

NOVO MÉTODO DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS COM ALVENARIAS DE ENCHIMENTO



João M.C. Estêvão

Professor Adjunto
DEC-ISE-UAlg
Faro
jestevao@ualg.pt



Carlos S. Oliveira

Professor Catedrático
ICIST-IST
Lisboa
csoliv@civil.ist.utl.pt

SUMÁRIO

Os sismos ocorridos em L'Aquila (Itália), em 2009, e em Lorca (Espanha), em 2011, são exemplos de sismos que evidenciaram os efeitos das alvenarias não estruturais de enchimento na resposta sísmica dos edifícios de estrutura em betão armado. O Eurocódigo 8 (EC8) também apresenta muitas referências aos efeitos negativos das alvenarias de enchimento nos pilares, referindo a necessidade de incorporar esses efeitos nos modelos quando se pretende explorar a ductilidade da estrutura, principalmente em situações de distribuição irregular desses painéis em planta e em altura. O processo mais usual de incorporar esses efeitos tem sido através da consideração de macromodelos, designadamente modelando o comportamento estrutural das paredes por intermédio de escoras diagonais. Neste trabalho, é apresentado um novo método, denominado por Método dos Elementos de Fibras de Contacto (MEFC), que recorre a micromodelos. São apresentados alguns casos de estudo que ilustram a importância da modelação destes elementos não estruturais, e também permitem demonstrar as potencialidades do novo método de análise de estruturas.

Palavras-chave: método dos elementos de fibras de contacto, análise estrutural, alvenarias de enchimento.

1. INTRODUÇÃO

As práticas de projeto de edifícios de estrutura de betão armado, vulgarmente adotadas para Portugal no contexto da regulamentação dos anos oitenta do século XX [1, 2], não incluíram, direta ou indiretamente, os efeitos das alvenarias de enchimento.

Os danos observados após a ocorrência do sismo de L'Aquila (Itália) em 2009, salientaram mais uma vez os efeitos das paredes de enchimento no comportamento das estrutura de betão armado [3]. Estes problemas deverão ser um alerta para Portugal, dada a semelhança dos sistemas de paredes de enchimento usados em Itália [4], com os praticados no nosso país, designadamente tendo em atenção as práticas usuais da forra do pilar com tijolos cerâmicos de modo a serem corrigidas as pontes térmicas e assim garantir o conforto e salubridade das habitações.

Também na nossa vizinha Espanha, após o sismo de Lorca de 2011, foi evidente o efeito das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento sísmico dos edifícios [5, 6].

Quando o dimensionamento de uma estrutura explora a capacidade de dissipação de energia, através do aumento da sua ductilidade, teremos problemas de compatibilidade de deslocamentos, dado que as paredes de alvenaria de enchimento, sem funções resistentes atribuídas, apresentam uma rigidez mais elevada e, além disso, evidenciam um comportamento frágil.

Atendendo a esta problemática, o Eurocódigo 8 (EC8) [7] apresenta um conjunto de princípios e regras destinados a edifícios de ductilidade média (DCM) e, principalmente, de ductilidade alta (DCH), referindo a necessidade de incluir o efeito das paredes de alvenaria de enchimento na análise da estrutura. Contudo, o EC8 não apresenta nenhuma forma objetiva para a modelação destas paredes.

Nas abordagens mais correntes, as paredes de enchimento são modeladas através de macromodelos correspondentes a escoras diagonais, com características ajustadas às dimensões, materiais e aos tipos de aberturas existentes [8]. Esta é, por exemplo, a abordagem apresentada no código sísmico FEMA 356 [9].

Numa tentativa de melhorar a reprodução dos efeitos das paredes de alvenaria de enchimento, foi desenvolvido um novo método de análise de estruturas, denominado por Método dos Elementos de Fibras de Contacto (MEFC), que recorre a micromodelos [10, 11]. Esse método foi implementado no programa FIBERBLOC2D.

2. MÉTODO DOS ELEMENTOS DE FIBRAS DE CONTACTO

Neste novo método desenvolvido, as estruturas são discretizadas em blocos retangulares, que, por sua vez, são divididas em fibras que se ligam a outras fibras dos blocos vizinhos, através de um ponto de contacto (Fig. 1). Cada contacto entre blocos é composto por um conjunto de fibras, que resultam da subdivisão da dimensão do elemento de contacto. Os blocos não necessitam de apresentar dimensões idênticas, dado que o “elemento finito”

corresponde ao contacto entre blocos, sendo os graus de liberdade do problema, as translações horizontal e vertical do centro do bloco, e a respetiva rotação. As fibras de contacto são consideradas inflexíveis, somente apresentando deformações normais e transversais, e são articuladas entre si no ponto de contacto. Estes pontos de contacto apresentam dois graus de liberdade por cada fibra: a translação horizontal e vertical do ponto de contacto.

A rigidez e a plasticidade de cada bloco são concentradas no elemento de contacto.

Comparativamente com o conhecido Método dos Elementos Finitos (FEM), com elementos retangulares de quatro nós e três graus de liberdade por nó, como é o caso dos elementos finitos implementados no programa SAP2000 [12], por exemplo, o método aqui desenvolvido apresenta um número muito inferior de graus de liberdade, o que origina matrizes de rigidez global muito mais pequenas e com menores dimensões das semibandas. Esse facto aumenta a eficácia computacional do método proposto. Além disso, o método desenvolvido, e implementado no programa informático FIBERBLOC2D, garante o equilíbrio de forças entre faces dos blocos, o que não se verifica na tradicional formulação do Método dos Elementos Finitos com elementos quadrangulares conformes, em que pode ser garantida a compatibilidade de deslocamentos, mas apresentando tensões desequilibradas nas faces de dois elementos finitos contíguos.

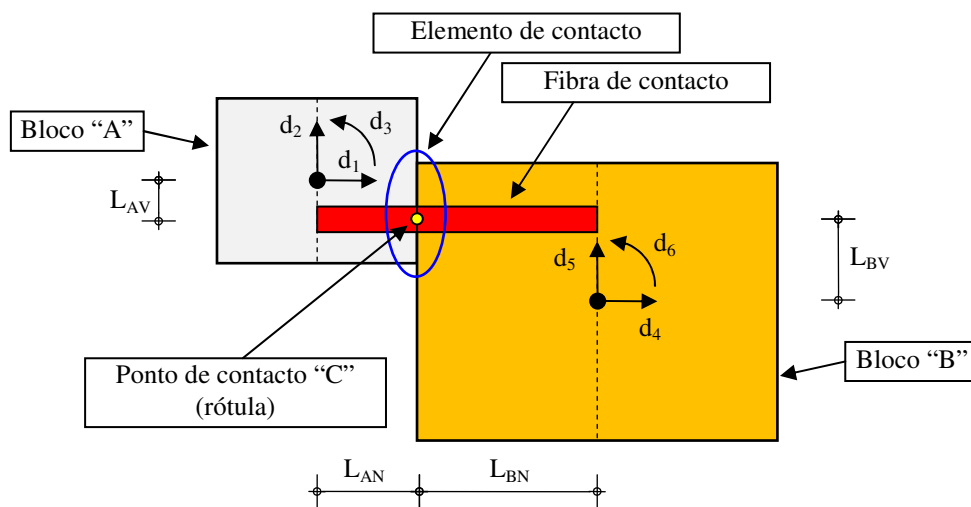


Figura 1. Esquemática do modelo proposto.

De forma a poder ser generalizada a aplicação do método, foi considerado o elemento de fibra de contacto cujo modelo está apresentado na Fig. 2. O ponto “A” corresponde ao centro do bloco “A” e o ponto “B” corresponde ao centro do bloco “B”. O ponto “C” corresponde ao ponto de contacto entre as fibras de contacto. A rigidez da fibra de cada bloco é concentrada no contacto, em duas molas ortogonais.

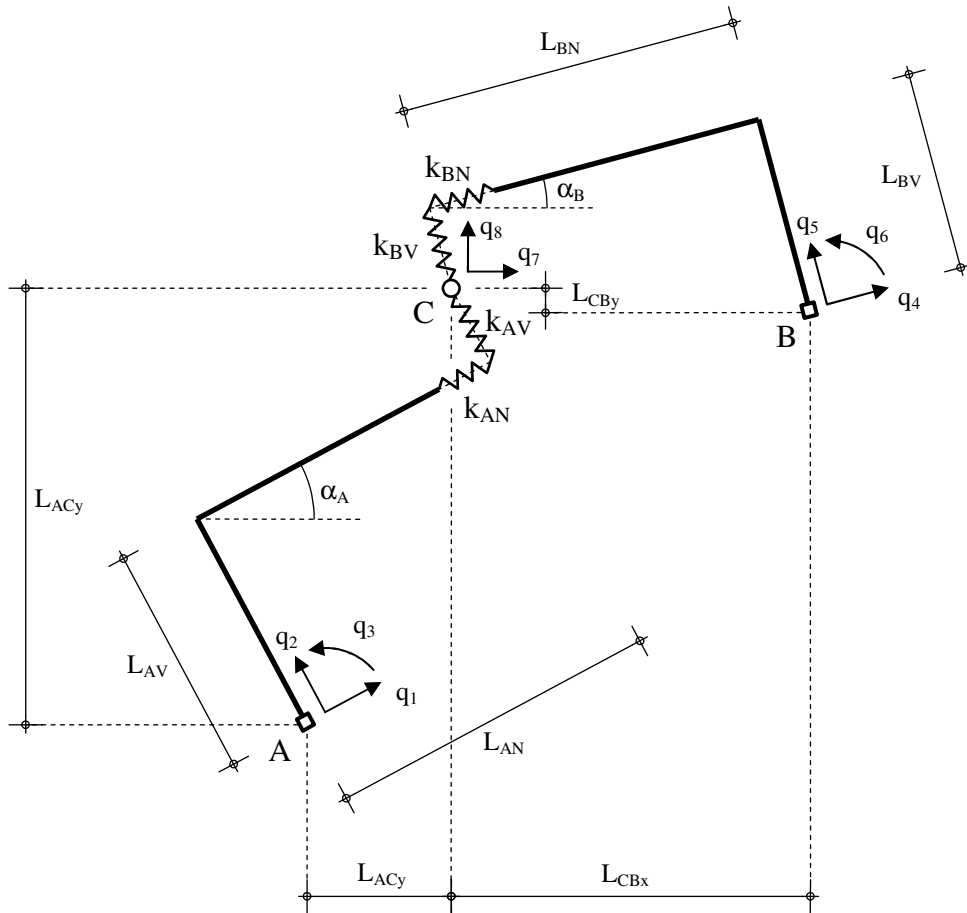


Figura 2. Esquemática do modelo proposto.

A rigidez das molas do contacto (k_{AN} , k_{AV} , k_{BN} e k_{BV} , respetivamente para os blocos A e B) correspondem à rigidez normal e transversal das fibras, e são iguais a

$$k_N = \frac{E_i \cdot A_i}{L_N} \quad (1)$$

$$k_V = \frac{G_i \cdot A_i}{L_N} \cdot \frac{5}{6} \quad (2)$$

em que E corresponde ao módulo de elasticidade, G ao módulo de distorção, e A é a área da secção transversal da fibra de contacto i .

Para facilitar a determinação da matriz de rigidez elementar, esta é determinada, primeiramente, em relação ao sistema de coordenadas locais assinalado na Fig. 2, com oito graus de liberdade (q_1 a q_8).

De modo a tornar os graus de liberdade do ponto de contacto q_7 e q_8 dependentes dos restantes, é proposta a realização da condensação estática da matriz de rigidez, adotando a seguinte partição da matriz de rigidez $[k_q]$:

$$[k_q] = \begin{bmatrix} k_{q11} & 0 & k_{q13} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{q22} & k_{q23} & 0 & 0 & 0 \\ k_{q31} & k_{q32} & k_{q33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{q44} & 0 & k_{q46} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{q55} & k_{q56} \\ 0 & 0 & 0 & k_{q64} & k_{q65} & k_{q66} \\ k_{q71} & k_{q72} & k_{q73} & k_{q74} & k_{q75} & k_{q76} \\ k_{q81} & k_{q82} & k_{q83} & k_{q84} & k_{q85} & k_{q86} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{q17} & k_{q18} \\ k_{q27} & k_{q28} \\ k_{q37} & k_{q38} \\ k_{q47} & k_{q48} \\ k_{q57} & k_{q58} \\ k_{q67} & k_{q68} \\ k_{q77} & k_{q78} \\ k_{q87} & k_{q88} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_{qAB}] & [k_{qABC}] \\ [k_{qCAB}] & [k_{qCC}] \end{bmatrix} \quad (3)$$

peço que teremos

$$\begin{bmatrix} [k_{qAB}] & [k_{qABC}] \\ [k_{qCAB}] & [k_{qCC}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{q_A\} \\ \{q_B\} \\ \{q_C\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_{qA}\} \\ \{F_{qB}\} \\ \{F_{qC}\} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Após a condensação estática da matriz de rigidez, iremos obter

$$[k_{qe}] = [k_{qAB}] - [k_{qABC}] \cdot [k_{qCC}]^{-1} \cdot [k_{qCAB}] = \begin{bmatrix} [k_{qeAA}] & [k_{qeAB}] \\ [k_{qeBA}] & [k_{qeBB}] \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\{F_{qe}\} = \begin{Bmatrix} \{F_{qA}\} \\ \{F_{qB}\} \end{Bmatrix} - [k_{qABC}] \cdot [k_{qCC}]^{-1} \cdot \{F_{qC}\} = \begin{Bmatrix} \{F_{qeA}\} \\ \{F_{qeB}\} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

Recorrendo a uma transformação de coordenadas, teremos

$$[k_d] \cdot \{d\} = [k_d] \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [k_{dAA}] & [k_{dAB}] \\ [k_{dBA}] & [k_{dBB}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{d_A\} \\ \{d_B\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_{dA}\} \\ \{F_{dB}\} \end{Bmatrix} = \{F_d\} \quad (7)$$

$$\{q_A\} = [T_A] \cdot \{d_A\} = [T_A] \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\{q_B\} = [T_B] \cdot \{d_B\} = [T_B] \cdot \begin{Bmatrix} d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$[T_A] = \begin{bmatrix} \cos\alpha_A & \text{sen}\alpha_A & 0 \\ -\text{sen}\alpha_A & \cos\alpha_A & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$[T_B] = \begin{bmatrix} \cos\alpha_B & \text{sen}\alpha_B & 0 \\ -\text{sen}\alpha_B & \cos\alpha_B & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (11)$$

em que $[T_A]$ e $[T_B]$ são matrizes de transformação, logo

$$[k_{qe}] \cdot \begin{Bmatrix} \{q_A\} \\ \{q_B\} \end{Bmatrix} = [k_{qe}] \cdot \begin{Bmatrix} [T_A] \cdot \{d_A\} \\ [T_B] \cdot \{d_B\} \end{Bmatrix} = \{F_{qe}\} \quad (12)$$

$$\begin{bmatrix} [k_{qeAA}] & [k_{qeAB}] \\ [k_{qeBA}] & [k_{qeBB}] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{q_A\} \\ \{q_B\} \end{Bmatrix} = \{F_{qe}\} = \begin{Bmatrix} \{F_{qeA}\} \\ \{F_{qeB}\} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

Se atendermos à mudança de sistema de coordenadas e se multiplicarmos a primeira linha por $[T_A]^T$ e a segunda linha por $[T_B]^T$, iremos obter

$$\begin{cases} [T_A]^T \cdot [k_{qeAA}] \cdot [T_A] \cdot \{d_A\} + [T_A]^T \cdot [k_{qeAB}] \cdot [T_B] \cdot \{d_B\} = [T_A]^T \cdot \{F_{qeA}\} = \{F_{dA}\} \\ [T_B]^T \cdot [k_{qeBA}] \cdot [T_A] \cdot \{d_A\} + [T_B]^T \cdot [k_{qeBB}] \cdot [T_B] \cdot \{d_B\} = [T_B]^T \cdot \{F_{qeB}\} = \{F_{dB}\} \end{cases} \quad (14)$$

$$\begin{bmatrix} [T_A]^T \cdot [k_{qeAA}] \cdot [T_A] & [T_A]^T \cdot [k_{qeAB}] \cdot [T_B] \\ [T_B]^T \cdot [k_{qeBA}] \cdot [T_A] & [T_B]^T \cdot [k_{qeBB}] \cdot [T_B] \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{d_A\} \\ \{d_B\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_{dA}\} \\ \{F_{dB}\} \end{Bmatrix} \quad (15)$$

$$\{F_d\} = \begin{Bmatrix} \{F_{dA}\} \\ \{F_{dB}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [T_A]^T \cdot \{F_{qeA}\} \\ [T_B]^T \cdot \{F_{qeB}\} \end{Bmatrix} \quad (16)$$

$$[k_d] = \begin{bmatrix} [k_{dAA}] & [k_{dAB}] \\ [k_{dBA}] & [k_{dBB}] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [T_A]^T \cdot [k_{qeAA}] \cdot [T_A] & [T_A]^T \cdot [k_{qeAB}] \cdot [T_B] \\ [T_B]^T \cdot [k_{qeBA}] \cdot [T_A] & [T_B]^T \cdot [k_{qeBB}] \cdot [T_B] \end{bmatrix} \quad (17)$$

Se atendermos a todas as N_m fibras de um contacto, teremos a seguinte matriz de rigidez de um determinado contacto

$$[k_e] = \sum_{i=1}^{N_m} [k_d]_{(i)} \quad (18)$$

Para efeitos da análise dinâmica da estrutura, e se for pretendida a distribuição quase contínua da massa, a matriz de massa de cada bloco será igual a

$$[m_e] = \rho \cdot b \cdot L_x \cdot L_y \cdot \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{12}(L_x^2 + L_y^2) \end{bmatrix} \quad (19)$$

em que ρ é a massa por unidade de volume, e b é a espessura do bloco.

No programa FIBERBLOC2D foi desenvolvido um conjunto de rotinas informáticas que permitem detetar, automaticamente, os contactos entre blocos vizinhos, sem ser necessário fornecer ao programa qualquer informação adicional, para além da simples definição da malha de blocos referida anteriormente. Foram definidas algumas regras heurísticas para a identificação dos contactos iniciais existentes em cada bloco vizinho.

3. CASOS DE ESTUDO

Para ilustrar a capacidade do novo método desenvolvido e os efeitos das alvenarias de enchimento em estruturas de betão armado, foram estudados cinco pórticos de edifícios correntes, apresentando diferentes padrões para a distribuição das alvenarias de enchimento, mas com igual estrutura de betão armado (C20/25), cujo modelo está apresentado na Fig. 3. Na direção ortogonal, os pórticos repetem-se com um afastamento de 4 m. O pilar central da estrutura (P2) tem 0.25×0.60 m e os restantes (P1) têm 0.25×0.50 m. As vigas apresentam uma secção retangular com 0.25×0.60 m (V1) para o primeiro piso, e 0.25×0.50 m (V2) para os restantes.

Os diferentes pórticos foram sujeitos às ações sísmicas estipuladas na NP EN 1998-1:2010 [7], admitindo que estavam localizadas na cidade de Faro, num terreno tipo C. Foi adotado um coeficiente de comportamento igual a 3.9 (estrutura de ductilidade DCM).

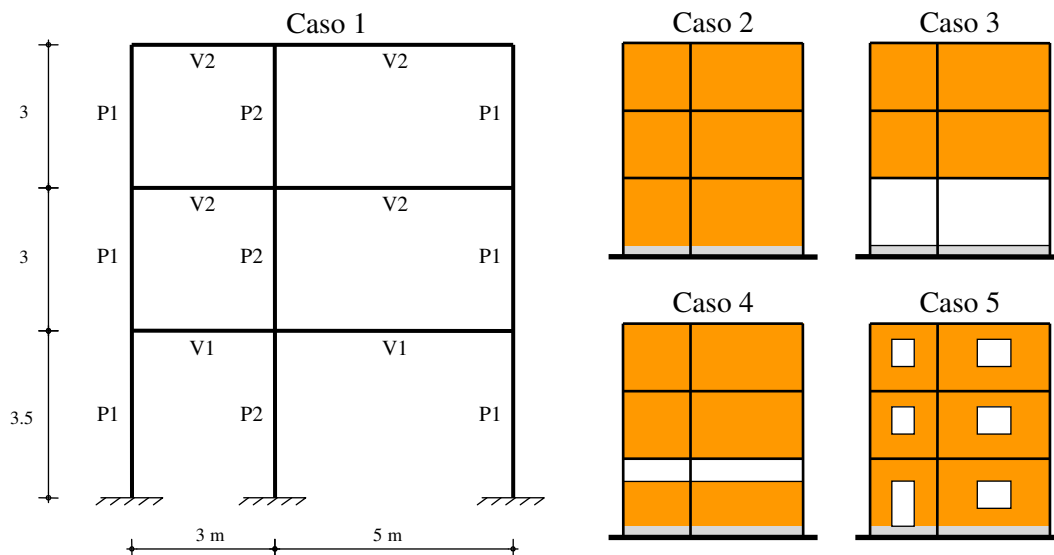


Figura 3. Pórticos adotados nos estudos realizados.

Foi usado o programa FIBERBLOC2D para a obtenção dos resultados das análises sísmicas dos diversos casos de estudo. Na realização dessas análises, foi adotado um valor de rigidez igual a metade do valor elástico, tal como é indicado no EC8, ou seja, foram considerados valores para o módulo de elasticidade correspondentes a metade do valor estipulado no EC2 (para o betão C20/25). Em relação às alvenarias (com 0.20 m de espessura), foram usados metade dos valores obtidos em ensaios laboratoriais [13, 14] de acordo com o sugerido no EC8 (para a alvenaria fendilhada). Foi assumido que todos os

elementos foram executados em simultâneo. Foram adotados valores iguais para as massas consideradas em todos os casos atrás referidos ($m_1=32.54$ ton., $m_2=31.84$ ton., e $m_3=24.11$ ton.), e só foi considerado o movimento horizontal dessas massas, para uma melhor comparação dos resultados.

3.1 Análise modal

3.1.1 Pórticos sem alvenaria de enchimento

No primeiro caso foi considerada uma situação sem alvenarias de enchimento. Foi adotado um modelo com 1820 blocos, como pode ser observado na Fig. 4, onde estão apresentados os modos de vibração.

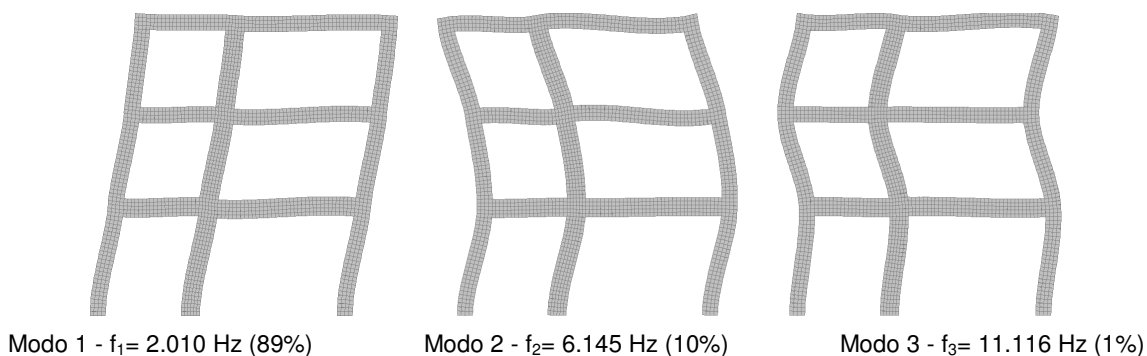


Figura 4. Modos de vibração obtidos com o FIBERBLOC2D para o caso 1, e respetiva percentagem de massa mobilizada.

3.1.2 Preenchimento total de alvenaria de enchimento

Neste segundo caso foi considerado o preenchimento total dos pórticos com alvenaria de enchimento de tijolo cerâmico com furação na horizontal. Foram consideradas duas fiadas iniciais de alvenaria de blocos de cimento. A estrutura foi dividida em 2700 blocos. Os resultados estão apresentados na Fig. 5. O aumento da rigidez da estrutura foi significativo, com a frequência fundamental a aumentar 135%.

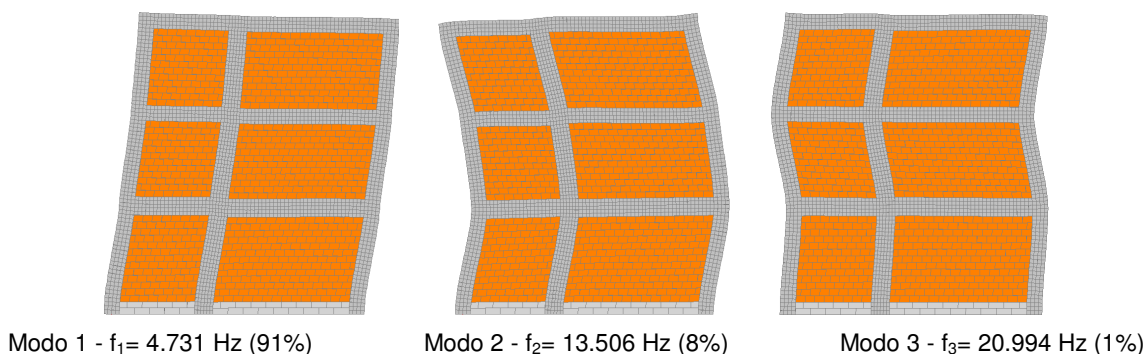


Figura 5. Modos de vibração obtidos com o FIBERBLOC2D para o caso 2, e respetiva percentagem de massa mobilizada.

3.1.3 Existência de piso térreo vazado

O terceiro caso correspondeu a uma situação de piso térreo vazado (sem alvenarias de enchimento no piso térreo), mas mantendo duas fiadas iniciais em blocos de cimento (modelo com 2402 blocos). Esta situação tem apresentado um mau comportamento sísmico um pouco por todo o mundo [10]. As configurações dos modos de vibração estão apresentadas na Fig. 6. É de salientar que, praticamente, toda a massa é mobilizada no primeiro modo de vibração, e a deformação está concentrada toda nos pilares do piso térreo (na zona vazada).

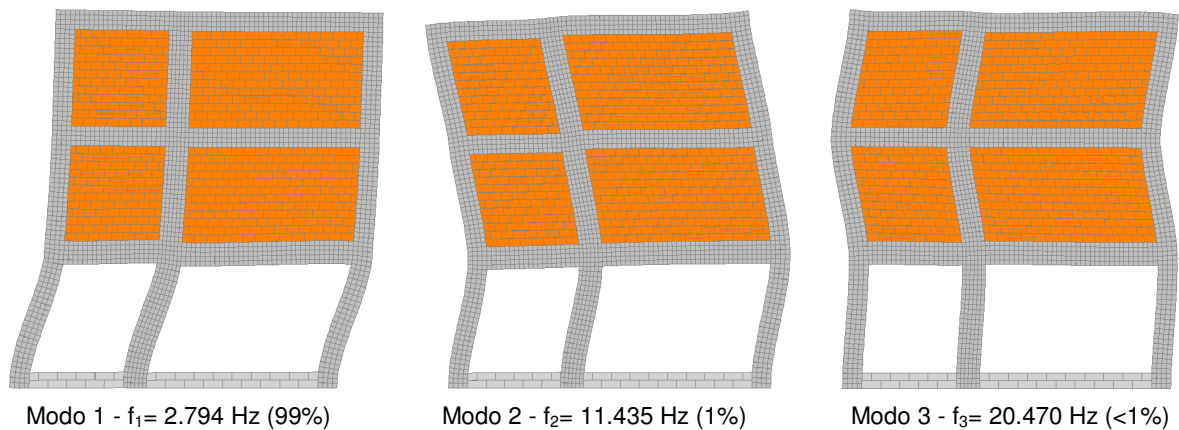


Figura 6. Modos de vibração obtidos com o FIBERBLOC2D para o caso 3, e respetiva percentagem de massa mobilizada.

3.1.4 Existência de pilares curtos

O quarto caso correspondeu à existência de um preenchimento parcial dos painéis de alvenaria do piso térreo, com uma abertura com 0.54 m de altura até à viga, originando pilares curtos (modelo com 2654 blocos). Os correspondentes modos de vibração estão apresentados na Fig. 7.

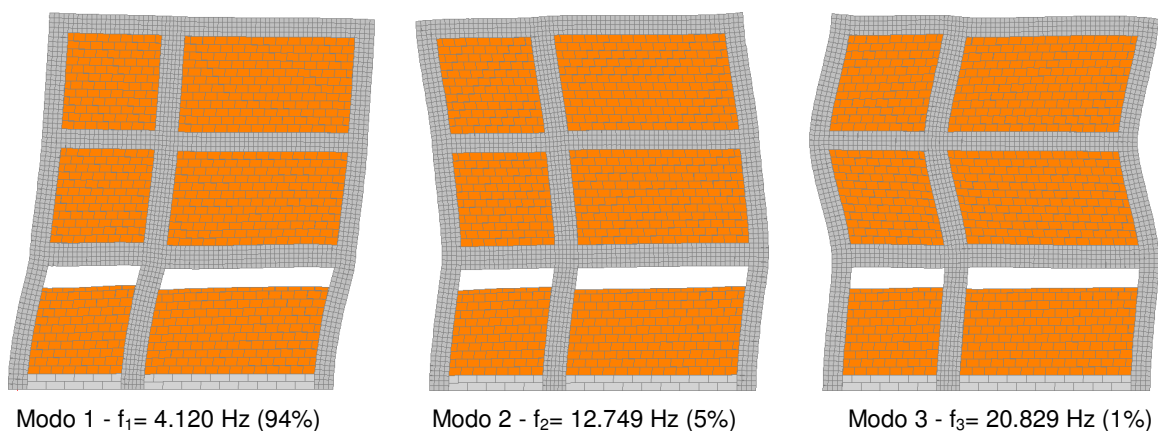


Figura 7. Modos de vibração obtidos com o FIBERBLOC2D para o caso 4, e respetiva percentagem de massa mobilizada.

3.1.5 Existência de portas e janelas

O quinto e último caso corresponde a uma vulgar situação de paredes de fachada, com a existência de vãos de portas e janelas (modelo com 2546 blocos). Os modos de vibração determinados, e correspondentes frequências próprias estão apresentados na Fig. 8.

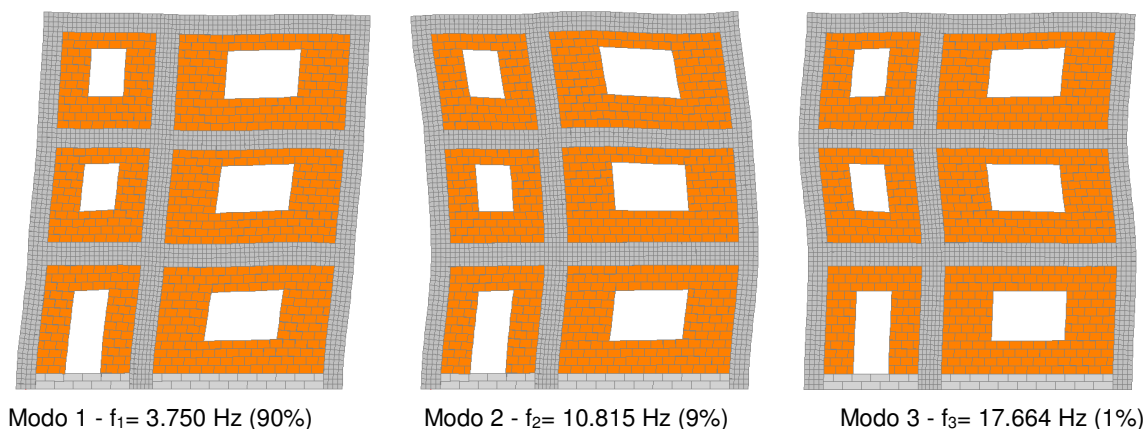


Figura 8. Modos de vibração obtidos com o FIBERBLOC2D para o caso 5, e respetiva percentagem de massa mobilizada.

3.2 Esforços obtidos

De modo a possibilitar a comparação, unicamente, dos efeitos das alvenarias de enchimento, foram quantificados os esforços axiais, transversos e momentos fletores para o pilar central ao nível do piso térreo.

Para todos os casos estudados a aceleração espectral de cálculo correspondeu, aproximadamente, ao valor do patamar de aceleração constante do sismo tipo 1 (cenário de sismo afastado), que é igual a 1.795 m/s^2 . Isto significa que a força de corte na base (F_b) foi praticamente igual para todos os casos, mas com diferentes distribuições das forças sísmicas pelos diversos pisos e elementos estruturais. As diferenças dos valores de F_b resultantes da combinação quadrática completa dos vários modos de vibração (coeficiente de amortecimento modal igual a 5%), foram inferiores a 10.13% (valores de F_b iguais a 142.418 kN para o caso 1, 144.976 kN para o caso 2, 156.843 kN para o caso 3, 149.920 kN para o caso 4, e 144.213 kN para o caso 5).

Os esforços foram obtidos com o programa FIBERBLOC2D, que permite determinar um esforço resultante num conjunto de blocos seleccionados (Fig. 9).

Os esforços sísmicos finais foram determinados através da combinação quadrática completa dos valores obtidos para cada um dos modos de vibração. Só foram consideradas as componentes horizontais dos sismos tipo 1 e 2 da NP EN1998-1:2010.

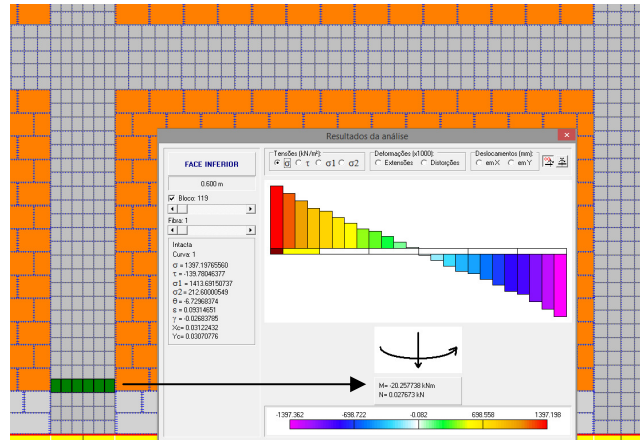


Figura 9. Exemplo do cálculo de esforços e das tensões numa secção composta por um conjunto de blocos seleccionados (alinhados numa face).

Os resultados máximos obtidos para o troço do piso térreo do pilar central (P2) estão apresentados nas Figs. 10-14 (somente ação sísmica).

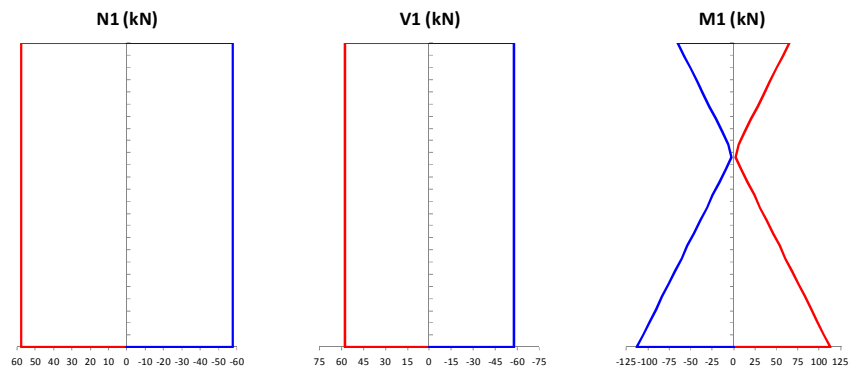


Figura 10. Diagramas de esforços (axiais, transversos e momentos fletores) do troço do piso térreo do pilar central (P2), para o caso de estudo 1.

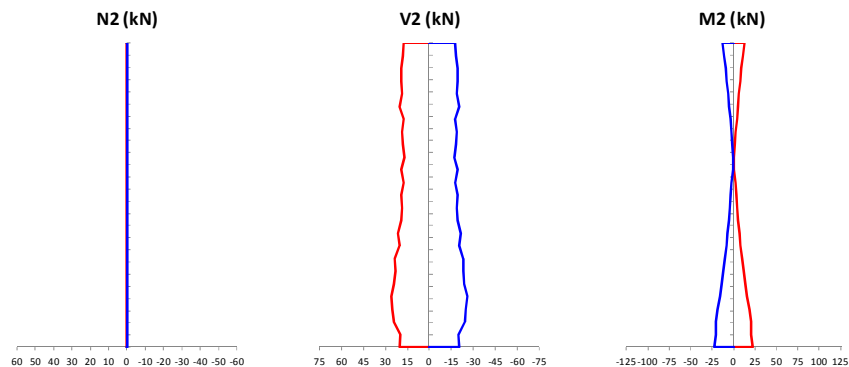


Figura 11. Diagramas de esforços (axiais, transversos e momentos fletores) do troço do piso térreo do pilar central (P2), para o caso de estudo 2.

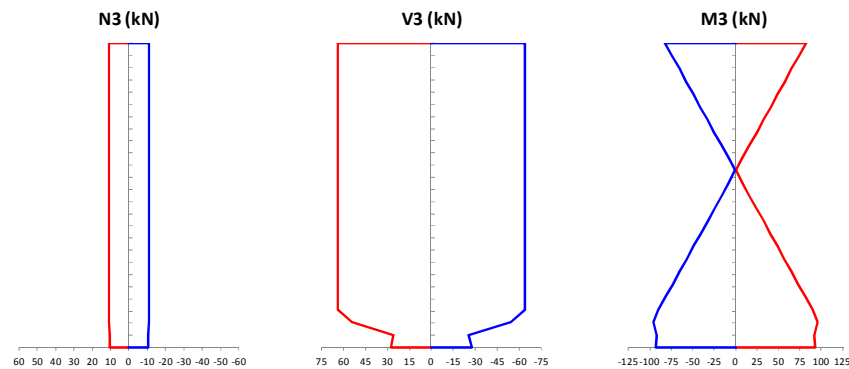


Figura 12. Diagramas de esforços (axiais, transversos e momentos fletores) do troço do piso térreo do pilar central (P2), para o caso de estudo 3.

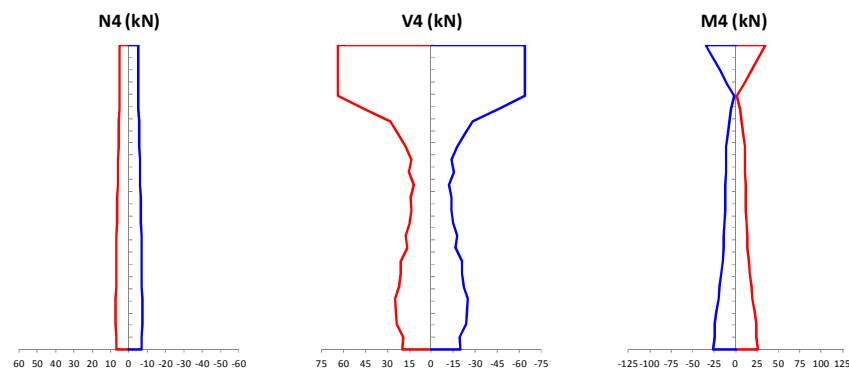


Figura 13. Diagramas de esforços (axiais, transversos e momentos fletores) do troço do piso térreo do pilar central (P2), para o caso de estudo 4.

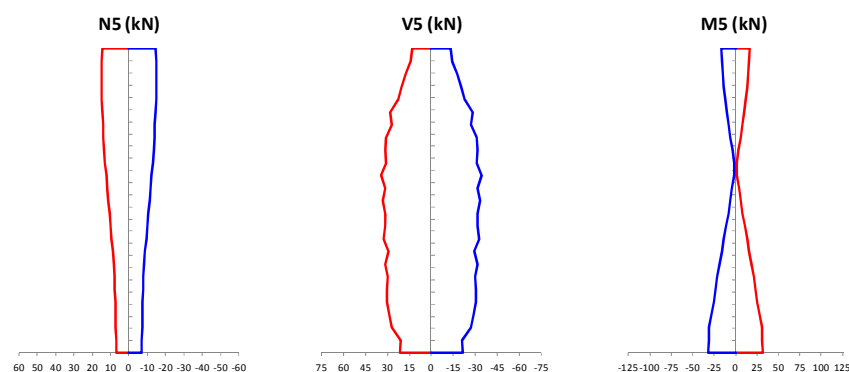


Figura 14. Diagramas de esforços (axiais, transversos e momentos fletores) do troço do piso térreo do pilar central (P2), para o caso de estudo 5.

É de salientar que os esforços obtidos correspondem ao regime elástico, muito embora tenha sido considerada uma redução na rigidez das paredes e dos elementos de betão armado, tal como é indicado no EC8. Em face das tensões instaladas nas alvenarias de enchimento, e em face da previsível dispersão de valores de resistência destas paredes, por

não existir controlo de qualidade, estas poderão entrar em rotura, o que pode alterar significativamente a distribuição de esforços.

Também não foi contemplada a possibilidade das paredes poderem saltar para fora do seu plano.

Neste estudo também não foram contemplados os possíveis faseamentos construtivos.

No Quadro 1 estão apresentadas as variações percentuais dos máximos valores elásticos quantificados dos esforços axiais, esforços transversos e momentos fletores de um determinado caso (com alvenarias de enchimento), em relação aos correspondentes valores obtidos para o caso 1 (sem alvenarias de enchimento).

Quadro 1. Valor percentual dos esforços dos diversos casos com alvenarias de enchimento em relação ao caso 1 (sem alvenarias).

Caso	Secção	Esforço axial [%]	Esforço transversal [%]	Momento fletor [%]
2	Base	0.36	35.63	20.08
	Topo	0.42	30.77	19.24
3	Base	18.36	48.11	82.55
	Topo	18.79	110.50	126.43
4	Base	12.24	34.66	23.02
	Topo	9.16	110.57	53.07
5	Base	11.84	37.46	28.71
	Meio	19.57	57.40	27.60
	Topo	25.34	22.64	25.89

4. CONCLUSÕES

Em relação ao novo Método dos Elementos de Fibras de Contacto (MEFC), ele parece ser especialmente indicado para o estudo conjunto do comportamento das alvenarias de enchimento e da estrutura de betão armado.

A primeira grande vantagem em relação aos demais métodos de análise de estruturas, como, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos (FEM) implementado no programa SAP2000, é que a malha de elementos definida no MEFC não necessita de apresentar blocos vizinhos com iguais dimensões de lados, o que é especialmente útil para modelar as unidades de alvenaria (de tijolo furado, por exemplo) em contacto com os pilares e vigas de betão armado.

Dos resultados obtidos neste trabalho, fica evidente o efeito das alvenarias de enchimento na resposta sísmica global das estruturas de betão armado.

Existido um preenchimento uniforme das estruturas com painéis de alvenaria sem aberturas, isso parece originar uma grande redução dos esforços nos elementos estruturais de betão armado, desde que esses painéis mantenham a sua integridade. Contudo, esse efeito positivo é incerto, pois as alvenarias de enchimento não são sujeitas a um controlo de qualidade que garanta um determinado nível de resistência, e atendendo a que estas poderão saltar para fora do seu plano.

A existência de aberturas nos painéis de alvenaria, designadamente originando pisos totalmente vazados de alvenarias, mais flexíveis, ou criando pilares curtos, parece ter um efeito muito nefasto sobre as estruturas de betão armado.

Os resultados obtidos indiciam que as estruturas com pisos térreos vazados apresentam um comportamento dinâmico muito diferente daquele que é exibido pela mesma estrutura sem alvenarias. Nestes casos, a estrutura parece apresentar um modo de vibração muito dominante, que mobiliza quase a totalidade da massa da estrutura, envolvendo somente a deformação dos pilares do piso vazado. No modelo elástico estudado, isso teve como consequência um agravamento dos esforços transversos e dos momentos fletores. Contudo, do ponto de vista inelástico, o coeficiente de comportamento efetivo poderá ser grandemente reduzido, atendendo a que a dissipação de energia irá ocorrer, essencialmente, nos pilares do piso vazado.

Em relação à situação estudada com existência de pilares curtos, só os esforços transversos obtidos é que apresentaram um agravamento, ainda que não muito significativo. Provavelmente, os danos nos pilares curtos, que têm sido observados em edifícios sujeitos à ocorrência de sismos, só poderão ser convenientemente explicados com recurso a modelos de comportamento não-linear dos pilares de betão armado, que reproduzam, com rigor, as eventuais roturas por corte induzidas pelas alvenarias de enchimento.

Estes primeiros resultados obtidos com o programa FIBERBLOC2D parecem ser muito encorajadores. No entanto, será necessário confrontar os resultados do programa com resultados de ensaios experimentais e em regime não-linear, de modo a se averiguar a influência da cedência das paredes de alvenaria de enchimento na variação de esforços dos elementos estruturais.

No futuro, será importante a realização de um estudo sistemático do efeito das alvenarias de enchimento no comportamento sísmico não-linear das estruturas de betão armado, o qual se pretende realizar com recurso ao programa FIBERBLOC2D.

REFERÊNCIAS

- [1] RSAEEP – Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio., Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1983.

- [2] REBAPE – Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado. Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho., Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1983.
- [3] Ricci, P.; De Luca, F.; Verderame, G. – "6th April 2009 L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance", Bull Earthquake Eng, Vol. 9 (1), 2011, p. 285-305. 10.1007/s10518-010-9204-8
- [4] Braga, F.; Manfredi, V.; Masi, A.; Salvatori, A.; Vona, M. – "Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake", Bull Earthquake Eng, Vol. 9 (1), 2011, p. 307-324. 10.1007/s10518-010-9205-7
- [5] Hermanns, L.; Fraile, A.; Alarcón, E.; Álvarez, R. – "Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake", Bull Earthquake Eng, Vol., 2013, p. 1-21. 10.1007/s10518-013-9499-3
- [6] Romão, X.; Costa, A.A.; Paupério, E.; Rodrigues, H.; Vicente, R.; Varum, H.; Costa, A. – "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake", Engineering Failure Analysis, Vol. 34, 2013, p. 670-692. 10.1016/j.engfailanal.2013.01.040
- [7] IPQ – NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios., Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010.
- [8] Al-Chaar, G. – Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures., Washington, D.C., ERDC/CERL TR-02-1 Report, 2002.
- [9] ASCE – Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington, D.C., FEMA 356 Report, 2000.
- [10] Estêvão, J.M.C. - Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, UTL, Lisboa, Portugal, 2012.
- [11] Estêvão, J.M.C.; Oliveira, C.S. – "A new analysis method for structural failure evaluation", Engineering Failure Analysis. 10.1016/j.engfailanal.2014.08.009, *In Press*.
- [12] Computers & Structures, Inc. – SAP 2000 Advanced – Integrated Software for Structural Analysis & Design, Analysis Reference Manual, Berkeley, Version 10.0.1, 2005.
- [13] Braga, A.M.G.S.; Estêvão, J.M.C. – "Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no Algarve", Proceedings da 7º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, FEUP, Porto, 2007, p. 293-294.
- [14] Braga, A.M.G.S.; Estêvão, J.M.C. – "Feasibility of confined masonry design in Azores", Proceedings da International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing, SPRHI, S.A., Horta, Faial, 2008, p. 223-226.