

## ESTUDO DA VIABILIDADE DA CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA CONFINADA NO ALGARVE

**ALFREDO M.G.S. BRAGA**

Assistente do 2º triénio

ADEC-EST-UALG

Faro-Portugal

**JOÃO M.C. ESTÊVÃO**

Professor Adjunto

ADEC-EST-UALG

Faro-Portugal

### SUMÁRIO

Os sismos ocorridos nos últimos anos têm demonstrado um comportamento aceitável dos edifícios de pequeno porte, de alvenaria resistente confinada, que diversos estudos experimentais têm vindo a corroborar. No Algarve existe um tipo próprio de construção de pequeno porte, que embora constituindo uma profunda adulteração à construção vernacular, e tendo sido imposto por um impulso turístico pouco sustentado, se encontra abundantemente disseminado e que, por isso mesmo, constitui um conjunto suficientemente homogéneo para justificar uma análise de viabilidade de um processo construtivo. Neste trabalho, apresenta-se um estudo sobre a segurança estrutural de pequenas construções de alvenaria confinada, no enquadramento da referida tipologia e em conformidade com os materiais existentes na região. Procedeu-se a uma resumida caracterização tipológica dessas construções correntes e apresentam-se os resultados de alguns ensaios experimentais de alvenarias. Com base na tipologia construtiva e nos resultados experimentais, realizaram-se análises sísmicas (numéricas) de uma construção, tendo em vista a verificação da segurança no contexto dos Eurocódigos 6 e 8. Compararam-se, ainda, os resultados obtidos com alvenaria confinada (com elementos confinantes de betão armado), com os de estrutura reticulada em betão armado de baixa ductilidade (com alvenaria de preenchimento não resistente), para a mesma acção. Como consequência, alvitram-se algumas recomendações, visando a optimização dos processos construtivos, de que, eventualmente, as empresas regionais poderão usufruir, aquando da próxima entrada em vigor dos Eurocódigos Estruturais.

### 1. INTRODUÇÃO

Muito embora a alvenaria resistente confinada seja um dos sistemas construtivos (com alvenaria resistente) mais utilizados na Europa, Ásia e América Latina [1], não é hoje usado em Portugal [2], designadamente no Algarve. No entanto, algumas práticas de construção de moradias no Algarve, essencialmente nos anos setenta e oitenta do século XX, apresentavam características de alvenaria confinada. Os elementos de betão armado (montantes verticais e lintéis horizontais com reduzidas percentagens de armadura) eram betonados directamente contra as paredes de tijolo simples da envolvente exterior. Com a adopção generalizada das paredes duplas, tais práticas de construção, não regulada, deixaram de se concretizar.

Hoje em dia, com uma maior exigência sobre as características de comportamento térmico das construções, começa a ser mais frequente a existência de paredes exteriores de tijolo simples com espessuras superiores a 22 cm, com isolamento térmico pelo exterior. Este facto, aliado à existência de regulamentação, designadamente os Eurocódigos 6 e 8 [3,4], torna mais atractiva a utilização de sistemas estruturais com alvenaria resistente confinada em estruturas de pequeno porte.

A alvenaria resistente confinada não pode ser confundida com a alvenaria não estrutural de preenchimento, cuja única função consiste na garantia do conforto das habitações. No primeiro caso, tal como o nome indica, as paredes têm função resistente, tanto para acções gravíticas como para acções horizontais, como é o caso da acção dos sismos. Os montantes e lintéis de betão armado, têm como principal função conferir ductilidade às paredes de alvenaria. Porém, de certa forma, os comportamentos sísmicos dos dois tipos de alvenaria referidos têm características em comum [1].

Do ponto de vista construtivo, a grande diferença entre a alvenaria confinada e a alvenaria de preenchimento reside na percentagem de armadura na estrutura reticulada de betão armado e no facto de, na alvenaria confinada, a própria parede ter funções de parede resistente, também servindo de escoramento e cofragem aos elementos de betão armado, entrando logo em carga após a betonagem destes [5,6].

Atendendo a que as alvenarias, de tijolo cerâmico, executadas em Portugal são de preenchimento, têm existido poucos estudos que permitam caracterizar o comportamento estrutural dessas alvenarias.

Tendo em conta o facto da região do Algarve apresentar a mais elevada perigosidade sísmica de Portugal Continental, neste trabalho apresenta-se um estudo sobre a viabilidade do projecto de moradias de pequeno porte, nessa região, com estrutura em alvenaria confinada, e com os materiais e práticas construtivas correntes na região. Também se estima o nível de segurança que esse tipo de construção poderá apresentar, mesmo em condições de não cumprimento de todos os requisitos estipulados no EC8.

O estudo contempla a realização de análises sísmicas numéricas para verificação da segurança de estruturas de alvenaria resistente confinada, sustentadas por ensaios laboratoriais realizados no Laboratório de Estruturas e Construção (LEC) e no Laboratório de Materiais de Construção (LMC) da Área Departamental de Engenharia Civil (ADEC) da Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve (UAlg).

## **2. ANÁLISE SÍSMICA E DIMENSIONAMENTO DA ALVENARIA CONFINADA**

### **2.1. Caracterização do comportamento sísmico**

O efeito do confinamento das alvenarias por elementos de betão armado ficou bem patente no comportamento dos edifícios de pequeno porte existentes nos Açores, em resultado da ocorrência do sismo de 1 de Janeiro de 1980 [7]. Tal facto também se tem verificado em países onde a construção em alvenaria confinada é uma prática mais usual, tendo sido verificado que os danos neste tipo de construções são função do número e das dimensões dos elementos confinantes em betão armado, assim como das configurações em planta e alçado desse tipo de edifícios [8].

Estudos experimentais têm demonstrado que, para pequenos valores de deformação, as paredes de alvenaria têm um comportamento monolítico, funcionando, essencialmente, ao corte. Depois de ultrapassada a capacidade resistente da alvenaria, e com o surgimento de fissuração nas paredes, os montantes de betão fracamente armado evitam a desagregação da parede de alvenaria, o que confere maior ductilidade ao conjunto [1,5,9].

Outros testes têm demonstrado que a alvenaria confinada pode apresentar ciclos histeréticos com áreas relativamente grandes, condição essencial para o aumento da energia dissipada em regime inelástico. A energia é dissipada, em grande parte, por atrito nas juntas horizontais da argamassa de assentamento, não se verificando uma redução de resistência significativa por esse motivo [10]. É de realçar que os painéis de alvenaria dos testes, referidos anteriormente, apresentam as extremidades verticais com tijolos não alinhados, criando montantes denteados de betão.

Ensaio realizados em Portugal, com alvenaria de tijolo furado fabricado em Portugal, evidenciaram a diferença de comportamento, nos primeiros ciclos de carga, de uma estrutura reticulada betonada sobre uma parede de alvenaria (alvenaria confinada), relativamente ao mesmo pórtico, mas preenchido por alvenaria (alvenaria de preenchimento) após descofragem da estrutura. As principais diferenças traduziram-se num aumento da resistência do conjunto e num maior número de ciclos em fase elástica [11]. É de salientar que, nos referidos ensaios, foram aplicadas cargas concentradas de compressão directamente nos montantes e não distribuídas nos lintéis, pelo que o nível de compressão na alvenaria seria muito maior num edifício com alvenaria confinada, com eventual melhoria dos resultados, dado que a resistência ao corte ( $f_v$ ) é função do valor da tensão de compressão normal ( $\sigma$ ) [3].

Modelos reduzidos de edifícios de alvenaria confinada, à escala 1:5, executados de acordo com as regras dos Eurocódigos 6 e 8, evidenciaram uma resposta dinâmica elástica até 0.42 g de aceleração de pico, sendo necessário 1.38 g para ocorrer o colapso [9].

No entanto, atendendo a que este tipo de solução estrutural poderá apresentar mecanismos de colapso do tipo “piso vazado”, para melhor poder ser explorada a capacidade de dissipação de energia do sistema, será aconselhável a colocação de armaduras horizontais na argamassa de assentamento [5,12].

Apesar do comportamento aceitável verificado em edifícios de pequeno porte com alvenaria confinada, quando sujeitos a sismos, ainda existem algumas questões por responder [12]:

- Qual o efeito das unidades de alvenaria no comportamento de conjunto dos painéis?
- Qual a influência da relação entre os valores das propriedades dos elementos confinantes e dos painéis de alvenaria, designadamente ao nível da resistência e rigidez?
- Que tipo de elemento horizontal de confinamento a colocar e como distribuir as armaduras?
- Que relações se devem adoptar entre os elementos verticais e horizontais de confinamento, ao nível das dimensões e das percentagens de armadura?

## 2.2. Análise sísmica

Para a verificação da segurança de estruturas em alvenaria confinada, é possível recorrer a análises modais com recurso a espectros de resposta, tal como é proposto pelo EC8.

O EC8 estabelece que o modelo estrutural a adoptar na análise sísmica deve traduzir a rigidez de todo o sistema estrutural. Na ausência de valores exactos relativos à rigidez em fase fendilhada, é sugerido que se considere metade da rigidez elástica obtida sem fendilhação.

Por outro lado, o EC6 indica que a análise da estrutura poderá ser realizada com modelos parciais da estrutura (só as paredes) ou com modelos do conjunto, sendo possível a consideração de comportamento linear elástico ou de comportamento não linear. Essa análise deve permitir quantificar, em cada elemento de parede, os esforços axiais, esforços transversos e de flexão (e ainda de torção, quando aplicável).

As análises sísmicas elásticas podem ser realizadas com recurso a modelos com elementos tipo barra em consola ou em pórtico equivalente, ou com elementos finitos de placa [13].

Os valores do coeficiente de comportamento a adoptar em estruturas de alvenaria confinada podem estar compreendidos entre 2 e 3, de acordo com o EC8. Estes valores são até superiores ao valor estipulado pelo mesmo regulamento, para estruturas reticuladas de betão armado de baixa ductilidade (DCL), cujo valor máximo é de 1.5.

## 2.3. Execução e dimensionamento

O EC8 estabelece regras para a execução e dimensionamento de alvenarias confinadas, que se resumem em seguida:

- Os edifícios de alvenaria confinada deverão ser constituídos por pisos e paredes resistentes, dispostas em duas direcções ortogonais, que estejam ligados entre si. A ligação entre os pisos e as paredes deverá ser assegurada por intermédio de lintéis de cintagem em betão armado, de modo a garantir a continuidade no conjunto, e que seja assegurado o comportamento de diafragma indeformável do piso;
- Deverá ser assegurado um valor mínimo da espessura efectiva da parede ( $t_{ef}$ ), um valor máximo do rácio entre a altura efectiva da parede ( $h_{ef}$ ) e  $t_{ef}$ , e um valor mínimo do rácio entre a largura efectiva ( $l_{ef}$ ) e  $h_{ef}$ . Esses valores limites estarão definidos no Anexo Nacional ao EC8. Os valores de referência do EC8, para alvenaria confinada, são de 240 mm para o mínimo de  $t_{ef}$ , 15 para o valor máximo de  $h_{ef}/t_{ef}$  e 0.35 para valor mínimo de  $l_{ef}/h_{ef}$ ;

- Em relação aos elementos de confinamento de betão armado (montantes e lintéis), o EC8 estabelece que eles deverão estar perfeitamente ligados entre si, e estar ancorados à estrutura principal de suporte. A betonagem deverá ser realizada após a execução das paredes de alvenaria;
- A secção transversal dos montantes e lintéis de confinamento, deverá apresentar dimensões mínimas não inferiores a 15 cm. No caso de existirem paredes duplas, a dimensão desses elementos deverá assegurar a ligação entre as duas paredes, assim como garantir o seu confinamento;
- Deverão ser colocados montantes em ambos os lados dos vãos (portas e janelas) existentes nas paredes estruturais de alvenaria, desde que esses apresentem uma área superior a 1.5 m<sup>2</sup>;
- Os montantes não poderão distanciar entre si de mais de 5 m;
- Sempre que existirem intersecções de duas paredes estruturais de alvenaria, nesse ponto deverão ser colocados montantes. Tal poderá ser dispensado, sempre que exista um montante a uma distância não superior a 1.5 m;
- Os lintéis deverão ser colocados no plano da parede e ao nível de todos os pisos. No entanto, sempre que a distância entre pisos exceda 4 m, deverão ser colocados lintéis adicionais;
- A área das armaduras longitudinais dos elementos de betão armado de confinamento não deverá ser inferior a 1 % da área da secção transversal do respectivo elemento confinante, com um limite mínimo de 3 cm<sup>2</sup>;
- Deverão ser colocados estribos nos lintéis e cintas nos montantes, de diâmetros não inferiores a 5 mm, e com um afastamento máximo de 15 cm.

Regras adicionais estão definidas no EC6:

- A verificação da segurança de paredes de alvenaria confinada sujeitas a flexão composta poderá ser realizada com base num diagrama rectangular de tensões, tendo por base, somente, a resistência das alvenarias. As armaduras à compressão deverão ser desprezadas;
- Na verificação da segurança ao corte, a resistência das alvenarias confinadas corresponderá à soma da resistência dos montantes (sem considerar a armadura) com a resistência da parede simples, com o comprimento da zona comprimida  $l_c$  igual ao comprimento da parede.

#### 2.4. Ensaio laboratoriais exigidos pelos Eurocódigos

A análise e o dimensionamento de estruturas de alvenaria resistente confinada de tijolo cerâmico furado, de acordo com os Eurocódigos estruturais, pressupõem a realização de alguns ensaios laboratoriais, designadamente para a quantificação do valor do módulo de elasticidade secante ( $E$ ), da resistência característica à compressão ( $f_k$ ) [3,14] e do valor característico inicial da resistência ao corte ( $f_{vko}$ ) [3,15].

Esses ensaios poderão ser realizados para uma construção em particular, ou para a criação de bases de dados a que os projectistas poderão vir ter acesso.

### 3. A ALVENARIA CONFINADA NO CONTEXTO DA CONSTRUÇÃO DO ALGARVE

A construção de alvenaria tradicional do Algarve apresentava formas simples e regulares.

Com o desenvolvimento da actividade turística da região, seguiu-se a adulteração da arquitectura tradicional Algarvia, começando a apresentar formas mais irregulares, tanto em planta como em alçado. Este tipo de forma arquitectónica tem tido como consequência principal, um aumento da utilização de sistemas estruturais de betão armado em laje fungiforme.

A realização de construções em alvenaria estrutural confinada no Algarve, tal como para outras regiões, irá exigir a alteração das práticas correntes de projecto arquitectónico e de execução [2], dado que as paredes têm também funções estruturais. A compartimentação deverá atender, não somente a aspectos funcionais e estéticos, mas também às questões da segurança estrutural. As formas simples e regulares (quer em planta, quer em alçado) deverão imperar, de forma a possibilitar o recurso a este sistema estrutural.

#### 4. ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS

Todos os provetes de alvenaria ensaiados foram executados de modo a ser reproduzida a prática corrente de execução de alvenarias no Algarve. As unidades de alvenaria de tijolo cerâmico utilizadas (grupo 4) tiveram origem no mesmo fabricante (é uma das marcas mais utilizadas no Algarve) e apresentavam formatos comerciais de 22×20×30 cm. As argamassas de assentamento foram elaboradas ao traço 1:4 (cimento + areia de rio).

O tijolo cerâmico ensaiado foi colocado na parede de modo a que esta apresentasse uma espessura de 0.22 m. Este valor é inferior ao mínimo referido no EC8. No entanto, depois de rebocada, o valor será de 0.24 a 0.26 m.

##### 4.1. Ensaio de unidades de alvenaria

Foram ensaiadas algumas unidades de alvenaria de tijolo através da norma NP EN 772-1 [16], que descreve a forma de determinação da resistência à compressão das unidades individuais de alvenaria (tijolo cerâmico).

A preparação da superfície foi realizada com base no referido na norma NP EN 771-1 [17]. A regularização das faces foi executada com argamassa. A velocidade de aplicação da carga foi estabelecida, considerando uma resistência à compressão esperada inferior a 10 N/mm<sup>2</sup>, para possibilitar um incremento de tensão de 0.05 (N/mm<sup>2</sup>)/s.

A partir dos resultados determinados nos ensaios realizados a 5 tijolos foi obtido o valor da resistência à compressão  $f_b = 2.63$  N/mm<sup>2</sup>, com um desvio padrão de 0.492. Os ensaios foram realizados na prensa da Figura 1a).

Este valor é inferior ao valor mínimo de referência (5 N/mm<sup>2</sup>) definido no EC8 para alvenaria confinada. Este facto inviabiliza, por si só, a adopção de estruturas em alvenaria resistente com o tijolo correntemente utilizado no Algarve. Pese embora esta constatação, foram realizados os restantes ensaios laboratoriais necessários à realização de análises sísmicas de estruturas de alvenaria confinada.

##### 4.2. Ensaio das argamassas

Foram realizados ensaios das argamassas (traço 1:4) utilizadas nos provetes de alvenaria, através da norma EN 1015-11 [18] que descreve os métodos de teste referentes à determinação das tensões de flexão e compressão de argamassa endurecida.

Foram preparados provetes prismáticos com 160×40×40 mm, que foram ensaiados, primeiramente, à flexão e com posterior ensaio à compressão de cada uma das metades resultantes daquele ensaio. Os ensaios foram realizados no equipamento da Figura 1b).

Os ensaios foram realizados 28 dias após moldagem. As velocidades de aplicação da carga estiveram entre os limites de 10 N/s e 50 N/s, no caso da flexão, e de 50 N/s e 500 N/s, no caso da compressão, para a ruptura ocorrer num período de tempo compreendido entre 30 s e 90 s. A resistência à flexão,  $f$  expressa em N/mm<sup>2</sup>, foi calculada através da expressão:

$$f = 1.5 \times \frac{F \times l}{b \times d^2} \quad (1)$$

em que  $F$  é a força aplicada em N,  $l$  o vão de 100 mm,  $b$  e  $d$  as dimensões da secção quadrada de 40 mm.

A resistência à compressão  $f_m$ , expressa em N/mm<sup>2</sup>, foi calculada através do quociente entre a força aplicada e a área da secção (40 mm × 40 mm).

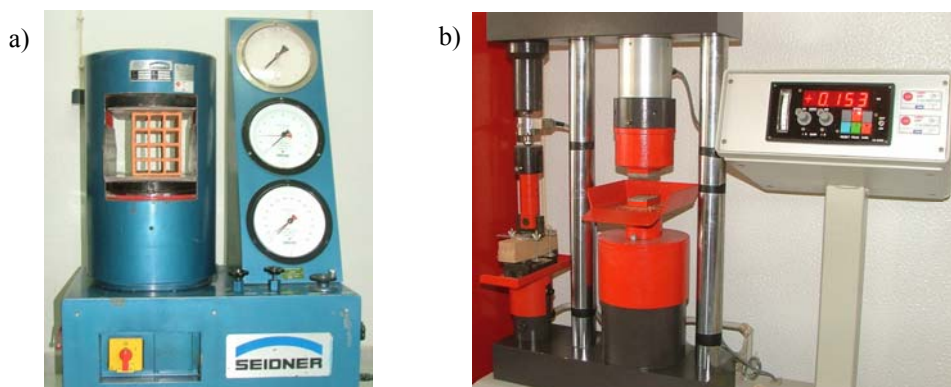


Figura 1: Equipamento usado nos ensaios das unidades de alvenaria (a) e das argamassas (b).

Os resultados obtidos em três provetes foram: resistência à flexão de  $1.72 \text{ N/mm}^2$ , com um desvio padrão de  $0.169$ , e resistência à compressão de  $5.85 \text{ N/mm}^2$ , com um desvio padrão de  $0.496$ .

O valor obtido foi superior ao valor mínimo de referência ( $5 \text{ N/mm}^2$ ) definido no EC8 para alvenaria confinada.

#### 4.3. Ensaios de provetes de alvenaria à compressão

Os ensaios foram realizados num pórtico, com um sistema de aquisição de dados digital, controlado por um programa informático desenvolvido na ADEC. Em cada provete, foram utilizados quatro transdutores lineares de deslocamento e uma célula de carga (Figura 3a).

A determinação da resistência à compressão dos provetes de alvenaria foi realizada com base na norma NP EN 1052-1 [14].

Contrariamente ao estipulado na norma, foram colocados dois transdutores lineares de deslocamento lateralmente, pois foram os pontos de medição que, em todos os testes realizados previamente, apresentaram maior uniformidade de valores até à ruptura.

Os provetes de alvenaria foram submetidos a uma carga de compressão uniforme aplicada perpendicularmente às juntas horizontais de assentamento. É de salientar que este ensaio, tal como a norma o indica, foi muito mais lento do que o ensaio realizado com as unidades de alvenaria de tijolo.

Os gráficos da Figura 2 foram obtidos com base nas médias dos registos obtidos nos quatro transdutores de deslocamento. O cálculo das extensões foi realizado com base no quociente entre o valor registado (à milésima de milímetro) no transdutor de deslocamento e o valor da dimensão inicial entre os pontos de fixação ao provete.

Todos os provetes foram levados até à ruptura, o que permitiu determinar o valor de  $f_b$ , assim como quantificar o módulo de elasticidade  $E$ .

O comportamento dos provetes foi quase linear até à ruptura, que se apresentou como frágil e, normalmente, explosiva.

Dos ensaios realizados com os 4 provetes executados, obteve-se o valor médio de  $1.55 \text{ N/mm}^2$  para a tensão de ruptura à compressão, com um desvio padrão de  $0.295$ . De acordo com a norma referida anteriormente, o valor característico é de  $1.21 \text{ N/mm}^2$  (dado que o número de provetes ensaiados foi inferior a 5,  $f_k$  corresponde ao menor valor obtido nos quatro ensaios).

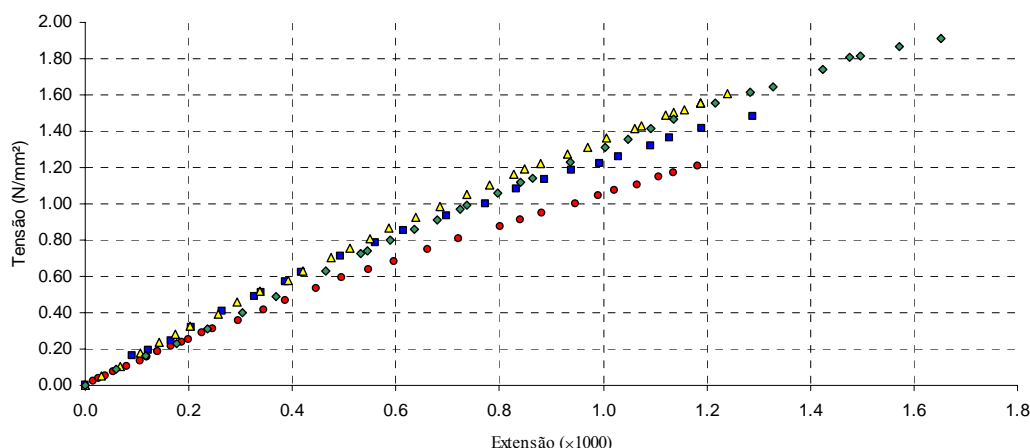


Figura 2: Resultados experimentais dos quatro ensaios à compressão.

Para aferição dos resultados obtidos para as tensões de ruptura, foi utilizada a expressão proposta pelo EC6, para alvenarias com unidades de tijolo cerâmico do grupo 4.

$$f_k = 0.35 \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (2)$$

Da expressão (2) obteve-se o resultado de  $1.17 \text{ N/mm}^2$ , tendo em conta os resultados obtidos para as unidades de alvenaria (tijolos) e das argamassas.

O módulo de elasticidade foi calculado com base no estipulado no EC6, para um terço da tensão de ruptura.

O valor médio determinado para o módulo de elasticidade secante foi de  $1.4 \text{ GPa}$ , com um desvio padrão de  $0.147$ . Este valor apresenta-se um pouco inferior ao obtido por Carvalho [19] para tijolos de 15 (provavelmente atendendo à relação entre o número de septos e a área do tijolo, que é diferente do tijolo por nós estudado), mas enquadra-se no valor sugerido no EC6, na ausência de ensaios:  $1000 \cdot f_k$ .

#### 4.4. Ensaio de provetes de alvenaria ao corte

A determinação da resistência inicial ao corte foi realizada através de ensaios, segundo o preconizado na norma NP EN 1052-3 [15].

Os ensaios foram realizados num pórtico, com o sistema de aquisição de dados referido anteriormente. Em cada provete foram utilizados dois transdutores lineares de deslocamento (para controlo do ensaio) e duas células de carga (uma destinada ao controlo da força de pré-compressão e outra para monitorização da carga aplicada), tal como é apresentado na Figura 3b).

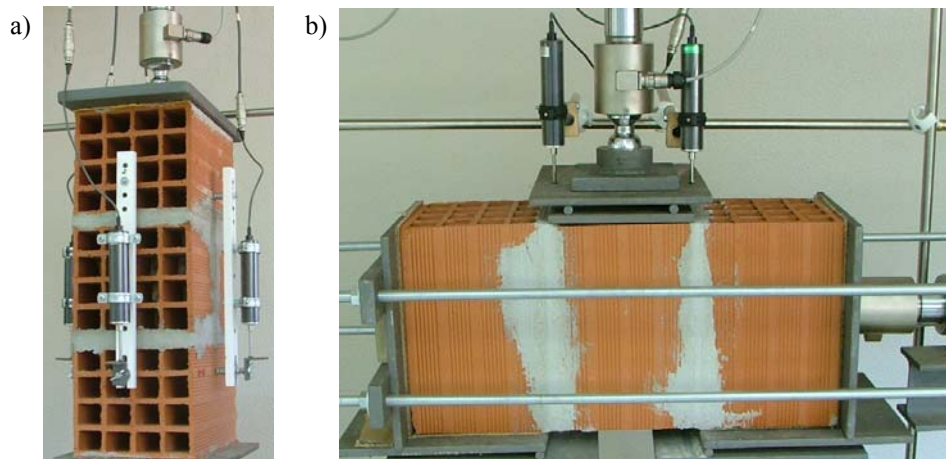


Figura 3: Ensaios dos provetes de alvenaria à compressão (a) e ao corte (b).

A preparação e cura dos provetes foram realizadas de acordo com a referida norma. Após a execução dos provetes, estes foram pré-comprimidos com uma carga uniformemente distribuída, de modo a obter uma tensão de compressão vertical de, aproximadamente,  $0,0045 \text{ N/mm}^2$ . As juntas de assentamento apresentaram uma espessura compreendida entre 8 e 15 mm, realizadas com os procedimentos prescritos na norma.

Também nas condições do ensaio se respeitou a norma, designadamente na velocidade de aplicação da carga, cujo valor médio dos 3 ensaios realizados foi de  $0,28 \text{ N/mm}^2$ , com um desvio padrão de 0.059.

Durante os ensaios realizados, a variação de carga de pré-compressão esteve muito abaixo dos  $\pm 2 \%$  permitidos.

Como os blocos de alvenaria apresentavam uma resistência à compressão inferior a  $10 \text{ N/mm}^2$ , as cargas aplicadas de pré-compressão permitiram obter tensões de, aproximadamente,  $0,1 \text{ N/mm}^2$ ,  $0,3 \text{ N/mm}^2$  e  $0,5 \text{ N/mm}^2$ .

Os resultados estão apresentados na Figura 4.

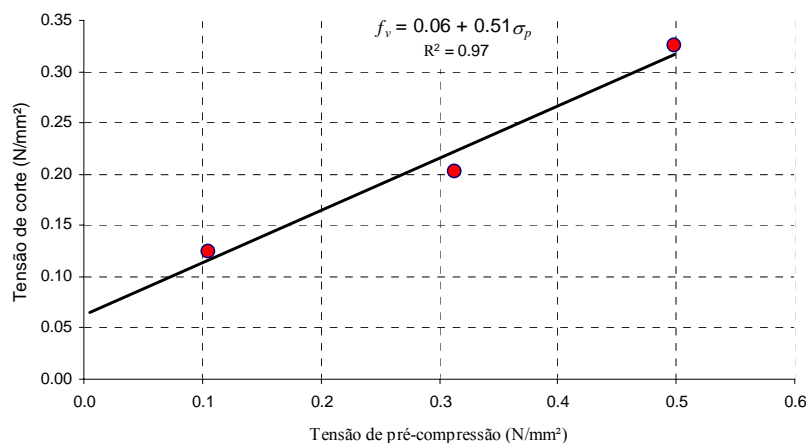


Figura 4: Resultados dos ensaios para a resistência ao corte e ângulo de atrito interno.

De acordo com a norma, os valores característicos da tensão de ruptura e do ângulo de atrito interno correspondem a 80 % dos valores obtidos, originando a expressão (3).

$$f_{vk} = f_{vko} + \mu \cdot \sigma_d = 0.05 + 0.41 \cdot \sigma_d \quad (3)$$

O resultado obtido enquadra-se na expressão apresentada no EC6.

A ruptura por corte verificou-se sempre na superfície entre o tijolo e a argamassa de assentamento.

## 5. CASO DE ESTUDO

Foi verificada a segurança da moradia apresentada em planta na Figura 5, a executar no Algarve, caso a estrutura fosse realizada em alvenaria confinada. O isolamento térmico apresenta-se pelo exterior.

Foi escolhida esta moradia por apresentar alguma regularidade, mas mantendo as características arquitectónicas correntes, sem estar ajustada à configuração ideal no que diz respeito à alvenaria confinada.

Os montantes foram colocados de acordo com o estipulado no EC8, como se verifica na Figura 6. A solução adoptada não corresponde à ideal, mas à solução com o mínimo número de montantes que as regras do EC8 permitem.

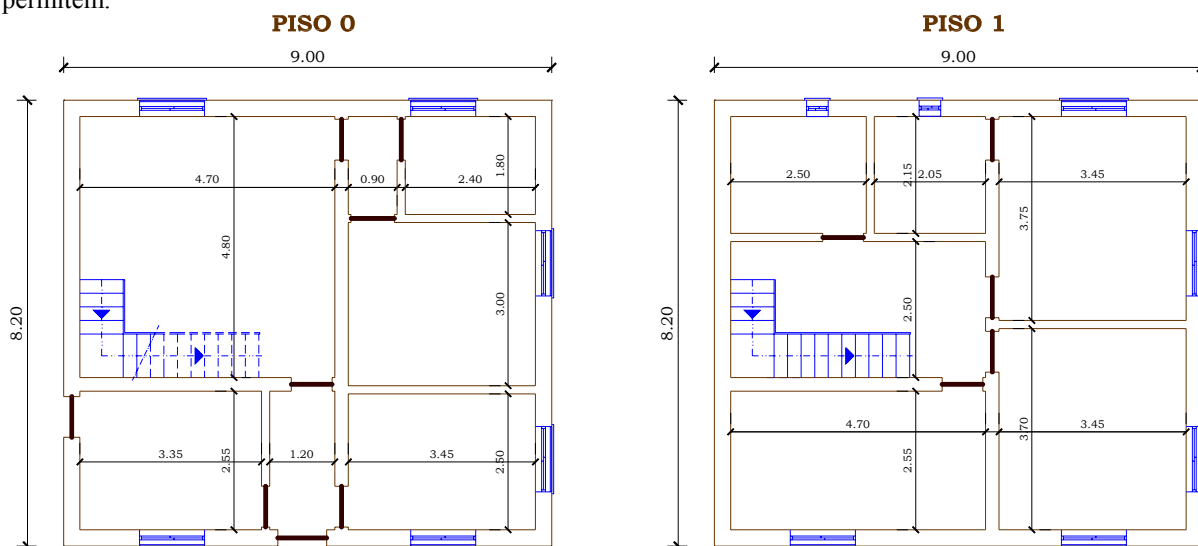


Figura 5: Planta dos pisos da moradia a analisar.

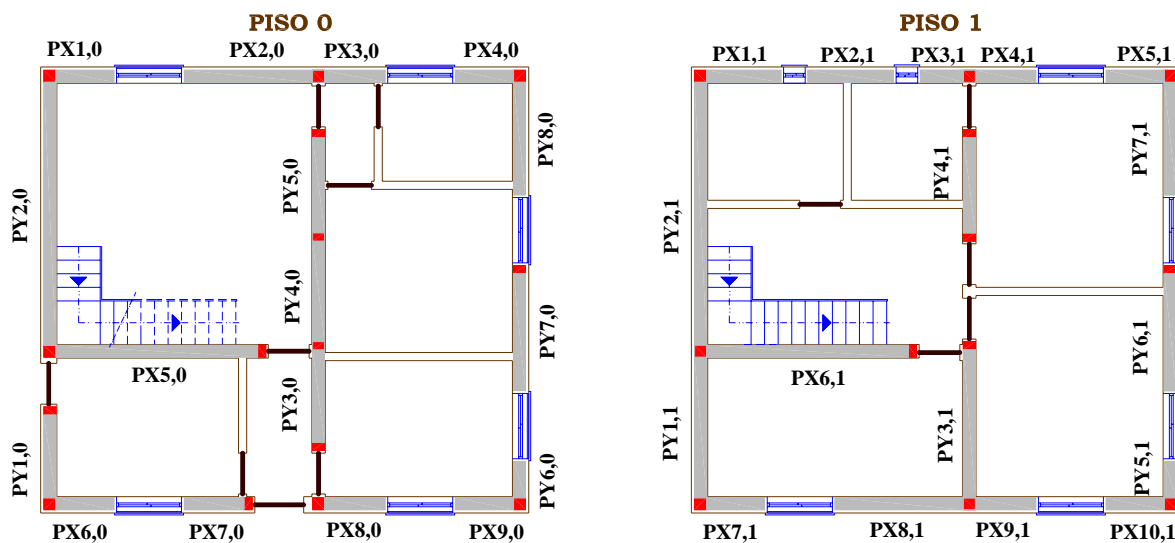


Figura 6: Planta dos pisos da moradia com a definição das paredes resistentes e dos montantes de betão armado.

Neste caso de estudo utilizou-se uma análise linear, uma vez que, na prática corrente de projecto é o procedimento mais usual.

A modelação das paredes, tendo em atenção a análise sísmica linear, pode ser feita com base em elementos finitos de placa ou elementos reticulados. Os elementos finitos de placa têm o inconveniente de apresentarem tensões de tracção, incomportáveis para a verificação da segurança aos estados limites últimos. Logo, será necessário transformar a distribuição de tensões num conjunto de esforços equivalentes, para a aplicação de muitas das regras de verificação de segurança dos Eurocódigos.

Nesse contexto, as paredes de alvenaria confinada foram discretizadas através de elementos reticulados, de modo a que cada barra correspondesse a uma parede limitada por montantes de betão armado ou por aberturas. Salienta-se o facto de se ter desprezado a rigidez das zonas, imediatamente por baixo ou por cima, das aberturas das paredes de alvenaria.

Foi adoptado o modelo tridimensional apresentado na Figura 7.

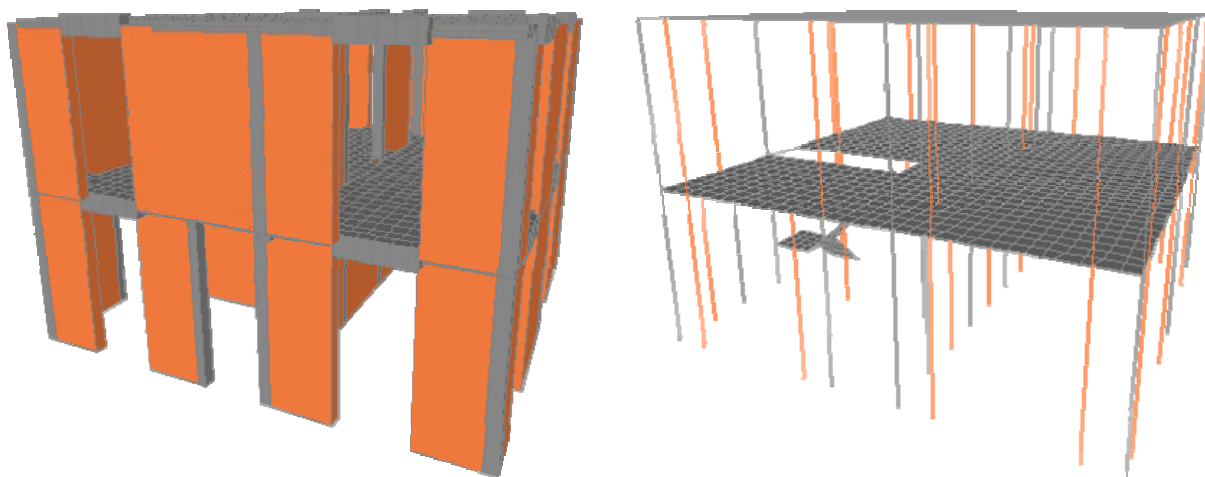


Figura 7: Modelo estrutural adoptado na análise da estrutura.

As lajes dos pisos apresentam-se em betão armado, com 0.15 m de espessura, e os lintéis adoptados têm 0.22×0.35 m. A altura do lintel foi determinada admitindo um pé direito livre em tosco de 3 m, e 13 fiadas de tijolo com uma média de 1.5 cm de espessura de argamassa de assentamento. Foram considerados dois tipos de montantes de betão armado: montantes principais de 0.22×0.22 m com 8 varões de  $\phi 10$  mm e secundários de 0.15×0.22 m com 6 varões de  $\phi 10$  mm. Todos os montantes apresentam cintas de  $\phi 6$  mm com um afastamento de 15 cm. Estes valores respeitam o estipulado no EC8.

As paredes foram modeladas com elementos reticulados, só com rigidez no plano da parede e sem rigidez de torção. Estes elementos estão ligados por elementos horizontais rígidos, com excepção das zonas com aberturas, em que foi considerado o lintel de betão armado.

As lajes de betão armado foram modeladas por elementos finitos de laje, isoparamétricos, tendo sido contemplada a laje de escada no modelo. Também foram incluídos os montantes de betão armado.

Foram adoptados para os elementos de betão armado os seguintes materiais: betão de classe C20/25 e aço S400 de classe B, de acordo com o Eurocódigo 2 [20], assim como os respectivos valores de cálculo.

Considerou-se que a alvenaria apresentava características idênticas à da alvenaria ensaiada, de modo a correlacionarmos o cálculo numérico da estrutura com os valores experimentais dos materiais.

De acordo com o EC8, de modo a ser contemplado o efeito da fissuração, o módulo de elasticidade das paredes em alvenaria confinada foi reduzido para metade, logo  $E = 0.7$  GPa. Tendo em conta o estipulado no EC6, o módulo de distorção pode ser considerado como sendo 40 % do valor de  $E$ , pelo que  $G = 0.28$  GPa.

A análise sísmica foi realizada com recurso à análise modal e ao espectro de resposta de cálculo de referência proposto no EC8 para magnitudes  $M > 5.5$ . Foi adoptado um coeficiente de comportamento  $q = 2.5$  e para a aceleração de cálculo o valor  $a_g = 1.77$  m/s<sup>2</sup> (valor correspondente ao da actual regulamentação [21] para o sismo tipo 1, terreno tipo I e coeficiente de amortecimento viscoso de 5 %).

A análise da estrutura foi realizada com recurso ao programa informático SAP2000 [22]. As respostas máximas, para cada componente do sismo, foram obtidas por combinação quadrática completa dos valores modais. Os máximos que resultam da actuação das três componentes do sismo foram obtidos por combinação quadrática simples das três componentes ortogonais. Utilizou-se para espectro de resposta da componente vertical, o proposto no EC8 para os sismos de magnitudes  $M > 5.5$ , cuja aceleração de cálculo é 90 % da considerada para as componentes horizontais.

Os dois primeiros modos apresentaram frequências de vibração de 3.78 Hz e 4.00 Hz, mobilizando menos de 80 % da massa em cada direcção.

Alguns estudos [1,5] evidenciam a complexidade do comportamento das paredes de alvenaria confinada, como se apresenta na Figura 8, permitindo equilibrar maiores momentos actuantes e forças de corte, do que com alvenaria simples, em resultado da existência de um acréscimo de compressão nas zonas de contacto entre as alvenarias e os lintéis ou a fundação, com conseqüente redução da excentricidade.

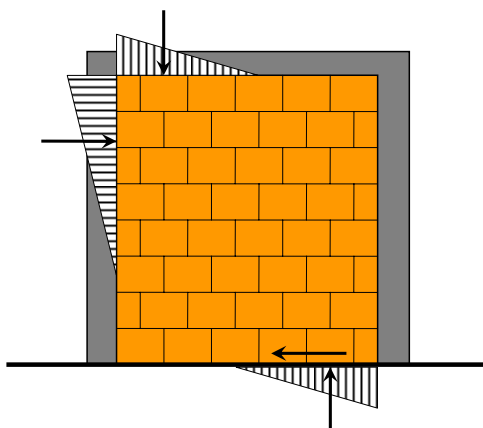


Figura 8: Forças de interacção entre a alvenaria e os elementos confinantes (adaptado de [1,5]).

O EC6 indica que a resistência ao corte das alvenarias confinadas corresponde à soma da resistência dos montantes e da alvenaria (calculada como alvenaria simples, tal como é estipulado no ponto 6.9 da parte 1 do EC6, com base, não no comprimento da zona comprimida, mas no comprimento total da parede), desprezando as armaduras na resistência ao corte dos montantes.

Tendo em conta as práticas de execução e controlo da qualidade da construção no Algarve, foi adoptado um coeficiente parcial de segurança  $\gamma_M = 3$ , na verificação da segurança das paredes de alvenaria.

No cálculo da resistência à flexão foram contempladas todas as armaduras longitudinais dos montantes, quando sujeitas a tensões axiais de tracção, tal como é indicado no EC6 e enquadrado no que é sugerido por alguns autores [5].

Atendendo aos resultados dos ensaios laboratoriais realizados, foi adoptado um diagrama triangular de tensões nas alvenarias e rectangular nos montantes comprimidos (considerando a tensão máxima na alvenaria), na verificação da segurança em relação ao estado limite último de resistência à flexão composta. Foi considerando o

valor de  $\varepsilon_{um}$ , na alvenaria, igual a 1/1000 (correspondente a 80% do menor valor obtido nos ensaios) e restringindo a extensão no aço traccionado dos montantes ( $\varepsilon_{sy}$ ) a 10/1000, como é indicado no ponto 6.6.2 da prEN 1996-1-1:2004.

A resistência ao corte foi determinada com base na soma da resistência  $V_{Rd,c}$  dos montantes (ponto 6.2.2 da EN 1992-1-1:2004) com a resistência ao corte de todo o comprimento da parede de alvenaria (prEN 1996-1-1:2004).

Neste contexto, foram analisados todos os elementos de alvenaria.

Em relação à flexão composta, foi verificada a segurança em todos os painéis, com alguma reserva de segurança. No entanto, nos painéis com aberturas inferiores a 1.5 m<sup>2</sup>, sem a existência de montantes a limitá-las, a segurança só se verifica caso sejam considerados ambos os montantes das extremidades do painel, e as duas paredes, que limitam a abertura, a funcionar como um todo. Nestas circunstâncias, aumenta o risco dos painéis saírem para fora do plano.

Quanto à segurança relativa ao esforço transversal, esta não foi verificada em alguns elementos, como, por exemplo, nas paredes que se discriminam em seguida: PX2,0; PX5,0 e PY2,0. Nestas circunstâncias, para que fosse assegurada a segurança do conjunto, seria necessário uma redistribuição das forças de corte pelos demais elementos, sempre imprevisível no que diz respeito à resposta dinâmica da construção, designadamente em relação ao efeito da torção, e atendendo ao coeficiente de comportamento adoptado.

Também foi realizado o cálculo da estrutura só com os elementos de betão armado, mas com a redução do coeficiente de comportamento para 1.5 (valor indicado pelo EC8 para baixa ductilidade).

Nestas condições, as frequências dos dois primeiros modos foram reduzidas para 1.51 Hz e 1.84 Hz.

Com estas alterações (redução do coeficiente de comportamento e diminuição da frequência), para a frequência fundamental, obtém-se uma aceleração espectral (no espectro de resposta de dimensionamento do EC8) igual à que foi obtida na situação em que as paredes foram contempladas na análise da estrutura.

As quantidades de armadura, assim determinadas, foram depois comparadas com os valores previstos de acordo com as regras do EC8, para alvenaria confinada (1 % de armadura longitudinal), tendo sido verificada a garantia da segurança em todos os montantes, quer em relação aos estados limites últimos de resistência à flexão composta desviada, quer em relação ao esforço transversal, pelo que a alvenaria não seria necessária para a verificação de segurança da construção.

## 6. CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

Do trabalho realizado podemos concluir que, com os materiais usados actualmente no Algarve, atendendo às regras estabelecidas no EC6 e EC8, no contexto actual do valor da perigosidade sísmica da região, não será viável, nem economicamente atractiva, a utilização de alvenaria resistente confinada em construções de pequeno porte. O elevado número de montantes com percentagens mínimas de armadura de 1 %, tornam redundante a consideração das alvenarias na verificação da segurança do conjunto. Caso a alvenaria seja considerada nos modelos de análise, verifica-se um significativo aumento da frequência fundamental, o que, só por si, acarreta um aumento da aceleração espectral.

O facto da segurança em relação ao estado limite último de resistência ao esforço transversal não ter sido verificada em alguns painéis de alvenaria confinada, deve-se a três factores principais: deficiente concepção arquitectónica da construção tendo em vista o sistema estrutural adoptado; fraca resistência ao corte ( $f_{vko}$ ) das juntas de assentamento, não compensadas por esforço axial que comprima a parede, o que aumentaria a resistência ao corte; não ter sido considerada a armadura transversal existente nos montantes (em consonância com o que é estipulado no EC6).

Como a moradia, analisada no caso de estudo, apresenta uma distribuição não muito regular da rigidez, em planta e alçado, os resultados foram muito condicionados, pois os esforços não se apresentaram uniformemente distribuídos pelas diversas paredes, nomeadamente as forças de corte.

Para que a alvenaria confinada seja viável como sistema estrutural a adoptar no Algarve, do ponto de vista da segurança e da economia da solução, será necessário que os projectos de arquitectura tenham em conta esse facto.

Tendo em atenção os ensaios que realizámos, podemos concluir que, para ser possível a utilização de alvenaria confinada, também será necessário a utilização de tijolo mais resistente, preferencialmente com os furos na vertical, que permitam aumentar a resistência à compressão.

Também o controlo da qualidade deverá ser maior, dada a elevada variabilidade que verificamos nos materiais ensaiados, quer ao nível das dimensões, quer em termos da resistência. Só dessa forma será possível a redução dos elevados coeficientes parciais de segurança que afectam os valores resistentes de dimensionamento.

No futuro, pretendemos avaliar a contribuição das argamassas de reboco na resistência das paredes, e verificar a diferença de resultados quando se adoptam análises sísmicas não lineares.

## 7. REFERÊNCIAS

- [1] Tomaževič, M. and Klemenc, I. (1997) Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**, p. 1059-1071.
- [2] Lourenço, P.B. (2002) Concepção e projecto para alvenaria. **Em** Eds. P.B. Lourenço e H. Sousa, Universidade do Minho, Guimarães, p. 77-110.
- [3] CEN (2004) Eurocode 6, Design of Masonry Structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. prEN 1996-1-1: 2004. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [4] CEN (2004) Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1: 2004. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [5] Tomaževič, M. (1999) *Earthquake-resistant design of masonry buildings*, Series on Innovation in Structures & Construction, Vol.1, Imperial College Press, London.
- [6] LNEC (1990) Segurança de edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada em relação à acção dos sismos. Regras práticas. NS 59, 16 p.
- [7] Oliveira, C.S. (1992) Algumas considerações sobre o comportamento das edificações com elementos de betão armado. **Em** Oliveira, C.S. *et al.* - *Dez anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980*, SRHOP Açores e LNEC, Vol. 2, p.461-480.
- [8] Klingner, R.E. (2004) Behavior of masonry in the Northridge (US) and Tecoman-Colima (Mexico) earthquakes: lessons learned, and changes in design provisions. **Em** 6º Congresso Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica / Reunião internacional de paredes de alvenaria e os sismos. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, p 3-37.
- [9] Tomaževič, M. and Klemenc, I. (1997) Verification of seismic resistance of confined masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26**, p. 1073-1088.
- [10] Hori, N.; Inoue, N.; Purushotam, D.; Nishida, T. and Kobayashi, J. (2006) Experimental and analytical studies on earthquake resisting behaviour of confined concrete block masonry structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **35** (13), p.1699-1719.
- [11] Pires, F. (1990) Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais. Dissertação para obtenção do grau de Especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 469 p.
- [12] Casabonne, C.(2000) Masonry in the seismic areas of the Americas, recent investigation and developments. *Progress in Structural Engineering and materials*, **2**, p. 319-327.
- [13] Mallardo, V.; Malvezzi, R.; Milani, E.; Milani, G. (2006) 2-D non-linear seismic analysis of a historical masonry building in Ferrara. **Em** GIMC 2006, XVI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale. Facoltà di Engenharia, Bologna.

- [14] IPQ (2002) Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão. Norma Portuguesa NP EN 1052-1: 2002.
- [15] IPQ (2005) Métodos de ensaio para alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao corte. Norma Portuguesa NP EN 1052-3: 2005.
- [16] IPQ (2001) Métodos de ensaio para blocos de alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão. Norma Portuguesa NP EN 772-1:2001.
- [17] IPQ (2006) Especificações para unidades de alvenaria. Parte 1: Tijolos cerâmicos para alvenaria. Norma Portuguesa NP EN 771-1:2006.
- [18] CEN (1999) Methods of test for mortar for masonry. Part 1: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. EN 1015-11: 1999. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [19] Carvalho, F.R. (1990) Comportamento mecânico de alvenarias. Influência de alguns parâmetros nas suas resistências à compressão e ao corte. Dissertação para obtenção do grau de Especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [20] CEN (2004) Eurocode 2, Design of concrete structures - Part 1-1: General, rules and rules for buildings. EN 1992-1-1: 2004. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- [21] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-lei nº235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional - Casa da Moeda, 1983.
- [22] Computers & Structures, Inc (2005) SAP 2000 Advanced – Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 10.0.1, Analysis Reference Manual, Computers & Structures, Inc., Berkeley, U.S.A.