Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural

Using stress fields models for analysis of couple beam in structural concrete

Miguel P. Ferreira João F. Almeida Miguel S. Lourenço

Resumo

Em zonas sísmicas recorre-se frequentemente a sistemas de paredes acopladas por vigas de acoplamento. Para que este acoplamento seja eficaz é necessário que a viga tenha ductilidade e resistência adequadas para transmitir uma "força de corte" que permita que as 2 paredes funcionem em conjunto.

Nos atuais regulamentos, a resistência destas vigas é baseada apenas nas armaduras diagonais quando a relação L/h (vão livre/altura da secção transversal) é baixa, L/h \leq 3 (EC8) ou L/h \leq 4 (ACI 318). Estes modelos de dimensionamento são conceptualmente diferentes dos adotados para as vigas primárias de sistemas porticados.

O comportamento estrutural destes sistemas foi avaliado numericamente através de modelos de campos de tensões. Os modelos desenvolvidos são comparados: com resultados experimentais de vigas com diferentes rácios L/h; e com resultados de modelos de elementos finitos não lineares.

Apresenta-se também a extensão destes modelos de campos de tensões para o estudo de ações cíclicas.

Abstract

Coupled wall systems are frequently adopted to improve buildings lateral resistance in seismic regions. The efficiency of the connection requires that coupling beams present adequate ductility and "shear" resistance, ensuring an adequate global response of the walls system.

Current code indications to evaluate the resistance of coupling beam elements only consider diagonal reinforcement when L/h ratio (clear span / height of transverse section) is low, *e.g.* L/h \leq 3 (EC8) or L/h \leq 4 (ACI 318). Such design and detailing models are conceptually different from those prescribed for primary slender beams of frame resistant systems.

In this paper the behavior of these elements is numerically evaluated using stress fields models. The results are compared with experimental results in coupling beams with different L/h ratios and with numerical results of nonlinear finite element 2D models.

In conclusion, an extension of the use of these models for cyclic analysis is presented.

Palavras-chave: Vigas de acoplamento / Análise não linear / Modelos de campos de tensões / Análise cíclica

Keywords: Coupling beams / Nonlinear analysis / Stress field models / Cyclic analysis

Miguel P. Ferreira

PhD Student Universidade de Lisboa Lisboa, Portugal miguelpedrosaferreira@gmail.com

João F. Almeida

Universidade de Lisboa Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos Lisboa, Portugal jalmeida@civil.ist.utl.pt

Miguel S. Lourenço

JSJ Consulting Lisboa, Portugal mlourenco@jsj.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

FERREIRA, M. P. [*et al*.] – Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 81-90.

1 Introdução

Num sistema estrutural resistente a sismos são por vezes adotadas disposições com paredes acopladas. Para que esse acoplamento seja eficaz é necessário que as vigas de acoplamento consigam transmitir as forças que permitam o funcionamento em conjunto do sistema de paredes.

As regras de dimensionamento, para essas vigas, presentes em alguns dos regulamentos de referência, indicam que, quando a relação entre o vão livre (L) e a altura da viga (h) é baixa (L/h \leq 3 EC8 [1], L/h \leq 4 ACI 318[2]), a resistência é assegurada unicamente por diagonais de varões devidamente cintados, para transmitir os esforços equivalentes à flexão e ao corte.

Esta forma de verificação de segurança é conceptualmente diferente da proposta para outras vigas que fazem parte de sistemas porticados, sendo por conseguinte importante compreender essa descontinuidade de modelos de dimensionamento imposta nos regulamentos, que não considera a parcela de resistência correspondente às armaduras longitudinais e estribos. Este aspeto é também relevante para a avaliação de estruturas existentes, em que, dependendo do período em que foram projetadas, se verifica frequentemente não seguirem as disposições de dimensionamento e pormenorização atualmente indicadas.

Nesta comunicação estudam-se casos de vigas de acoplamento com armaduras convencionais, portanto apenas com varões longitudinais e estribos. Os casos de estudo correspondem a ensaios laboratoriais, com esbeltezas $1,17 \le L/h \le 2$, realizados por Zhao [3].

Os casos estudados foram modelados com elementos 2D com análise não linear para melhor visualização do caminho das forças dentro destes elementos, cujas trajetórias de tensões se afastam consideravelmente das correspondentes à solução elástica linear.

Os correspondentes modelos de campos de tensões foram desenvolvidos e avaliados com a informação disponível dos ensaios. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos para o ensaio cíclico com base num modelo simples de campos de tensões para a avaliação de carregamento cíclico, aspeto que se encontra ainda presentemente em desenvolvimento.

2 Modelação

Este tipo de elementos, vigas de acoplamento, tem sido estudado laboratoriamente desde os primeiros trabalhos de Paulay em 1972, Barney, Tegos, Tassios, Vignoli em 2000, para citar alguns exemplos resumidos por Zhao [3]. Mais recentemente têm sido ensaiadas outras disposições nomeadamente com utilização de fibras metálicas e betão de elevada *performance* [4], bem como com confinamento total da secção em alternativa ao confinamento específico apenas das armaduras diagonais [5].

Para o estudo que se apresenta foram tomados como referência os ensaios de Z. Zhao [3] dadas as características pretendidas como: (i) utilização de armaduras convencionais; (ii) vários rácios L/h dentro dos valores previstos nos regulamentos usando o modelo resistente por diagonais; (iii) ensaios sem esforço axial; (iv) ensaios cíclicos; e (v) informação detalhada dos resultados experimentais.

2.1 Descrição dos ensaios

Os modelos foram testados com o esquema apresentado na Figura 1. As dimensões das vigas e respetivos maciços são apresentados na Figura 2. Os protótipos de betão são fixos, superior e inferiormente, por parafusos a vigas metálicas de grande inércia. A ação é aplicada na horizontal a meia altura da viga ensaiada. O peso dos equipamentos dos ensaios é compensado por um sistema de contrapesos. A rotação nula do bloco superior é assegurada pelo sistema de "duplo slide" introduzido entre as vigas do topo e da base.

As vigas e respetivos maciços têm uma espessura de 120 mm. As vigas têm um comprimento de 700 mm e a altura da secção transversal varia entre 600 mm e 350 mm para obter os diferentes rácios L/h.



Figura 1 Imagem de um ensaio tipo feito por Z. Zhao (adaptado de [3])



Figura 2 Desenho com os protótipos ensaiados (adaptado de Z. Zhao [3])

No Quadro I apresentam-se as principais características dos modelos analisados. Os rácios L/h variam entre 1,17 e 2,0. A taxa de armadura principal, ρ_s , é similar nos 3 primeiros modelos (0,49%), aumentando no modelo MCB4 (para 0,56%). Os modelos têm além das armaduras longitudinais principais um conjunto de varões longitudinais dispostos na alma.

Quadro I Modelos testados: rácio L/h, armaduras, tensão de compressão do betão [3]

	Altura da viga [mm]	Relação ⁻ L/h	Armadu	Tensão		
Modelo			Principal	Adicional	ρ _s [%]	máxima f _c [MPa]
MCB1	600	1,17	3 T12	2 x 2R8	0,485	45,5
MCB2	500	1,40	2T12 + 1T8	2 x 2R8	0,486	45,7
MCB3	400	1,75	2 T12	2R8	0,496	35,0
MCB4	350	2,00	1T12 + 2T8	2R8	0,563	37,4

Quadro II Características das armaduras usadas nos modelos

Tipo de armadura	Área do varão A _s [mm²]	Tensão de cedência f _{sy} [MPa]	Tensão última f _{su} [MPa]
T12	111,6	525	637
Т8	54,0	517	717
R8	48,1	346	480

2.2 Modelação com elementos 2D

A distribuição de tensões no betão para estes casos, vigas de acoplamento com armadura convencional, afasta-se muito das trajetórias obtidas por uma análise elástica linear, porque não existem armaduras diagonais. Por conseguinte, é importante avaliar essas trajetórias de tensões para elaborar e validar um modelo mais simples baseado em campos de tensões.

A modelação com elementos finitos CST 2D, *constant strain triangle*, para o betão e elementos 1D para as armaduras permitiu aferir a distribuição de tensões no betão com uma análise não linear. A modelação explícita de cada armadura permite uma leitura mais simples da participação destas na trajetória de tensões. O tipo de modelo é semelhante ao desenvolvido por Fernández [6] com diferença no tipo de lei atribuída ao betão. A curva tensão-extensão para modelação do betão foi considerada com base na proposta de Vecchio [7]. Com o tensor das extensões são calculadas as extensões principais. Para cada extensão principal é calculada a tensão correspondente pela expressão (1). Assume-se que a direção das tensões principais é coincidente com a das extensões para definir o tensor das tensões. O valor da tensão de compressão é calculado com base na extensão transversal existente (2).

$$\sigma_{c^{2}} = \begin{cases} 0 & \text{se } \varepsilon_{2} \ge 0 \\ f_{\rho} \left(2 \frac{\varepsilon_{c^{2}}}{\varepsilon_{c}} - \left(\frac{\varepsilon_{c^{2}}}{\varepsilon_{c}} \right)^{2} \right) & \text{se } \varepsilon_{2} < 0 \end{cases}$$
(1)

$$f_{\rho} = f_c \frac{1}{0.8 - 0.34 \,\varepsilon_{c1} / \varepsilon_c} \tag{2}$$

A análise não linear, com base no método de Newton-Raphson modificado, foi executado no programa EvalS [8]. A força horizontal aplicada tem o sentido esquerda-direita.

No modelo desenvolvido a imposição de rotação nula foi obtida com a simulação de um *slide*, materializado por elementos rígidos 1D paralelos, tantos quantos os nós existentes ao nível da ligação superior, ligados a uma viga rígida que foi impedida de rodar e de se deslocar horizontalmente, tendo apenas possibilidade de movimento vertical, não se introduzindo assim esforço axial no modelo. A distância entre o topo do protótipo e a viga rígida foi de 1,6 m.

Na modelação das zonas de ligação superior e inferior, onde a largura aumenta para 320 mm e está fortemente armada, optou-se por modelar essas zonas com elementos com comportamento elástico linear. Em consequência, verifica-se a ocorrência de zonas de tração no betão, em especial na parte superior, porque foi aplicada uma força uniformemente distribuída. Constata-se, pela análise dos resultados, que essas forças horizontais apenas entram no modelo na zona de compressão.

2.3 Modelação com campos de tensões

Este modelo serviu para avaliar a resposta monotónica e cíclica. Sendo importante definir as características das leis tensão-extensão para um carregamento cíclico genérico.

A lei de betão simples foi desenvolvida para obter uma resposta satisfatória para os diferentes aspetos, a saber: (i) para a envolvente em compressão, parte ascendente, foi usada uma parábola com tangente nula na tensão de pico; (ii) a parte descendente à compressão é descrita com base no comprimento do elemento associado para evitar problemas de localização e por conseguinte de falta de objetividade na malha; a lei usada é do tipo Kent-Park, descrita em [9]; (iii) a lei de degradação é a definida com base no valor máximo de extensão, como definido por Sima [10], bem como o tipo de lei de descarga e recarga; (iv) a envolvente à tração foi definida com base no Model Code 2010, por apresentar uma lei contínua e baseada no rácio de armadura e respetiva tensão de cedência, tal como [11]; (v) a descarga e recarga em extensões positivas são lineares.

A modelação do aço seguiu as regras do modelo de Seckin [12]. A curva envolvente é do tipo com endurecimento não linear (HP4) e um patamar de cedência constante até 30‰, de acordo com os dados apresentados por Zhao [3].

Juntamente com os campos que simulam as armaduras, existem campos de betão para que a composição dos 2 campos permita obter a resposta conjunta. Ao usar os mesmos nós garante-se que a extensão média é a mesma. Segundo os ensaios realizados [3], o betão apresenta uma extensão de pico de 3‰.

3 Resultados

Como anteriormente referido, as condições exteriores consideradas nos ensaios conduzem a um esforço axial nulo nos modelos e a força horizontal situa-se a ½ altura da viga de acoplamento. Nesta conjugação a resultante de forças na secção central do modelo corresponde apenas à força horizontal aplicada. Nas extremidades da viga e dos maciços existem momentos resultantes com sinais opostos.

Com estas condições, a força horizontal percorre o protótipo desde o canto superior esquerdo para o canto inferior direito. Na zona de passagem pela viga existe um desvio das compressões para se poder ajustar às dimensões das vigas de acoplamento.

A tração, que num modelo elástico e linear seguiria uma trajetória simétrica das tensões de compressão, terá de se ajustar à posição das armaduras.

3.1 Modelação com elementos 2D

Nas Figuras 3, 4, 5 e 6 apresentam-se, para cada modelo analisado, as tensões de compressão no betão, sobrepostas com um modelo de escoras e tirantes simples. De cada modelo obtém-se também a distibuição de esforço axial em cada varão modelado, apresentado nas Figuras b).



 a) Direção e intensidade das tensões principais, de compressão, no betão. Modelo de escoras e tirantes simplificado

b) Esforço axial nas armaduras

Figura 3 Modelo MCB1, L/H = 1,17 (Vermelho – tração e Azul/ Verde – compressão)

A trajetória de tensões de compressão ocupa, nos 4 modelos, a região próxima dos cantos da viga de acoplamento, pois desta forma a inclinação dessa escora maximiza a força horizontal para a mesma componente vertical, força que é equilibrada pela tração das armaduras.

Nos 4 modelos, nota-se que a compressão concentrada nos cantos da viga de acoplamento tende a abrir em legue (fan) e ficar distribuída a meio da viga. Esta perceção é mais notória quando a esbelteza L/h aumenta. Esta constatação é reforçada pela visualização dos esforços axiais das armaduras longitudinais das vigas de acoplamento. Nota--se que o esforço axial máximo ocorre na secção de início/fim da viga de acoplamento e vai diminuindo ao longo do comprimento. A outra evidência deste comportamento é o esforço axial nos estribos das vigas, que se mostra relativamente bem distribuído.

Da análise dos resultados dos modelos MCB1 e MCB2 salienta-se que:

- A compressão principal nos maciços não segue o alinhamento entre os cantos do maciço e da viga de acoplamento.
- Nota-se também que a compressão, junto ao topo e base dos maciços, tem uma largura relativamente grande.





b) Esforço axial nas armaduras

- Figura 4 Modelo MCB2, L/H = 1,4 (Vermelho – tração e Azul/ Verde – compressão)
- As duas constatações anteriores indicam que existe uma tração horizontal em praticamente toda a altura do maciço. Inicia--se nas escoras inclinadas, que fazem a transição da tração da viga para o maciço, até à compressão diagonal principal cuja trajetória é desviada por essa força transversal.
- Nota-se que existe uma tração vertical que percorre todo o

modelo – maciços e viga. Esta tração permite que se estabeleça uma diagonal de compressão na viga de acoplamento, canto a canto. Desta forma, uma parcela da carga consegue ir diretamente de um maciço para outro sem provocar acréscimo de tração nos estribos, através de uma diagonal. As forças de tração necessárias ao equilíbrio vertical desta transmissão surgem nos varões adicionais dispostos na alma da viga. As armaduras longitudinais principais não participam neste esquema porque ficam com esforco nulo quando chegam junto da extremidade de compressão.

- Os esforcos de tração das armaduras da viga são transmitidos para as armaduras dos maciços, para serem transmitidos aos apoios.
- A armadura horizontal do maciço adjacente à viga tem o máximo da força junto da armadura tracionada. Este pico de força corresponde à tração transversal que ocorre sempre que existe emenda de varões. Neste caso, a armadura principal passa parte do seu esforço para as armaduras verticais do maciço com a ajuda da armadura horizontal.
- O facto de o esforco axial da armadura horizontal do macico, adjacente à viga, ser baixo junto à compressão principal indica que o desvio que esta provoca na diagonal de compressão é reduzido. A redução é possível porque parte ocorre com as armaduras horizontais que atravessam toda a altura do maciço e fazem com que a diagonal tenha uma trajetória curva.
- Notar que as armaduras principais longitudinais da viga começam com tração e terminam sem esforço.



a) Direção e intensidade das tensões principais, de compressão, no betão. Modelo de escoras e tirantes simplificado

b) Esforço axial nas armaduras



Verde – compressão)



Figura 6 Modelo MCB4, L/H = 2,0 (Vermelho – tração e Azul/ Verde – compressão)

Da análise dos modelos MCB3 e MCB4 salienta-se o seguinte:

- O esforço axial nas armaduras longitudinais principais tem inversão de sinal ao longo do seu comprimento. Esta constatação pode ser observada igualmente nos resultados dos ensaios experimentais, ver Figura 7.
- Com o aumento da relação L/h a escora de compressão resultante na viga tem uma inclinação com a horizontal maior e portanto o desvio em relação à diagonal que vem do maciço é menor. Em consequência, esse desvio não consegue equilibrar a força horizontal da armadura do maciço adjacente à viga.
- Surge uma nova diagonal de compressão que liga as armaduras longitudinais principais da viga com a zona de compressão junto ao canto da viga, no interior do maciço. Esta diagonal permite equilibrar a componente horizontal que resulta da passagem da tração no maciço para a tração das armaduras principais na viga.
- Em geral, nota-se que as armaduras estão menos tracionadas

dado que a força horizontal é cada vez menor e a disposição de armaduras mantém-se.

A quantidade de estribos que suportam a força horizontal aplicada é cada vez menor, dado que a altura da viga diminui.

Nas Figuras 7a) a 7d) reproduzem-se os resultados experimentais das extensões nas armaduras principais nos diferentes protótipos. As distribuições de esforços axiais nas armaduras principais apresentadas anteriormente são similares às correspondentes aos resultados experimentais.

3.2 Avaliação das forças máximas aplicadas

A taxa de armadura transversal adotada nos modelos faz com que este modo de rotura não seja condicionante, os modelos anteriores podem mesmo ser simplificados, no seu grau de refinamento, como se ilustra nas Figuras 8 e 9.

Os elementos principais, escoras e tirantes, presentes na viga são: (t1) tirante correspondente às armaduras principais; (t2) tirante correspondente às armaduras adicionais; (d1) diagonal de compressão com o comprimento correspondente a meio comprimento de viga, modelo da Fugura 8; (d2) diagonal de canto a canto, modelo da Figura 9. A combinação dos 2 modelos permite obter uma estimativa para a força máxima aplicada nos protótipos.



Figura 8 Modelo principal com as escoras de compressão na viga equilibradas pelas armaduras principais



Figura 7 Extensão nas armaduras principais no decorrer dos ensaios (adaptado de [3])



Figura 9 Modelo secundário com a diagonal de compressão na viga equilibrada com a tração das armaduras adicionais

$$V_{t1} = F_{s,t1} \frac{z_1}{a_2} = F_{s,1} \frac{h - 2c}{L/2 + c}$$
(3)

$$V_{t2} = F_{s, t2} \frac{z_2}{a_2} = F_{s, 2} \frac{h - 2c}{L + 2c}$$
(4)

Assumiu-se um recobrimento, em geral, de c = 25 mm para as armaduras. Para calcular a força instalada nas armaduras longitudinais adicionais fez-se uma proporção com a extensão de cedência nas armaduras principais. Assim, nos modelos MCB1 e MCB2 usou-se uma força equivalente a $\eta_{1,2} = (2/3 \cdot 2 + 1/3 \cdot 2)/(2+2) = 0,5$ e nos modelos MCB3 e MCB4 $\eta_{3,4} = (1/2 \cdot 2)/(2) = 0,5$. A força $F_{s,t2} = 0,5 n.48,1$ mm².346 MPa, sendo *n* o número de varões adicionais.

No Quadro III apresenta-se um resumo dos valores obtidos com base nas expressões (3) e (4).

A leitura do quadro permite fazer algumas observações:

 Notar que a parcela que resulta das armaduras adicionais é reduzida, dado que a quantidade de armaduras é baixa.

Quadro III Características das armaduras usadas nos modelos

- O valor estimado da carga para o início da cedência é muito idêntico ao obtido nos ensaios experimentais, com uma média de 95% para os 4 modelos. Tal resultado já tinha sido obtido pelo autor dos ensaios, embora não fosse baseado num modelo de resultantes de escoras e tirantes [3].
- O valor estimado para a rotura é também bastante bem aproximado pelo mesmo modelo. Obteve-se uma média de 90%.
- Caso fosse refinado o valor do braço resistente de modo a ter uma tensão de compressão instalada no betão igual a f_c o valor da média das estimativas para a força de rotura subia para 92%.
- O valor estimado para a força aplicada na cedência no modelo MCB1 está mais elevado porque o braço está sobreestimado. Vê-se na Figura 3a) que existem compressões ao longo da interface com a viga e portanto têm um braço inferior.

A capacidade resistente dos estribos, correspondente à sua cedência, é de $F_{\rm Est} = 2 \cdot 48,1 \, {\rm mm}^2 \cdot 346 \, {\rm MPa} \cdot 1/75 \, {\rm mm} = 444 \, {\rm kN/m}$. Usando os modelos indicados nas Figuras 3a) a 6a) obtêm-se as forças apresentadas no Quadro IV, em que se verifica que as forças avaliadas para a situação de cedência do modelo são inferiores às correspondentes à cedência dos estribos.

Quadro IV Avaliação das forças nos estribos das vigas de acoplamento com base no modelo apresentado na Figura 8

Modelo	Comprimento mobilizado L _{Estribos} [mm]	Ângulo equivalente [º]	Força nos estribos F _{Estribos} [kN]	Força estimada na cedência do modelo [kN]
MCB1	600	43	266	258
MCB2	470	44	209	174
MCB3	380	43	169	109
MCB4	280	47	124	91,5

	Força aplicada na cedência V _y [kN]	Força aplicada prevista na cedência					- /·
Modelo		Modelo simples V _{t1} [kN]	Comparação com real V _{1y} / V _y	Modelo com armadura adicional V _{t1} + V _{t2} [kN]	Comparação com real V _{2y} /V _y	Força maxima (ensaios) V _u [kN]	Força maxima prevista V _{u,calc} [kN]
MCB1	262	258	98%	270	103%	344	330
MCB2	198	174	88%	184	93%	260	231
MCB3	126	109	87%	113	90%	159	138
MCB4	100	91,5	92%	95	95%	140	123
		Média	91%	Média	95%		

No entanto, os valores entre o início da cedência dos estribos e o início da cedência das armaduras principais são muito próximos no caso do modelo MCB1. Este protótipo teve uma rotura identificada com a tração nos estribos [3]. Apesar de o valor da resistência última dos estribos indicar que seria possível suportar uma força superior, a abertura de fendas diagonais impede que a diagonal de compressão consiga fazer esse atravessamento.

3.3 Análise de deslocamentos

Em ambas as modelações, quer feita com elementos 2D quer com elementos 1D-campos de tensões, desprezou-se a resistência e rigidez do betão à tração.

Os deslocamentos obtidos para o MCB3, para a carga de cedência, foram de 6,1 mm (modelo com elementos 2D), 6,6 mm (modelo com elementos 1D), sendo de 4,0 mm o valor experimental. Com base no gráfico da força-deslocamento obtido no ensaio, pode-se estimar a rigidez após fissuração. Usando o valor dessa rigidez, em que deixa de ter a contribuição do betão à tração, para estimar a deformação, obtém-se um valor de 6,7 mm. Por conseguinte, os modelos usados têm os principais elementos que contribuem para a deformação do protótipo.

Na Figura 10 é apresentado o modelo com campos de tensões para o protótipo MCB3. A parte superior do modelo contém uma viga rígida com apoios laterais que apenas impedem o movimento horizontal e a rotação da viga. Desta forma garante-se a rotação nula no topo do modelo sem introduzir força axial global.

A deformada apresenta uma maior distorção na zona da viga.



Figura 10 Deformada do modelo de campo de tensões relativo ao MCB3

3.4 Apresentação de um resultado cí clico

O modelo representado na Figura 10 foi duplicado com o correspondente simétrico e sobreposto, permitindo que se utilizem

os mesmos elementos ao longo de toda a análise cíclica. A análise foi feita por imposição de deformação ao nível do maciço superior, à semelhança do descrito anteriormente.

Utilizam-se neste caso os resultados experimentais correspondentes ao protótipo CCB3, que, em relação ao modelo MCB3, foi construído com mais 1 varão longitudinal T12 nas faces superior e inferior da viga de acoplamento.



Figura 11 Gráfico força-deslocamento obtido experimentalmente para o protótipo CCB3 (adaptado de [3])



Figura 12 Gráfico força-deslocamento para o modelo usado na simulação de CCB3

Os resultados numéricos obtidos não consideram ainda a degradação associada aos efeitos do carregamento cíclico, aspeto que se encontra presentemente em desenvolvimento, em particular através da exploração das possibilidades de adaptatividade dos modelos de campos de tensões, como proposto por Lourenço & Almeida [13]. No entanto, destaca-se como o modelo simples já implementado permite simular bem outras características importantes, em particular:

- a envolvente é definida pelas armaduras longitudinais que controlam a resposta, reproduzindo-se bem o patamar quase horizontal após cedência;
- os ciclos passam essencialmente pela origem para a deformação nula, a força é nula. Isto acontece porque ao ser atingida a cedência, com o consequente alongamento dos elementos, os elementos diagonais não suportam forças de

tração em deformações negativas, e a força de compressão para deformações positivas é pequena;

 com os ciclos, a rigidez global apresenta-se com um valor baixo junto da origem. Apenas retoma o valor próximo do inicial ao se aproximar da resposta obtida no ciclo anterior.

4 Conclusões

Nesta comunicação foram apresentados casos de estudo experimentais de vigas de acoplamento, as quais foram analisadas numericamente.

A modelação com elementos 2D, para o betão, e com elementos 1D para as armaduras permite obter o traçado das trajetórias de tensões, com especial interesse para casos, como o analisado, em que a resposta não linear é substancialmente diferente do comportamento elástico linear.

Os modelos de campos de tensões, preservando como característica essencial a compreensão do caminho das cargas, mas simplificando consideravelmente a modelação anterior, através da concentração das trajetórias de forças em campos idealizados correspondentes à distribuição de armaduras adotada, permitem, de uma forma simples e eficiente, obter a resposta global da estrutura. Efetivamente, o número de elementos finitos usados nos 2 tipos de modelação é muito distinto, o que se nota nos tempos necessários para obtenção das respostas numéricas correspondentes, redução de 20 min para menos de 1 s.

A utilização de leis de comportamento não linear para cada material permite obter curvas força-deslocamento que simulam adequadamente a *resposta envolvente* deste tipo de elementos estruturais, tanto para carregamentos monotónicos como de natureza cíclica. Neste segundo caso, a análise apresentada não incluiu, para além da modelação constitutiva com degradação do betão que não se reflete significativamente na resposta global, outros efeitos de degradação associados ao carregamento cíclico, aspeto que se encontra presentemente em desenvolvimento.

Referências

- NP EN 1998-1-2:2010. Eurocódigo 8 Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. CEN, 2010.
- [2] ACI 318-14 Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14): an ACI standard: commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14), an ACI report. American Concrete Institute. ACI Committee 318, 2014.
- Zuozhou, Z. Nonlinear behaviour of reinforced concrete coupling beams. PhD Dissertation. University of Hong-Kong, 2001.
- [4] Lequesne, R.D. *et al.* "Seismic detailing and behavior of coupling beams with high-performance fiber reinforced concrete". *Symposium Four decades of progress in prestressed concrete, fiber reinforced concrete, and thin laminate composites*, SP-272, 2010.
- [5] Naish, D. et al. "Experimental evaluation and analytical modeling of ACI 318-05/08 reinforced concrete coupling beams subjected to

reversed cyclic loading". Report No. UCLA-SGEL 6, 2009.

- [6] Ruiz, M. F.; Muttoni, A. "On development of suitable stress fields for structural concrete". ACI Structural journal, Vol. 104 (4), pp. 495-502, 2007.
- [7] Vecchio, F. J.; Collins, M. P. "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear". ACI Journal, Vol. 83 (2), pp. 219-231, 1986.
- [8] Ferreira, M. P. EvalS 3.2 (http://evalssoftware.blogspot.pt/), Leiria, 2011.
- [9] Coleman, J.; Spacone, E. "Localization issues in force-based frame elements". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127 (11), pp. 1257-1265, 2001.
- [10] Sima, J. F.; Roca, P.; Molins, C. "Cyclic constitutive model for concrete". *Engineering Structures*, Vol. 30 (3), pp. 695-706, 2008.
- [11] Gala, P. et al. "Fictitious forces method and its application to the nonlinear analysis of plane RC skeletal structures". *Journal of Structural Engineering: 04016107*, 2016.
- [12] Vecchio, F. J. "Towards cyclic load modeling of reinforced concrete". ACI Structural Journal, Vol. 96, pp. 193-202, 1999.
- [13] Lourenço, M. S.; Almeida, J. F. "Adaptive stress field models: formulation and validation". ACI Structural Journal, Vol. 110 (1), pp. 71-81, 2013.

Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural Miguel P. Ferreira, João F. Almeida, Miguel S. Lourenço