ensaios cíclicos sobre quatro provetes, com as dimensões idênticas às exibidas na Figura 1 e com características genéricas mais relevantes transcritas no Quadro 1.

Numa segunda fase de ensaios daquele projeto os provetes menos resistentes, 1 e 2, foram desmontados e reconstruídos tendo as pedras de ambas as folhas exteriores sido para o efeito numeradas previamente o que facilitou uma reconstrução bastante aproximada dos provetes demolidos. Posteriormente, os novos provetes foram reforçados através da injeção de caldas cuja composição e ensaios preliminares tinham sido realizadas no âmbito de outro estudo experimental anterior ao projeto EPICIDADE.

Neste artigo referem-se apenas os resultados obtidos na primeira fase de ensaio tendo em consideração as simulações analíticas que foram realizadas posteriormente.

Conforme se observa no Quadro 1 dois modelos possuem argamassas com traços cal/areia de 1:4 enquanto nos outros dois modelos os traços são de 1:1. Estas argamassas foram mecanicamente caracterizadas e apresentaram uma resistência à compressão média de 0,8 MPa e 4,5 MPa, respectivamente. Considerou-se estes limites como valores verosímeis, inferior e superior respectivamente, da resistência à compressão das argamassas existentes na maioria das paredes de alvenaria de pedra calcária irregular de edifícios “gaioleiros” existentes em Portugal

Quadro 1: Ensaios realizados e características genéricas dos quatro provetes representativos de nembos em alvenaria de pedra calcária irregular.

Provete	Dosagem da Argamassa (cal/areia)	Secção transversal do Nembo (mxm)	Altura do útil Nembo (m)	Força Vertical (kN)	Tensão de Compressão (MPa)	Tipo de ensaio
Modelo 1	1:4	1,7x0,45	2,7	115	0,15	Monotónico
Modelo 2	1:4	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Cíclico
Modelo 3	1:1	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Monotónico
Modelo 4	1:1	1,7x0,45	2,7	153	0,20	Cíclico



Figura 2: Vista geral do dispositivo de ensaio utilizado para ensaios de carregamento no plano de provetes representativos de nembos de edifícios de alvenaria de pedra calcária irregular.

Nos ensaios utilizou-se a mesa sísmica LNEC-3D e a parede de reação Este do pavilhão Ferry Borges de ensaios sísmicos conforme se ilustra na Figura 2. Durante o decorrer dos ensaios o lintel superior dos provetes permanecia imobilizado relativamente à parede de reacção; as vigas de fundação mantinham os provetes rigidamente ligados à plataforma sísmica, enquanto esta era movimentada na direcção EW, ou WE, paralela ao plano do provete.

Para isso seguiu-se um procedimento que se ilustra na Figura 3: (1) fixaram-se as bases dos provetes à plataforma sísmica, aparafusando ao tampo da mesa as bases metálicas de cofragem da viga inferior dos provetes (F na Figura 3) e, (2), impediu-se o deslocamento dos lintéis superiores em relação à parede de reacção (D na figura 3) instalando uma barra rígida biarticulada nas extremidades (não representada mas entre os pontos E e E' na Figura 3) e de uma peça metálica em L rígida (B na Figura 2b) que se apoia no lintel de topo do provete. Num dos extremos, a rótula (H na Figura 2) foi conectada a uma estrutura metálica fixa à parede de reacção sendo, no outro extremo, outra rótula idêntica ligada à peça metálica em L

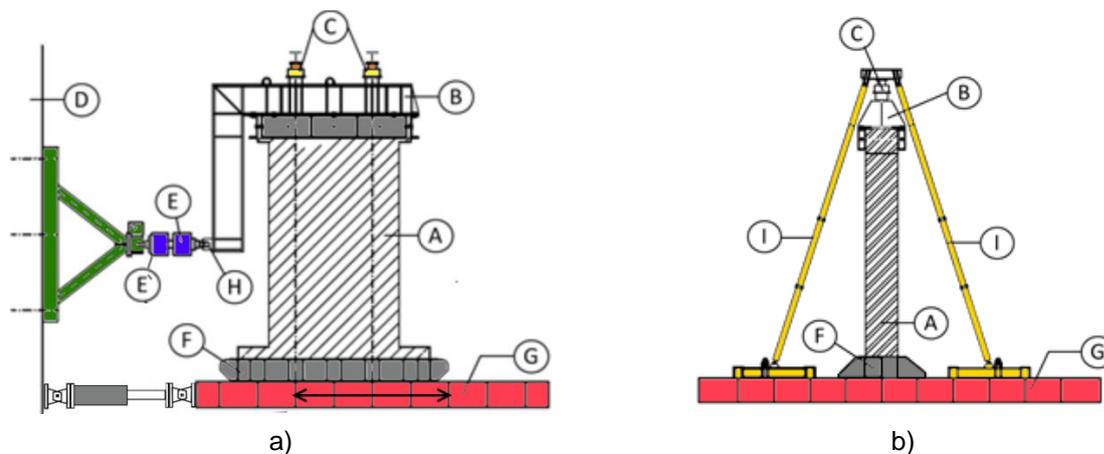


Figura 3: Esquema do dispositivo de teste de provetes de nembos para ensaios no plano sobre carga monotónica e cíclica; corte paralelo ao plano do nembro (a) corte perpendicular ao plano do nembro.

Adaptado de *Pereira e Lourenço, 2015*

O comprimento da perna vertical da peça em L assegurou que a reação horizontal fosse aplicada a $\frac{1}{2}$ altura do nembro. Reproduziu-se assim um sistema de esforços internos em que o ponto de inflexão no diagrama de momentos ao longo da altura do nembro se situava a $\frac{1}{2}$ altura da parede, procurando reproduzir uma situação de encastramento duplo do troço de nembro entre viga de fundação e o lintel. A deriva lateral no plano dos nembos foi imposta movendo a mesa sísmica na direção paralela aos panos das paredes, mantendo o deslocamento da mesa na direção perpendicular aos provetes sempre nulo.

De forma a evitar movimentos da biela de ligação à parede de reação para fora do plano quando sujeita a esforços de compressão utilizou-se uma estrutura de guiamento da mesma e que não se encontra representada nas figuras.

Nos ensaios monotónicos e cíclicos os provetes foram inicialmente sujeitos a um carregamento estático vertical até uma intensidade pré-determinada tendo em consideração as tensões médias a que estas paredes ficam na realidade sujeitas devida às cargas permanentes e sobrecargas que usualmente estão presentes neste tipo de edifícios. Este carregamento vertical foi materializado no dispositivo de ensaios através da introdução de dois macacos óleo-hidráulicos (C na Figura 3) controlados passivamente de modo a manterem pressão constante no decorrer dos ensaios; os cilindros destes macacos comprimem a face inferior na peça em L e os pistões produzem forças verticais ascendentes na viga curta que tracciona dois pares de tirantes. Estes foram por sua vez fixos à plataforma sísmica (elementos I na Figura 3)

Instrumentação dos modelos e controlo dos deslocamentos impostos

O plano de instrumentação dos modelos consistiu na monitorização de deslocamentos relativos horizontais e verticais e das forças horizontais impostas aos provetes. Um total de 4 transdutores óticos 2D, 6 LVDTs, 1 pressóstato e 2 células de carga foram empregues, totalizando 13 canais de aquisição.

Na Figura 4 mostra-se a disposição geral de toda a instrumentação utilizada durante os ensaios.

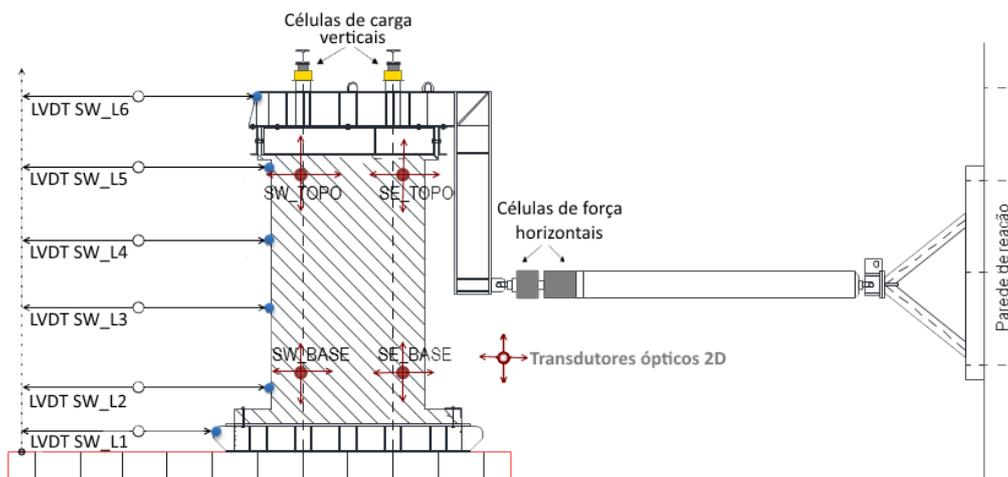


Figura 4: Plano de instrumentação dos provetes. Disposição dos transdutores de deslocamentos relativos (LVDTs e transdutores ópticos) e de avaliação de esforços internos (células de força horizontais e célula de pressão na linha dos atuadores verticais) para monitorização das deformações e esforços sofridos pelos nembos no plano.

A escolha dos pontos de medida dos deslocamentos dos nembos ensaiados visava não só identificar o andamento da deformada em altura da parede no seu plano ao longo do carregamento da parede, mas também, identificar a formação de possíveis mecanismos de rotura. O posicionamento simétrico em relação à cota de aplicação da força horizontal permite verificar, numa fase inicial do ensaio, até que ponto eram atingidas as condições de fronteiras cinemáticas pretendidas.

A imposição dos deslocamentos na base dos provetes, para ensaios monotónicos crescentes ou cíclicos, foi controlado através do *loop* interno de controlo das servo-válvulas (controlador PID) do atuador horizontal transversal fixo à parede de reacção Este da plataforma sísmica LNEC-3D. Procurou-se assim minimizar o erro de posição (diferença entre deslocamento alvo especificado e deslocamento atingido no transdutor interno do actuador) a uma taxa de 5 000 amostras/segundo o que, em termos práticos, se considera “tempo real” tendo em consideração as velocidades de imposição de movimentos relativamente baixas com que se efetuaram ambos tipos de ensaios.

Procurou-se minimizar todas as deformabilidades e/ou folgas existentes nos diferentes elementos que ligam o atuador à viga de fundação e, simultaneamente, o muro de reacção ao lintel de topo dos provetes de nembos ensaiados. Contudo, as folgas e deformabilidades que não foi possível eliminar fazem com que a deriva efetivamente imposta aos provetes não seja exatamente igual ao deslocamento imposto pelo atuador à mesa sísmica.

Análise dos resultados obtidos

Seguidamente apresentam-se, de forma resumida, os principais resultados obtidos durante os ensaios realizados com os quatro modelos apresentados no Quadro 1. Para cada um dos provetes foram obtidos os andamentos globais monotónicos e cíclicos da força horizontal aplicada, medida na célula de força (Figura 4), e em termos de deslocamento horizontal (sendo o deslocamento relativo da base da parede em relação ao do lintel de topo da parede). Estes deslocamentos relativos horizontais foram medidos com recurso a LVDTs colocados nos pontos de interesse (base e topo do modelo, LVDT_SW_L2 - LVDT_SW_L5, na Figura 4).

De forma melhor interpretar o comportamento dos modelos ensaiados julga-se oportuno apresentar os modos de rotura típicos deste tipo de nembos observados tanto em ensaios laboratoriais sobre paredes de alvenarias de pedra irregular, sujeitas a esforços no seu plano, como nos levantamentos de campo pós-sismo das situações de colapso iminente de edifícios em alvenaria de pedra irregular. Em (Pereira e Lourenço, 2015) são citados diversos autores, a nível nacional e internacional, e é apresentada uma discussão concisa dos mecanismos que se exibem na Figura 5.

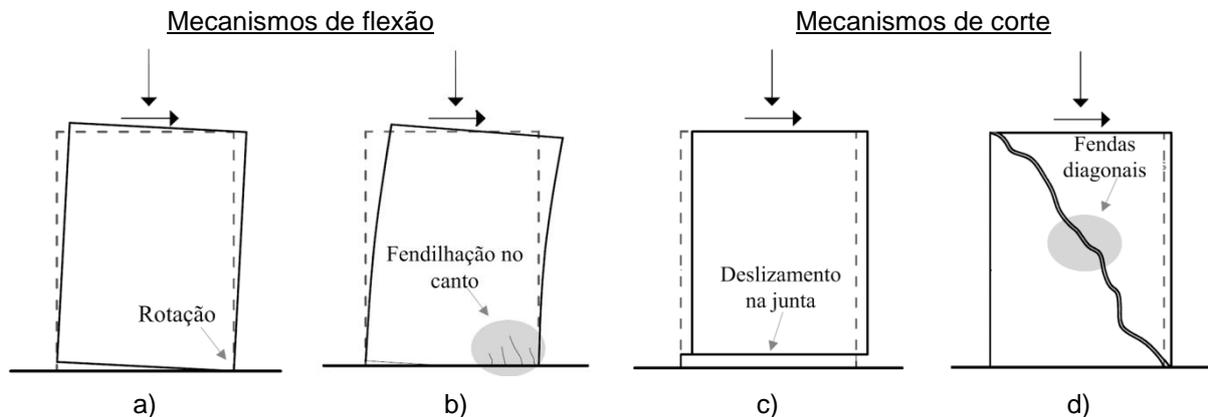


Figura 5: Mecanismos de colapso no plano de paredes de alvenaria: a) derrubamento da parede - *rocking*; b) esmagamento do canto inferior - *toe crushing*; c) deslizamento da junta da alvenaria - *sliding*; d) tracção diagonal - *diagonal tension*. Retirado de Pereira e Lourenço, 2015.

Análise de resultados para o Modelo 1

Este modelo, parede com argamassa de traço 1:4 (cal/areia), foi submetido a uma força de compressão vertical inicial de 115kN (0,15 MPa). Posteriormente foi sujeito a um carregamento horizontal até à rotura. Na Figura 6, apresentam-se uma vista do Modelo 1 no final do carregamento monotónico e a relação deslocamento relativo do nembro versus a força horizontal aplicada.

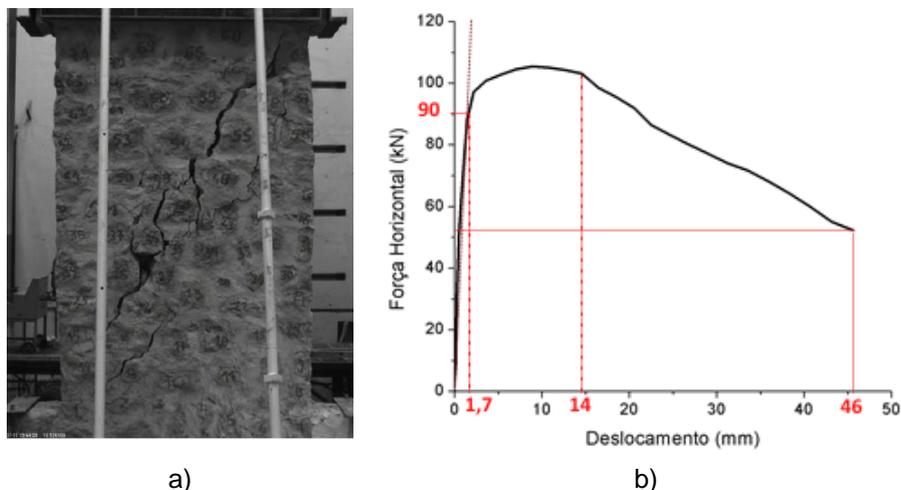


Figura 6: Comportamento do Modelo 1: a) vista do estado de danos no final do ensaio; b) diagrama força horizontal x deslocamento relativo no topo

Na Figura 6 é possível observar que a parede sofreu uma rotura por corte diagonal. Este modelo apresentou uma resistência ao corte de cerca de 105 kN, sendo o valor da força máxima registado para um deslocamento horizontal de 9 mm (Figura 6b). Saliente-se ainda que o comportamento é praticamente linear até se atingir um deslocamento relativo de 1,7 mm tendo a resistência começado claramente a cair quando se ultrapassou um deslocamento relativo de 14 mm. O valor máximo de deslocamento relativo atingido foi de 46 mm para uma situação claramente de colapso iminente quando a força corte caiu para um valor cerca de metade da força máxima (50 kN). Em termos de tensão de corte uniforme equivalente estima-se que foi atingida um valor de 0,15 MPa, valor que se afigura relativamente baixo parecendo ter sido condicionado pela argamassa de ligação que possui tensões de corte em torno deste valor.

Um cálculo simplificado da capacidade de carga deste tipo de paredes, com base em valores de referência da literatura, indica que a resistência ao corte é da ordem de 0,45 P, onde P é a carga vertical total. Esta partiu de um valor inicial de 115 kN, tendo sido observada uma variação de cerca de 65 kN (no pico da resposta). Este valor, adicionado do peso próprio, aproxima-se razoavelmente do obtido experimentalmente.

Em relação à capacidade de deformação, são indicados na literatura valores de deriva entre pisos de nembos em alvenaria, para o estado limite de controlo de danos numa rotura por corte de cerca de 0.4-0.5% valores que correspondem a deslocamentos horizontais relativos entre 10.8 -13.5 mm. O valor experimental de 14 mm observado, indicado como valor limite para o qual se inicia a perda de resistência, é praticamente igual ao limite superior referenciado. Já o valor da deriva, correspondente a um valor máximo de deslocamento relativo 46 mm, atinge um valor último de 1,7%.

Análise do comportamento do Modelo 2

O Modelo 2, parede com argamassa de traço 1:4 (cal/areia), atingiu na fase de inicial de carregamento vertical um valor de 152kN (0,20 MPa). Posteriormente foi sujeito a várias séries de deslocamento crescente, nomeadamente de 2, 5, 10, 20, 20, 20, 40 e 40 mm conforme se exemplifica na Figura 7.

Regra geral, foram três o número de ciclos aplicados em cada fase daqueles patamares. Exceptuam-se apenas os os três primeiros com amplitude máximas de 2mm e de 5mm, em que se realizou apenas um ciclo.

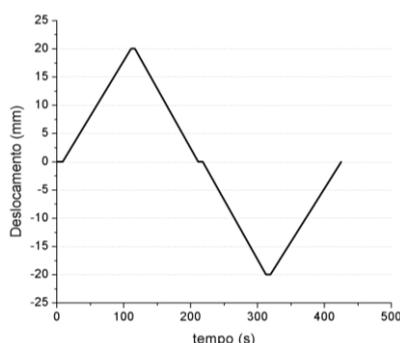


Figura 7 – Exemplo da evolução temporal dos deslocamentos impostos na base dos modelos.

Na Figura 8 é possível observar que este modelo sofreu dano elevado, até um estado de colapso iminente, exibindo duas claras roturas por corte diagonal, com fendas a desenvolverem-se em duas direcções, e em ambos os panos de alvenaria. Os padrões de fendilhação são relativamente independentes nos dois panos de parede, denotando um possível deficiente travamento perpendicular entre panos, comportando-se como uma associação em paralelo de estruturas sujeitas a uma imposição de deslocamentos iguais. Todavia, o padrão de deformação permanente exibido por ambas no final do ensaio denota que nenhum dos panos de parede instabilizou lateralmente. Tal indicia ter ocorrido uma repartição do carregamento vertical até ao estado limite último indicado.

A resposta cíclica em força horizontal e as envolventes para deslocamentos impostos, positivos e negativos (em valor absoluto), são apresentados na Figura 9b. A observação destas figuras permite concluir que a capacidade máxima de resistência ao corte deste modelo é de cerca de 96 kN, sendo o valor desta força registado para um deslocamento horizontal positivo imposto de 4,6 mm.

Observando os valores que se apresentam na Figura 9b e comparando com os que foram apresentados anteriormente para o Modelo 1, sujeito a carregamento monotónico, verifica-se que os valores máximos em deformação e força atingidos são claramente inferiores no Modelo 2. Tal facto pode ter ficado a dever-se ao aumento descontrolado da força vertical ocorrida no Modelo 1 que, conforme já referido, chegou a atingir os 180kN (115kN+65kN).



Figura 8 – Modelo 2: com dano elevado em ambas as faces do modelo.

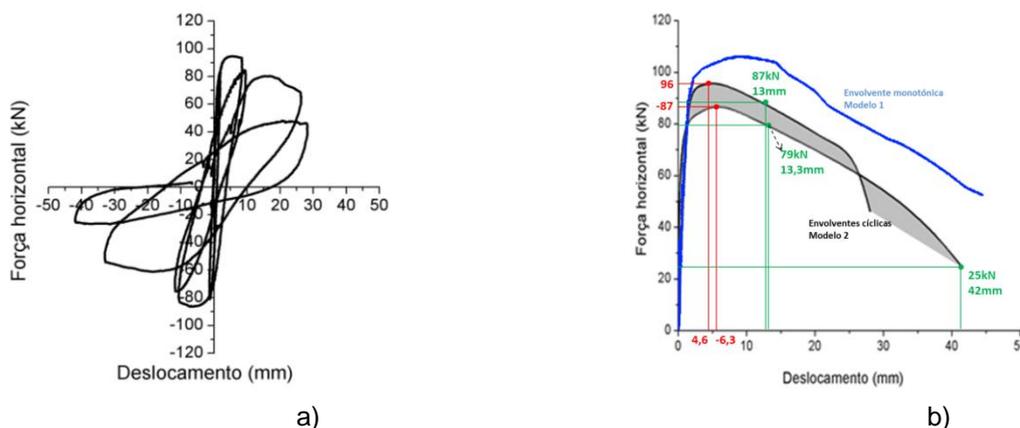


Figura 9 – Comportamento do Modelo 2: a) relações força horizontal x deslocamento para carregamento cíclico; b) respectivas envolventes (a preto) e envolvente Modelo 1.

Em relação à capacidade de deformação, o valor experimental observado de deslocamento relativo é aproximadamente de 13 mm (-13,3 mm) e corresponde a uma perda de resistência até um valor de 90% da resistência máxima indicada (87 kN e -79 kN), percentagem esta que usualmente se recomenda para obter a deformação última para comportamentos pouco dúcteis. Assim sendo, o valor da deriva atingida no Modelo 2 foi de aproximadamente 0,5%, valor semelhante ao valor obtido com carga monotónica. Todavia o valor de deriva máxima atingida com este modelo é inferior ao do Modelo 1 e corresponde a um valor de 1,5%.

Análise do comportamento do Modelo 3

O Modelo 3, nembro com argamassa de traço 1:1 (cal/areia), foi primeiramente sujeito a um carregamento vertical inicial de 0,20 MPa. Posteriormente, foi-lhe imposto um deslocamento na base, produzindo um carregamento horizontal levado até à rotura.

Na Figura 10 e Figura 11 é possível observar e avaliar as diferentes fases do comportamento e da degradação do modelo durante o processo de carregamento.

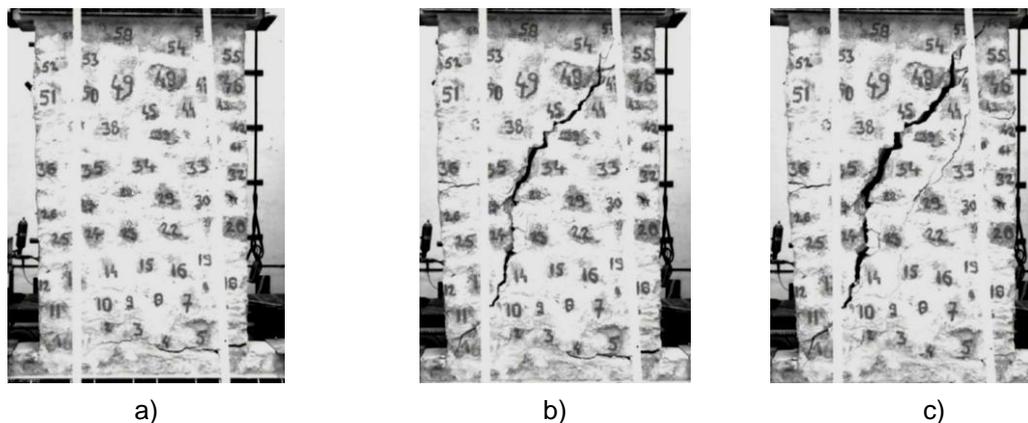


Figura 10 – Diferentes fases do comportamento do Modelo 3: a) vista da fenda de flexão na base do nembro; b) vista da fenda corte diagonal durante a transição entre um mecanismo de rotura de derrube para um mecanismo de tração diagonal; c) aspecto do modelo no final do ensaio com o fecho da fenda de flexão e esgotamento da capacidade de deformação do mecanismo de tração diagonal.

Assim, na primeira fase, Figura 10a, que se inicia quando se atinge um deslocamento relativo de 2,5mm e uma força horizontal de 157kN, é aberta uma fenda por flexão ao longo da base, iniciando um mecanismo de derrube. Na segunda fase, a fenda de flexão vai abrindo e progredindo até se atingir um deslocamento horizontal relativo de 40mm para um força horizontal de 200kN ocorrendo a transição de um mecanismo de derrube para um mecanismo de tração diagonal (Figura 10b). Na terceira fase esgota-se o curso do pistão do macaco vertical do lado da abertura da fenda de flexão na base, ocorrendo um aumento súbito do esforço normal que origina, por equilíbrio, um aumento súbito da força horizontal (226kN a 42mm).

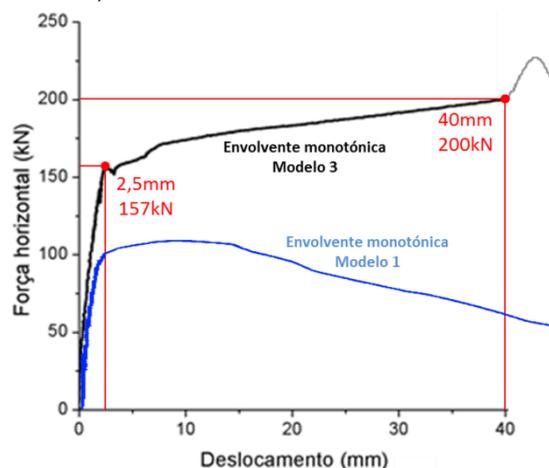


Figura 11 – Comportamento do Modelo 3. Diagrama força horizontal x deslocamento para carregamento monotónico.

Refira-se que a segunda e terceira fase só podem ocorrer com a rotação do topo do modelo uma vez que apenas se controla a força vertical e não se restringe a rotação da barra em L no topo dos modelos. Assim sendo, teoricamente este modelo apresentaria um mecanismo de rotura por derrubamento (rocking, Figura 5a) até ao final do carregamento, acompanhado da rotação necessária para que o mesmo se desenvolvesse até ao derrube. Porém, tal mecanismo deu lugar a um mecanismo de tração diagonal porque, ao se ter esgotado o curso do macaco vertical, se restringiu a rotação do topo do modelo causando um aumento brusco da força horizontal na terceira fase. Assim sendo, conside-

ra-se apenas que este modelo apresentou uma resistência máxima limite de 200kN, sendo o valor da força máxima registado para o deslocamento horizontal de 40 mm, conforme se mostra na Figura 11.

A comparação entre as curvas de capacidade exibida para carregamentos monotónicos no Modelo 1 e Modelo 3 demonstra que as argamassas tiveram um papel fundamental no comportamento deste nembos, facto que pode decorrer elevada relação argamassa/alvenaria e de se ter utilizado blocos irregulares de pedra com dimensões relativamente reduzidas.

Análise do comportamento do Modelo 4

O Modelo 4, parede com argamassa de traço 1:1 (cal/areia) foi sujeito ao protocolo de ensaio cíclico descrito para o Modelo 2. Na Figura 12 é possível observar que este modelo sofreu uma rotura por corte diagonal com fendas a desenvolver-se nas duas direções. A resposta cíclica obtida mostra que a capacidade de resistência ao corte deste modelo é de cerca de 214 kN, sendo o valor de força máxima registado para um deslocamento horizontal positivo de 37 mm (Figura 13). No sentido negativo do deslocamento o modelo apresentou uma capacidade máxima de 196 kN para um deslocamento de 9 mm.

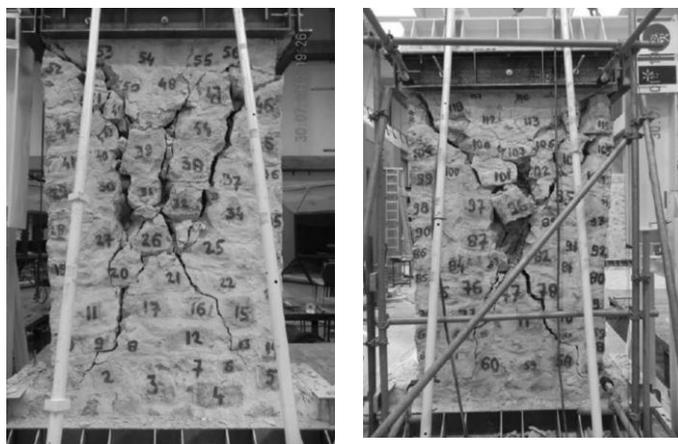


Figura 12 – Modelo 4: dano em ambas as faces do modelo.

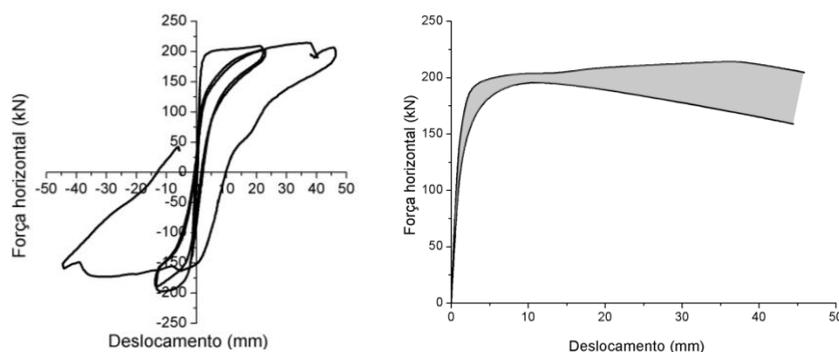


Figura 13 – Resposta do Modelo 4: a) curva força-deslocamento para os vários ciclos aplicados; b) envolvente das curvas força-deslocamento.

Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos

No âmbito do projeto Epicidade foram desenvolvidos modelos numéricos para reproduzir os resultados obtidos na campanha experimental anteriormente apresentada, possibilitando assim uma discussão mais alargada do estudo e a execução de estudos paramétricos. Na sequência serão apresentados apenas os resultados principais, remetendo-se uma descrição mais detalhada para o relatório apresentado pela Universidade do Minho (Pereira e Lourenço, 2015).

O método de elementos finitos foi selecionado para a execução destas simulações, com recurso ao software DIANA. O dispositivo de ensaio experimental foi simulado, incluindo, além da parede de alvenaria, a estrutura de suporte metálica no topo da parede (“B”, na Figura 3) e os tirantes metálicos (“I” na Figura 3) foram simulados com recurso a molas pontuais (ver Figura 14a).

A alvenaria foi modelada adotando uma estratégia de macromodelação, assumindo a alvenaria como um material compósito. Esta estratégia de modelação é uma alternativa à modelação dos componentes individuais da alvenaria (unidades, argamassa e interfaces) e assume uma ponderação das propriedades mecânicas da alvenaria (Lourenço 1996).

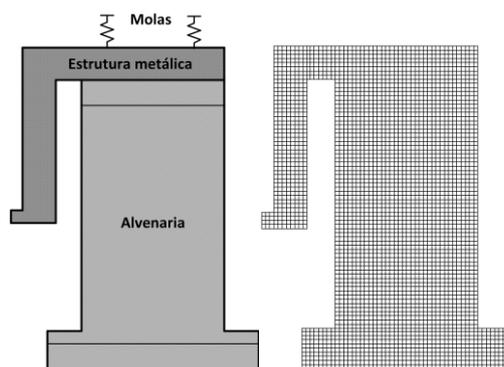


Figura 14 – a) Esquema dos modelos numéricos; b) Malha de elementos finitos.

Os modelos de elementos finitos foram construídos utilizando elementos de estado plano de tensão (2D), já que as componentes de tensão perpendiculares à face do modelo são reduzidas devido à reduzida espessura e ao carregamento aplicado. Foi criada uma malha de elementos finitos que é apresentada na Figura 14b.

De forma a replicar corretamente a campanha experimental apresentada anteriormente, foi necessário recorrer a análises faseadas, isto é, numa primeira fase o modelo é solicitado pelo peso próprio e pelo carregamento vertical, estando a base deste impossibilitada de se mover na direção horizontal. Numa segunda fase, e mantendo o estado de deformação e tensão, são aplicadas as molas no topo do modelo. Nesta fase a base do modelo é solicitada com o carregamento horizontal (Figura 15). Tal como nos modelos experimentais, a força horizontal é registada na reação horizontal da estrutura metálica em “L” no topo do modelo (ponto “H”, Figura 3). O deslocamento horizontal do modelo numérico é medido nos mesmos pontos do modelo experimental. As condições de apoio aplicadas ao modelo pretendem replicar as impostas experimentalmente. Durante a execução dos modelos experimentais foi possível observar alguma rotação do modelo (proveniente dos tirantes metálicos e da própria estrutura metálica de suporte) que aqui é permitida pela inclusão da estrutura metálica na simulação e pela inclusão de molas em substituição dos tirantes metálicos.

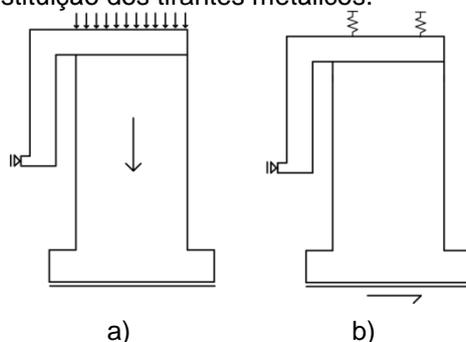


Figura 15 – Análise por fases: a) fase 1 (peso próprio e carregamento vertical); b) fase 2 (alteração de condições de apoio e carregamento horizontal).

Calibração dos modelos numéricos

No Quadro 2 é possível observar as propriedades mecânicas adotadas após calibração com os resultados experimentais para os Modelos 1 e 4, estando os seus valores de acordo com valores de referência. Em relação ao Modelo 1, a validação dos resultados da simulação numérica com os resultados experimentais pode ser observada na Figura 16, onde é comparada a resposta em termos curvas força-deslocamento. O resultado obtido com o modelo numérico aproxima-se adequadamente do resultado obtido experimentalmente.

Além da curva força-deslocamento, também o dano no modelo foi comparado. Na Figura 17 é possível comparar o dano obtido no modelo experimental com a previsão do dano do modelo numérico. No modelo numérico, como indicador de dano, são apresentadas as colorações correspondentes às extensões principais máximas. O dano obtido na simulação numérica permite observar uma rotura por corte formando fendas diagonais ao longo do modelo (Figura 17b). Estes resultados estão de acordo com o observado experimentalmente (Figura 17a).

Quadro 2: Propriedades mecânicas para os Modelos 1 e 4.

Propriedade	Modelo 1	Modelo 4
Módulo de Elasticidade, E (GPa)	1.750	3.000
Resistência à Compressão, f_c (MPa)	1.030	2.400
Energia de Fratura em Compressão, G_c (N/mm)	9.000	20.00
Resistência à Tração, f_t (MPa)	0.060	0.088
Energia de Fratura – Modo I, G_f (N/mm)	0.250	0.600
Densidade, γ (kg/m ³)	1900	1900
Rigidez das molas, K (kN/m)	4.5E+06	4.5E+06

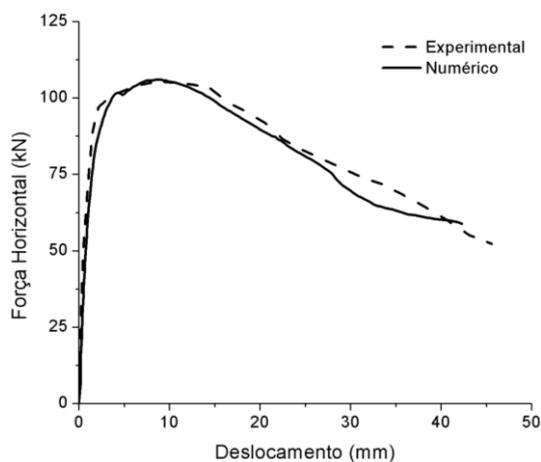


Figura 16 – Comparação das curvas força-deslocamento para o Modelo 1.

Relativamente aos Modelos 3 e 4, a validação dos resultados da simulação numérica com os resultados experimentais pode ser observada na Figura 18, onde é possível comparar a resposta em termos de capacidade de corte traduzida em curvas força-deslocamento. Neste caso, e apesar de, em termos de capacidade máxima, as respostas experimentais do modelo monotónico e cíclico serem semelhantes, optou-se por comparar o modelo numérico com a envolvente de capacidade do modelo cíclico.

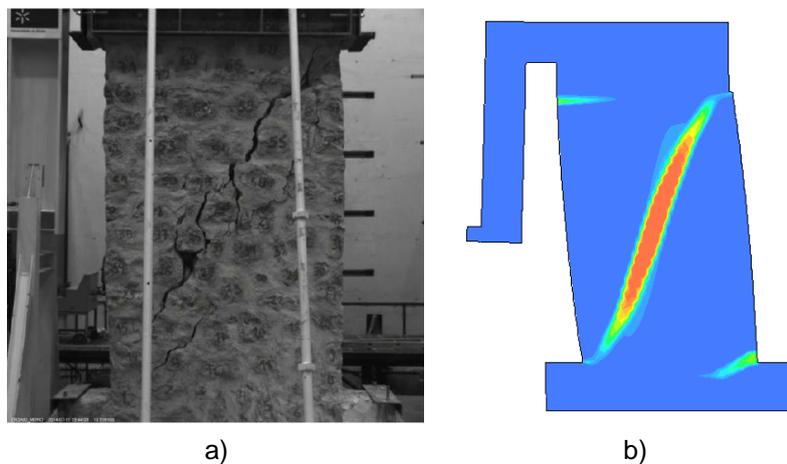


Figura 17 – Comparação do dano no modelo experimental e numérico com argamassa 1:4:
a) experimental; b) numérico.

O resultado obtido com o modelo numérico aproxima-se de forma satisfatória do resultado obtido no modelo experimental. Relativamente ao dano nos modelos, a Figura 19 compara o dano obtido no modelo experimental com a previsão do dano do modelo numérico. O dano obtido na simulação numérica permite observar uma rotura por corte formando fendas diagonais ao longo do modelo (Figura 19c). Estes resultados estão de acordo com o observado experimentalmente para os dois modelos, monotónico e cíclico (Figura 19a,b).

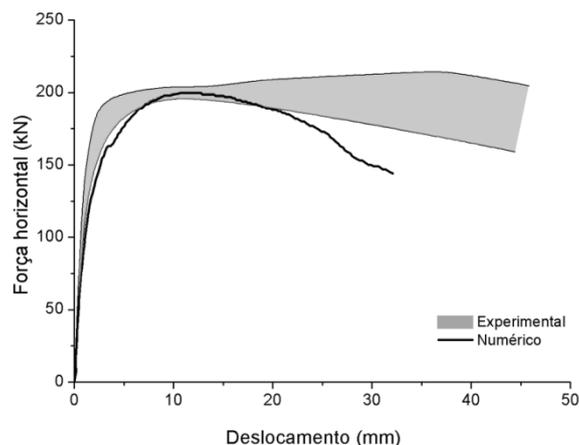


Figura 18 – Comparação das curvas força-deslocamento para o Modelo 4.

Analisando a capacidade de carga e a distribuição de dano, é possível observar uma boa concordância de resultados entre os modelos experimentais e numéricos. Os modelos numéricos apresentados mostram-se capazes de reproduzir o comportamento no plano deste tipo de paredes quando sujeitas a ações combinadas de carga vertical e horizontal. A capacidade máxima é bem estimada, com uma diferença máxima de 9%, e a evolução das extensões principais máximas consegue descrever o comportamento e os modos de rotura obtidos experimentalmente.

Por outro lado, as propriedades mecânicas calibradas para o modelo com argamassa 1:4 estão dentro de valores expectáveis enquanto que, relativamente ao modelo com argamassa 1:1, as propriedades mecânicas obtidas com o processo de calibração são elevadas. No entanto, importa referir que os valores de referência na literatura não contemplam a combinação deste tipo de alvenaria com uma argamassa de resistência tão elevada.

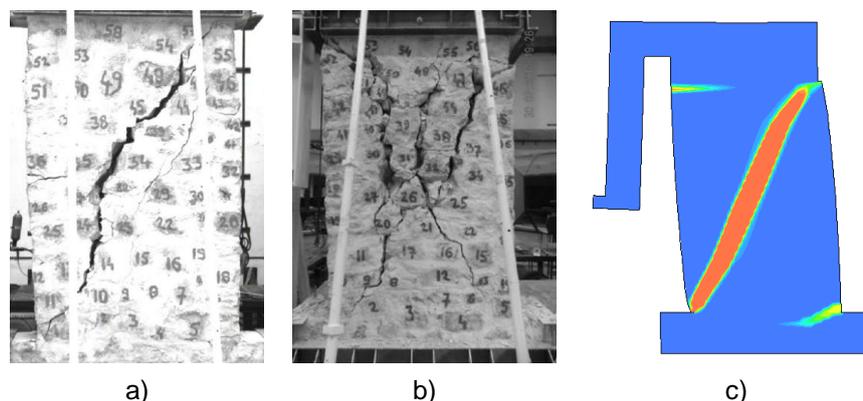


Figura 19 – Comparação do dano no modelo experimental e numérico com argamassa 1:1:
a) experimental monotónico; b) experimental cíclico; c) numérico.

Conclusões

Este artigo apresentou os resultados obtidos num projeto do QREN Epicidade, liderado pela Teixeira Duarte e onde se investigou comportamento no plano de paredes de alvenaria de pedra irregular, com argamassa de cal e areia, quando sujeitas a ações horizontais, utilizando modelação física e simulações numéricas avançadas.

Aquele estudo mostrou que a compreensão do comportamento no plano de paredes de alvenaria de pedra irregular quando sujeita a ações horizontais pode ser melhorada com recurso a análises numéricas sendo de extrema importância a validação dos modelos numéricos com resultados experimentais, garantindo assim a confiança necessária nos resultados subsequentes.

A estratégia de modelação física e numérica escolhida no projeto Epicidade revelou-se capaz de captar o comportamento destes elementos de forma correta e é particularmente útil para o estudo destes elementos, nomeadamente recorrendo a estudos paramétricos, após validação dos modelos.

Referências bibliográficas

- PEREIRA, J., LOURENÇO, P.B., **Estudo numérico e analítico de paredes de alvenaria de pedra irregular**, Relatório 2015-DEC/E-25, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 68 (2015)
- CORREIA, A.A., CANDEIAS, P.X., CAMPOS COSTA, A., **Ensaios monotónicos e cíclicos de nembos de alvenaria pedra calcária com diferentes teores de argamassa de cal e areia; programa experimental realizado no âmbito do projeto QREN**, Relatório – LNEC para publicação, Lisboa, (2016)
- LOURENÇO, P.B. **Computational strategies for masonry structures**. Delft University of Technology, (1996).