

Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão

Numerical simulation of instability of thin reinforced concrete walls using beam elements under tension-compression

Angelica Rosso

João P. Almeida

Katrin Beyer

Resumo

Um crescimento construtivo absolutamente assinalável ocorre presentemente em diversos países da América Latina, tais como a Colômbia. O elevado custo relativo dos materiais tem levado à construção de edifícios em betão armado com paredes finas e apenas uma camada de armaduras longitudinais, as quais podem evidenciar importantes fenómenos de instabilidade durante a ação sísmica. A região correspondente ao elemento de bordo da parede é frequentemente idealizada como uma coluna solicitada axialmente em ciclos de tração-compressão, tendo estudos passados identificado a extensão máxima de tração aplicada como o parâmetro crítico. O efeito da espessura da parede, a excentricidade da malha de armaduras, ou ainda a influência do protocolo de carga, permanecem no entanto mal estudadas. O presente trabalho explora, pela primeira vez, a aplicação de elementos de barra utilizando plasticidade distribuída e discretização por fibras para estudar as variáveis atrás mencionadas e o efeito das condições de fronteira, entre outros.

Abstract

The increasing demand for housing in Colombia and several neighboring countries, together with the large relative cost of the materials, has prompted city administrations to build thin reinforced concrete (RC) wall buildings with a single layer of reinforcement. Such members may experience instability and large out-of-plane deformations under seismic action. The existing models idealize the wall boundary element as an equivalent column subjected to cyclic tensile-compressive loading, and past studies have identified the maximum tensile strain applied to the member as the governing parameter which triggers the out-of-plane deformation. The influence of the wall thickness, the reinforcement eccentricity, and the loading protocol, remain largely unaddressed. This paper presents, for the first time, the initial results of the application of a beam-column model — using distributed plasticity and section fibre discretization — to study the above mentioned variables and the influence of boundary conditions, among other aspects.

Palavras-chave: Paredes finas / Betão armado / Instabilidade para fora do plano / Elementos viga-coluna / Coluna equivalente

Keywords: Thin walls / Reinforced concrete / Out-of-plane instability / Beam elements / Equivalent column

Angelica Rosso

Aluna de Doutoramento
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
angelica.rosso@epfl.ch

João P. Almeida

Investigador de Pós-Doutoramento
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
joao.almeida@epfl.ch

Katrin Beyer

Professora Auxiliar
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
katrin.beyer@epfl.ch

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.

ROSSO, A. [et al.] – Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 83-92.

1 Introdução

Durante os últimos anos, as administrações de muitas cidades latino-americanas têm sido submetidas a uma pressão elevada para providenciar alojamento para significativos estratos populacionais de classes económicas mais baixas. Como o custo do espaço por metro quadrado também tem subido, uma das soluções mais comuns para este problema tem consistido na construção de edifícios com estrutura tipo parede de betão armado de altura média-elevada. A maioria destes edifícios residenciais é construída com paredes finas (ver Figura 1a) e percentagens de armadura muito reduzidas, frequentemente usando apenas uma camada de armadura (ver Figura 1b). Tal cenário é preocupante tendo em conta que os recentes sismos no Chile (2010) e Nova Zelândia (2011) causaram danos significativos e até mesmo o colapso de alguns edifícios com estrutura tipo parede de betão armado, e que parte desta vulnerabilidade se relacionou com a tendência de algumas paredes encurvarem para fora do seu plano [1,2] (ver Figura 1c). É de notar que no Chile e na Nova Zelândia a espessura mínima das paredes é de 15 cm, pelo que noutros países em que espessuras de 8-10 cm são utilizadas, tais como a Colômbia, é de esperar que essa vulnerabilidade seja bastante aumentada. O comportamento sísmico desses edifícios poderá portanto ser bastante comprometedor se operações de reforço adequadas não forem efetuadas. Salienta-se que tais paredes não seriam admissíveis no âmbito da EN1998-1 [3], onde uma espessura mínima de 200 mm é requerida para os elementos de bordo das paredes.

Os primeiros investigadores que tentaram compreender o mecanismo e propor um modelo simplificado para a instabilidade de paredes de betão armado foram Goodsir e Paulay, em 1985 [4,5]. O mecanismo pode ser descrito da seguinte forma: (i) quando elevadas curvaturas no próprio plano da parede (*i.e.*, na direção do carregamento) são atingidas, um dos elementos de bordo fica submetido a elevadas extensões de tração que podem causar importantes fendas quasi-horizontais ao longo da espessura da parede que impõem a conseqüente cedência das armaduras longitudinais e o desenvolvimento de extensões plásticas de tração; (ii) quando tal elemento de bordo é descarregado e recarregado em compressão, e ainda antes de as fendas fecharem, a força de compressão é resistida unicamente pelas armaduras verticais. Esta fase é acompanhada tipicamente por um incipiente deslocamento para fora do plano da parede, que pode ocorrer devido a desalinhamentos acidentais das camadas de armadura, excentricidade da mesma (se for apenas uma), ou excentricidade acidental da força vertical aplicada. Enquanto as armaduras mantiverem uma rigidez axial de compressão relativamente elevada, estes deslocamentos para fora do plano tendem a permanecer reduzidos; (iii) no entanto, à medida que a compressão aumenta, a rigidez das armaduras diminui (devido ao efeito de Bauschinger e subsequente plastificação em compressão), o que induz uma maior deformação transversal e o conseqüente aumento do deslocamento para fora do plano do elemento de bordo e de toda a parede. Em função do valor da máxima extensão de tração atingida no ciclo precedente (*i.e.*, antes do início da descarga), as fendas poderão fechar (restabelecendo assim uma transferência da força de compressão através do betão e contribuindo para o endireitamento da parede)

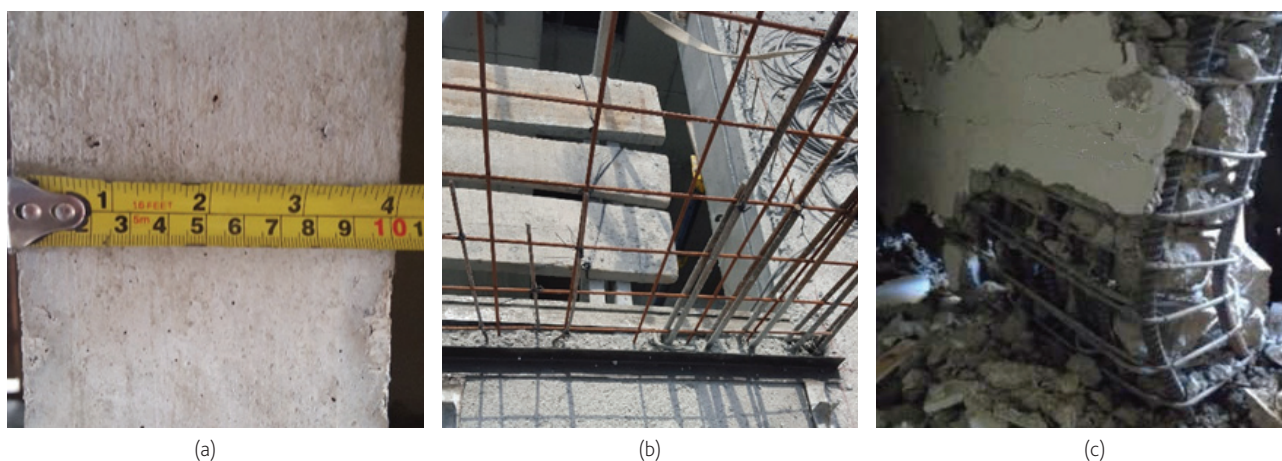


Figura 1 Paredes típicas da construção Colombiana, com apenas uma camada de armaduras: (a) Espessura da parede; (b) Detalhe das armaduras (fotografias gentilmente cedidas por Lisandro Jimenez); (c) Exemplo de danos envolvendo o colapso para fora do plano numa parede de betão armado, durante o sismo de 2011 na Nova Zelândia [2]

ou poderão manter-se abertas (causando um aumento abrupto dos deslocamentos para fora do plano devido ao comportamento das armaduras) levando eventualmente ao colapso por instabilidade geométrica do elemento estrutural. Outras condições intermédias são também passíveis de ocorrer. Independentemente do cenário que efetivamente se desenvolve, o aparecimento de deslocamentos para fora do plano e momentos de segunda ordem afeta de forma crítica a resposta da parede no seu próprio plano, os quais devem ser por isso considerados.

Tendo em conta a descrição precedente, é natural verificar-se que os modelos existentes desenvolvidos para descrever a instabilidade para fora do plano de paredes de betão armado [6,7] assumem a semelhança entre os elementos de bordo – os quais representam a parte da parede que governa o mecanismo de instabilidade – e uma coluna carregada axialmente em tração e compressão. Adicionalmente, é unanimemente aceite que o parâmetro que controla o desencadeamento de deformações para fora do plano é a magnitude da máxima extensão de tração aplicada antes do início da descarga e subsequente recarregamento em compressão. Campanhas experimentais levadas a cabo em colunas de betão armado sujeitas a tração e compressão [4,7–11] confirmaram esta observação, mas no entanto não investigaram a influência de outras variáveis, tais como a espessura dos provetes, a excentricidade da camada de armadura (no caso de uma única camada ser utilizada), ou a percentagem de armadura.

Tendo como objetivo o estudo do efeito destas variáveis na resposta para fora do plano, são necessárias técnicas de modelação eficientes. Tal simulação numérica constitui-se como um desafio dada a necessidade de se considerar a complexa interação entre não-linearidades geométricas e materiais. O estudo presente ilustra a aplicação de um modelo de viga-coluna para simular a resposta para fora do plano de colunas equivalentes – representativas dos elementos de bordo de uma parede, tal como descrito acima – sujeitas a histórias de carregamento cíclico de tração-compressão.

2 Descrição do modelo numérico

Tal como discutido na secção precedente, paredes com uma única camada de armadura representam um caso crítico no estudo do comportamento por instabilidade para fora do plano (ver Figura 2a-b). Utilizando o conceito de coluna equivalente para descrever o comportamento dos elementos de bordo de uma parede, e tendo em conta as condições de fronteira que restringem o elemento estrutural enquanto parte integrante de um edifício, pode idealizar-se o modelo de viga-coluna simplificado apresentado na Figura 2c-d para efeitos de simulação. A mola de rotação incluída no topo da coluna simula a rigidez de flexão conferida pela laje e vigas confinantes, enquanto um encastramento é considerado na base. Mais considerações a este respeito serão discutidas em maior detalhe na Secção 4.2.

O presente modelo é utilizado pelos autores para realizar as simulações numéricas que serão examinadas de seguida, as quais poderão ser igualmente empregues na prática corrente de engenharia para avaliar a instabilidade dos elementos de bordo de paredes finas. Elementos viga-coluna 2D são empregues utilizando o software OpenSees [12]. Como a encurvadura ocorre para fora do plano da parede, apenas a armadura de extremidade e a área de betão envolvente foram consideradas para definir a secção do elemento (ver Figura 2c). Diversas dificuldades numéricas foram encontradas na aparentemente simples simulação de um elemento sujeito a um carregamento axial, as quais se relacionaram com os seguintes fenómenos, entre outros: (i) perda súbita da resistência de tração do betão; (ii) o facto de que apenas uma única camada de armadura se encontra presente, a qual constitui assim a única fonte de resistência/rigidez quando a secção está totalmente fendilhada; (iii) assimetria da secção, dada pela excentricidade da camada de armadura, a qual induz um momento para fora do plano variável ao longo do elemento devido aos efeitos geometricamente não-lineares e às condições de fronteira.

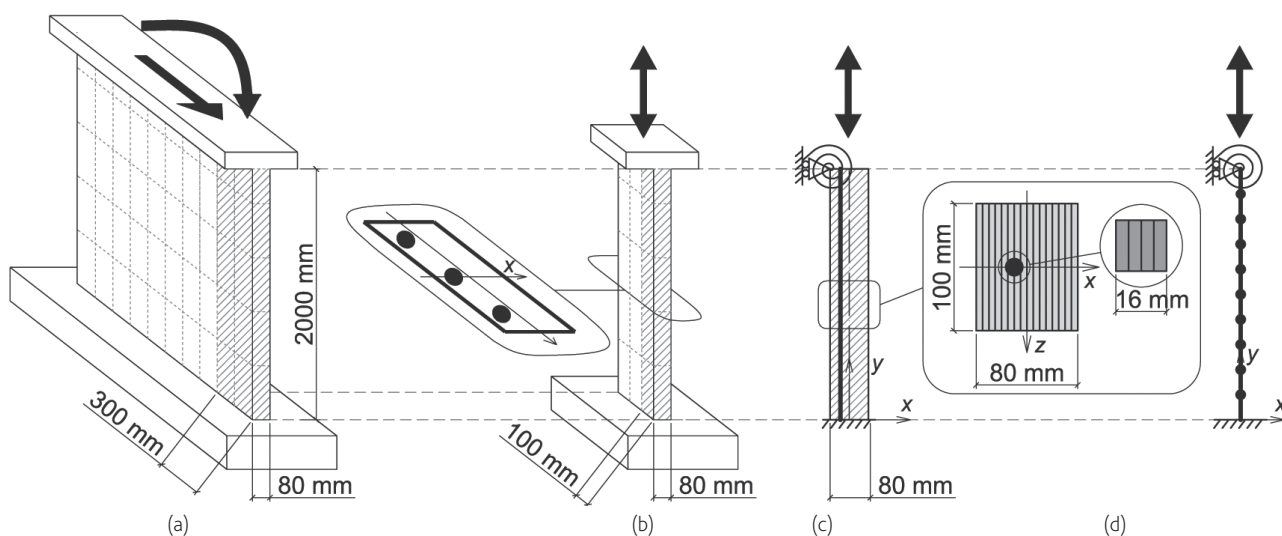


Figura 2 (a) Parede sujeita a cargas horizontais (e.g., ação sísmica); (b) Idealização do elemento de bordo como uma coluna carregada em tração-compressão e identificação da camada excêntrica de armaduras; (c) Condições de fronteira e discretização da secção utilizada no modelo; (d) Discretização da coluna em elementos de barra

A não-linearidade do problema estrutural é considerada da seguinte forma: (i) efeitos materiais: através da utilização de uma formulação de flexibilidade para o elemento (um esquema de integração de Gauss-Lobatto com cinco secções de integração foi adotado) e através da discretização das secções em fibras representativas do betão e da armadura (ver Figura 2c), as quais são associadas a relações uniaxiais extensão-tensão não-lineares específicas para ambos os materiais; (ii) efeitos geométricos: através da adoção de uma transformação corrotacional para considerar os efeitos dos grandes deslocamentos e através da consideração de múltiplos elementos ao longo da coluna por forma a simular os efeitos de segunda ordem relativamente à corda do elemento.

A coluna de referência utilizada de seguida, equivalente às paredes testadas por Rosso *et al.* [13], tem uma altura de 2,0 m, 80 mm de espessura e 100 mm de largura.

Uma única barra de armadura é utilizada, excêntrica de 10 mm, cuja secção foi assimilada a um quadrado de 16 mm. For forma a definir o modelo de referência, diversas análises paramétricas para estudar a sensibilidade do modelo a variações de certos parâmetros foram realizadas (nomeadamente, o número de fibras utilizado para discretizar a secção, o número de elementos para discretizar a coluna, etc.). Finalmente, a coluna foi discretizada em 10 elementos, representados na Figura 2d, enquanto a secção foi discretizada em 16 fibras para o betão e 4 fibras para a armadura (ver Secção 4.2 para discussão mais aprofundada relativamente a este ponto), como indicado na Figura 2c. O betão é modelado através da lei uniaxial de Kent-Scott-Park [14,15] com rigidez de descarga/recarga linear de acordo com o trabalho de Karsan-Jirsa [16] (resistência de compressão $f'_c = 30$ MPa, atingida a uma extensão de $\epsilon_{c0} = 0,002$). Diversos modelos preliminares foram testados considerando a resistência à tração do betão. Os resultados correspondentes mostraram no entanto que a consideração deste parâmetro: (i) não

é relevante para a modelação da instabilidade, o que é expectável tendo em conta a descrição do mecanismo feita na Introdução e os resultados de campanhas experimentais em curso [17]; (ii) dificulta significativamente a convergência numérica das análises. Por estas razões, não se recomenda a inclusão da resistência de tração do betão nos modelos e esta foi por isso ignorada nas análises que se seguem. O aço foi simulado com o modelo uniaxial de Giuffrè-Menegotto-Pinto [18,19] com endurecimento isotrópico (tensão de cedência $f_y = 600$ MPa, módulo inicial elástico $E_s = 200$ GPa, coeficiente de endurecimento $b = 0,005$). A encurvadura das armaduras, que pode ser considerada por exemplo através de modelos uniaxiais equivalentes simplificados [20], não foi tida em conta pois: (i) a malha de armaduras longitudinais encontra-se em geral localizada próxima do centro geométrico da secção, conseqüentemente com uma larga espessura de betão de recobrimento; (ii) a abertura de fendas associada à instabilização da parede para fora do seu plano é demasiado pequena para provocar um fenómeno de instabilidade local da armadura. Finalmente, a coluna é sujeita a um único ciclo de carregamento, composto pela imposição de um deslocamento em tração seguido de compressão. Note-se que tal carregamento – em que o esforço axial é constante ao longo da coluna – é uma simplificação da realidade correspondente ao caso crítico (para este modo de deformação) em que a parede responde puramente em flexão e em que a influência do gradiente de momentos ao longo do altura se pode considerar negligenciável.

3 Resposta do modelo de referência

Os resultados seguintes representam um caso em que a coluna é sujeita a um deslocamento de tração de + 10 mm, suficientemente elevado para provocar a cedência na barra, seguido de um deslocamento de compressão até -2 mm.

A Figura 3a mostra a resposta força-deslocamento vertical da coluna, notando-se a ocorrência de uma deformação plástica. A Figura 3b indica a evolução do deslocamento máximo para fora do plano (que se atinge a meia-altura da coluna, ver Figura 4a) em função do deslocamento vertical imposto. Os deslocamentos transversais começam no início da fase de recarga em compressão e, após atingirem um valor máximo, reduzem-se quase completamente. Adicionalmente, verifica-se que o máximo deslocamento para fora do plano ocorre imediatamente depois de a força vertical atingir um valor de compressão (correspondente a um deslocamento vertical ainda positivo, assinalado por quadrados na Figura 3). Este comportamento já tinha sido observado em campanhas experimentais anteriores [4, 13, 21].

A Figura 4 mostra, para diversos valores de deslocamento axial imposto, os perfis de deslocamentos transversais, os diagramas de momento, e os perfis de curvatura.

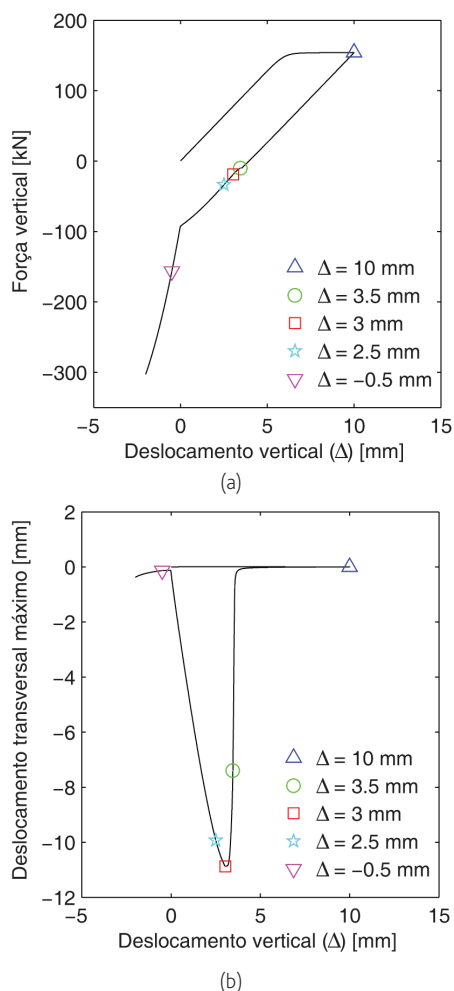


Figura 3 (a) Resposta força-deslocamento vertical do modelo de referência; (b) Deslocamento vertical imposto vs deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna)

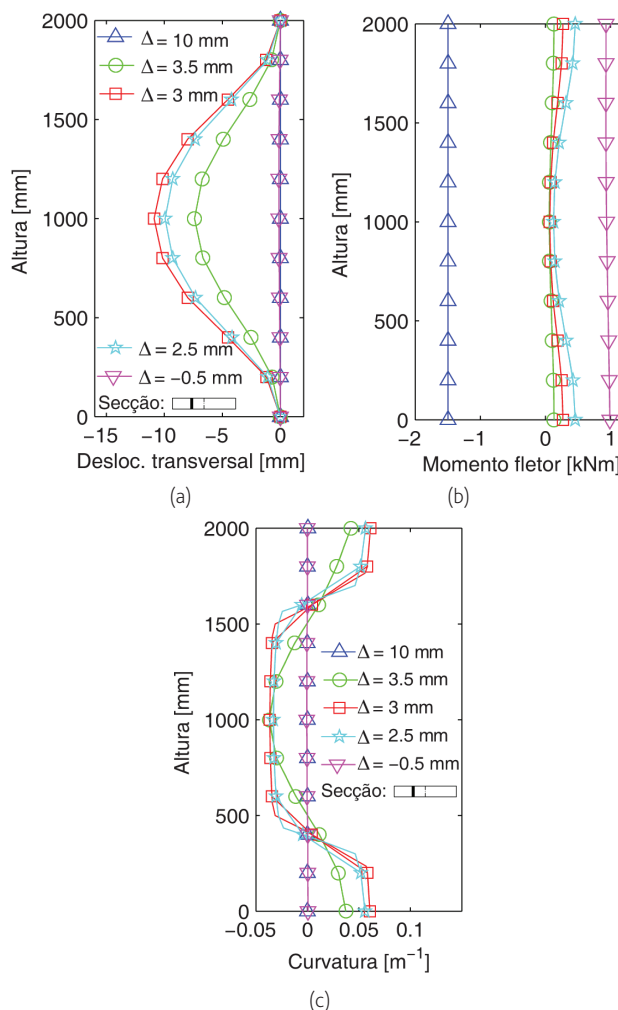


Figura 4 Perfis, ao longo da coluna, para diversos valores de deslocamentos verticais especificados: (a) deslocamento para fora do plano; (b) momentos fletores; (c) curvatura

Quando o deslocamento axial de tração máximo imposto (10 mm) é atingido (identificado com triângulos), o momento é negativo e os deslocamentos para fora do plano e as curvaturas são aproximadamente nulos. Durante a recarga os momentos fletores invertem de sinal, sendo menores nas secções que experienciam maiores deslocamentos transversais devido aos efeitos de segunda ordem, *i.e.*, na região a meia-altura do elemento.

Quando o deslocamento vertical imposto se reduz para 3,5 mm – correspondente a um deslocamento lateral a meia-altura de -7,4 mm, indicado por círculos nas Figuras 3 e 4 – as extensões nas fibras de betão extremas da secção (no lado côncavo da deformada), a meia-altura da parede, anulam-se, indicando o fecho das fendas nesse lado. Progredindo com a recarga, a deformação para fora do plano e o diagrama de momentos fletores continuam a aumentar, mas verifica-se que o valor da curvatura atinge um valor mínimo (negativo) a meia-altura e máximo (positivo) nas extremidades – correspondentes ao fecho das fendas em lados

opostos da secção. Ao atingir-se um valor de deslocamento vertical de 3 mm (identificado nas figuras com quadrados), o deslocamento para fora do plano chega ao seu máximo (-10,9 mm), podendo-se observar que as regiões da coluna ao longo das quais as fendas fecham se estendem por cerca de 25 cm na base e no topo, e ao longo de aproximadamente 100 cm a meia-altura do elemento. Para valores mais reduzidos de deslocamento vertical imposto, a continuação do fecho das fendas ao longo da altura do elemento conduz a um endireitamento da coluna, ou seja à redução dos deslocamentos para fora do plano e à consequente diminuição das curvaturas (identificado nas Figuras 3 e 4 com estrelas).

Finalmente, quando o deslocamento vertical aplicado passa a ser negativo, as deformações transversais são totalmente recuperadas, o diagrama de momentos flectores torna-se novamente constante, e o perfil de curvaturas anula-se (identificado nas Figuras 3 e 4 com triângulos invertidos).

Salienta-se que os deslocamentos da coluna ocorrem para o mesmo lado da excentricidade da barra na secção, o que é expectável se se considerar o caso de uma barra simplesmente apoiada. Na verdade, quando o deslocamento imposto é revertido (*i.e.*, quando se passa da fase de carga em tração para descarga), o lado da secção em que a barra se situa é o único a oferecer rigidez visto que as fendas estão abertas e por isso as fibras de betão não contribuem. Assim, necessariamente, a face da secção onde as fendas são forçadas a fechar primeiro é oposta ao lado correspondente à excentricidade da barra de armadura. Este comportamento, obtido por simulação numérica, foi confirmado experimentalmente em testes de paredes finas com uma única camada de armadura [13].

4 Influência de diferentes variáveis na resposta

Na presente secção, o modelo de referência acima descrito é utilizado para analisar a sensibilidade da resposta para fora do plano a diversos parâmetros, estudados individualmente de seguida. A Secção 4.2 discute aspetos relacionados com a definição das condições de fronteira e pontos críticos no desenvolvimento do modelação.

4.1 Máxima extensão de tração aplicada

Como referido na Introdução, diferentes investigações experimentais anteriores concordam em identificar a magnitude da extensão máxima de tração aplicada antes da descarga como o indicador fundamental para o desencadeamento de um comportamento instável da coluna [4,7-11]. Tendo como objetivo verificar esta observação através do presente modelo de elementos finitos de viga, a resposta da coluna a três diferentes histórias de deslocamentos foi comparada. A diferença consistiu na imposição de um diferente deslocamento vertical de tração máximo (Δ_{max}), respetivamente + 4 mm, + 8 mm e + 12 mm, após o qual se aplicou um deslocamento de compressão até -2 mm.

A Figura 5a mostra as respostas força-deslocamento vertical da coluna enquanto a Figura 5b ilustra a evolução da relação entre o deslocamento vertical imposto e o deslocamento para fora do plano

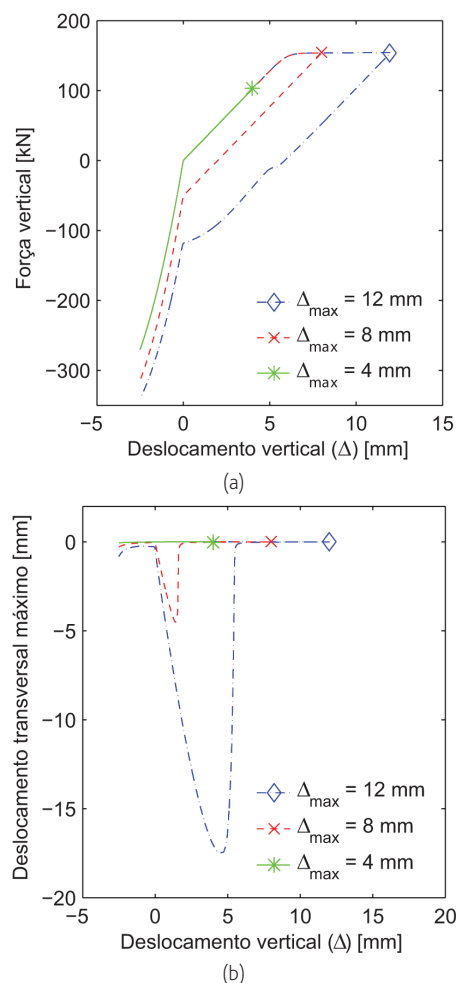


Figura 5 (a) Respostas força-deslocamento vertical para o modelo de referência sujeito a carregamentos distintos; (b) Deslocamento vertical imposto vs. deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna) para os vários carregamentos

obtido numericamente, a meia-altura da coluna. Verifica-se que quando a coluna é carregada até + 4 mm a armadura não chega a atingir a cedência. Durante a descarga a armadura permanece assim em estado elástico, guardando por isso um nível de rigidez elevado, e consequentemente os deslocamentos transversais são inexistentes (ver linha contínua na Figura 5b, em que o asterisco indica o máximo deslocamento vertical imposto).

A existência de deslocamentos plásticos consideráveis é por isso um importante indicador do potencial de instabilidade, visto que apenas quando o varão começa a perder rigidez devido ao efeito de Bauschinger e as fendas permanecem abertas é que os deslocamentos para fora do plano se iniciam. Verifica-se desta forma que, para os dois outros carregamentos, um maior deslocamento vertical de tração imposto resulta num maior deslocamento para fora do plano atingido na fase de recarga. Adicionalmente, constata-se que tal deslocamento não é diretamente proporcional à extensão de tração máxima aplicada, sendo cerca de quatro vezes superior

para um aumento do deslocamento máximo de tração de apenas 50% (+ 12 mm vs. + 8 mm). Finalmente, é de notar igualmente que o aparecimento de deslocamentos transversais relevantes ocorre para variações negativas de deslocamentos verticais aplicados, após o deslocamento máximo de tração, aproximadamente semelhantes (de cerca de -6.3 mm). Tal observação é obviamente expectável, visto que o intervalo de deslocamentos axiais correspondente à descarga elástica da armadura é semelhante nos dois casos.

4.2 Condições de fronteira e aspetos de modelação numérica

Os modelos fenomenológicos existentes, referidos na introdução [6,7], foram desenvolvidos com base em modelos de vigas simplesmente apoiadas. A utilização de tais ligações rotuladas ao exterior, conjuntamente com elementos finitos de viga e discretização da secção através de fibras para modelar a armadura excêntrica, traz no entanto diversos problemas. Na verdade, como não se podem desenvolver momentos de reação, o equilíbrio de momentos internos nas extremidades (que tem de ser nulo), ainda durante a fase de aplicação de deslocamentos de tração, é conseguido através do desenvolvimento de tensões de compressão nas fibras extremas da secção que se situam do mesmo lado da barra de armadura (a qual se encontra em tração). Para tal, significativas curvaturas positivas têm de aparecer nessas extremidades, o que se reflete na ocorrência de deslocamentos para fora do plano muito relevantes (e irrealistas). Para além disto, a definição de rótulas para a coluna equivalente não é representativa de uma parede inserida no piso térreo de um edifício real. Assim, a adoção das condições de fronteira discutidas na Secção 2 e representadas na Figura 2c-d parecem ser as adequadas à simulação numérica visto permitirem equilibrar tais momentos internos, por um lado, e simular mais realisticamente as condições do elemento num caso real, por outro.

Os valores a considerar para a mola de rotação definida no nó de topo foram alvo de um estudo de sensibilidade, tendo-se verificado que para o intervalo $K_{sp} = 10^8$ N.mm – 10^{20} N.mm os resultados obtidos para a evolução dos deslocamentos transversais são muito semelhantes. Para valores de rigidez inferiores, o problema anteriormente descrito relativo ao equilíbrio interno com ligações rotuladas reaparece, enquanto para valores de rigidez superiores se notaram em geral alguns problemas de convergência numérica.

Outro aspeto a salientar, parcialmente relacionado com as condições de fronteira, prende-se com a modelação numérica da barra de armadura. Quando a coluna é solicitada axialmente, um esforço axial aproximadamente constante e um momento fletor variável ao longo da coluna (nomeadamente quando os efeitos de segunda ordem se tornam relevantes) aparecem. No caso particular da tração, tais esforços variáveis ao longo da altura da coluna têm de ser equilibrados apenas pela barra de armadura, pelo que se torna evidente que esta última tem de ser capaz de desenvolver um momento resistente. Por esta razão, torna-se imperativo modelar o varão com diversas fibras (no presente caso escolheram-se quatro, tal como descrito na Secção 2) e não apenas com uma como habitualmente utilizado na discretização por fibras de secções de betão armado.

4.3 Espessura

De acordo com os principais regulamentos de dimensionamento internacionais, a construção de paredes finas com uma única camada de armaduras longitudinais é permitida [13]. Em geral, estes códigos impõem limites à relação entre a altura e a espessura das paredes, sendo também comum estipular-se uma espessura mínima de 100 mm. Em todo o caso, se justificações técnicas baseadas em análises de segunda ordem forem apresentadas, o valor da espessura pode ser inferior ao limite precedente. Esta é, teoricamente, a razão pela qual nalguns países da América do Sul (nomeadamente a Colômbia) é prática comum construir-se paredes de betão armado muito finas, com 80-100 mm de espessura, e uma única camada de armaduras.

Para analisar a influência deste parâmetro utilizou-se o modelo de referência precedentemente descrito e o mesmo carregamento, considerando-se três valores de espessuras diferentes: 80, 100, e 120 mm. Os resultados, descritos na Figura 6a, mostram que os valores máximos dos deslocamentos para fora do plano, que ocorrem aproximadamente para o mesmo valor de deslocamento axial imposto, reduzem-se para espessuras mais elevadas, o que é um resultado intuitivamente esperado.

4.4 Percentagem de armadura

A prática corrente de dimensionamento tende a favorecer paredes de betão armado em que as regiões correspondentes aos elementos de bordo são reforçadas com percentagens de armaduras longitudinais superiores às utilizadas ao longo da alma da secção. Verifica-se que tal dimensionamento é particularmente comum em paredes com uma única camada de armadura e em que as barras ao longo da alma têm um diâmetro reduzido, na ordem dos 5-8 mm.

Assim, e lembrando que o modelo de coluna equivalente tem como objetivo simular os elementos de bordo da parede, analisou-se de seguida a influência do diâmetro da armadura (d_{bar}) na resposta. Como de costume utiliza-se o modelo e carregamento de referência e estudam-se três diâmetros distintos: 8, 16 e 24 mm. Em todos estes casos, e tal como no modelo de referência, a secção da barra de armadura é assimilada a um quadrado. A Figura 6b mostra que diâmetros maiores conferem maior rigidez à secção, levando como esperado a menores deformações para fora do plano. Note-se que uma maior deformabilidade lateral não corresponde necessariamente a uma rotura por instabilidade para menores valores da extensão máxima de tração. Na realidade, os modelos fenomenológicos existentes [6,7] indicam que o aumento da percentagem de armadura nos elementos de bordo reduz a extensão máxima de tração correspondente ao desencadeamento do colapso da parede [22]. Ensaios experimentais em doze colunas finas (espessura: 80-100 mm) com uma única camada de armadura, sujeitas a carregamentos cíclicos de tração e compressão, encontram-se presentemente em desenvolvimento para confirmar as conclusões mencionadas [17].

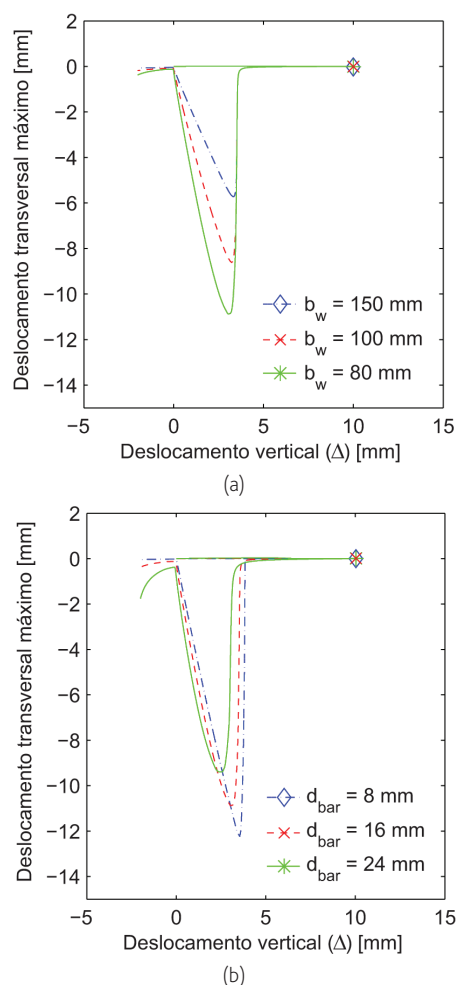


Figura 6 Deslocamento vertical imposto vs. deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna) para: (a) diferentes espessuras da coluna, (b) diferentes diâmetros da armadura

5 Conclusões e trabalho futuro

No presente artigo, um modelo de elementos finitos de viga capaz de simular o comportamento axial cíclico de uma coluna de betão armado é testado. Tal coluna representa um elemento de bordo de uma parede fina de betão armado com uma única camada de armaduras excêntrica, sujeita a cargas horizontais (características da ação sísmica, por exemplo). Tal prática construtiva é corrente nalguns países da América Latina, nomeadamente a Colômbia. O objetivo é simular a instabilidade da parede quando sujeita a cargas cíclicas.

Nomeadamente, após aplicar-se um deslocamento de tração à coluna equivalente seguido de descarga e recarga em compressão, significativas deformações transversais (*i.e.*, para fora do plano) podem ocorrer, facilitando potencialmente um modo de rotura raramente considerado no dimensionamento de paredes de betão armado.

Após a descrição geral do modelo adotado, em que se utilizou uma formulação de flexibilidade com discretização da secção em fibras, a sua resposta foi analisada relativamente à evolução do diagrama de momentos, curvaturas, e deslocamentos transversais, verificando-se que o modelo é capaz de capturar alguns dos mais importantes aspetos da instabilidade para fora do plano.

Partindo de um modelo e carregamento de referência, vários parâmetros foram variados para estudar a sensibilidade das simulações numéricas com respeito a:

- História de carregamento: diferentes valores do deslocamento máximo de tração foram impostos, verificando-se que o deslocamento plástico correspondente controla o valor máximo dos deslocamentos transversais atingidos durante a recarga em compressão. De facto, apenas quando a rigidez da armadura se reduz consideravelmente (devido ao efeito de Bauschinger e subsequente plastificação em compressão), e enquanto as fendas permanecem abertas, é que relevantes deslocamentos para fora do plano podem ocorrer.
- Espessura da parede: diversos códigos internacionais permitem a construção de paredes com uma única camada de armaduras e espessuras de 80-100 mm; as simulações numéricas mostraram, tal como esperado, que secções mais finas conduzem a maiores deformações para fora do plano.
- Influência da percentagem de armadura: o modelo presente indica que os deslocamentos transversais se reduzem quando barras de maior diâmetro são utilizadas.

Foram também discutidos alguns aspetos relativos às condições de fronteira a considerar e aspetos específicos da modelação.

O trabalho apresentado corresponde a uma fase inicial de um estudo mais abrangente envolvendo a simulação numérica e experimental de colunas de betão armado sujeitas a carregamentos cíclicos de tração e compressão [17]. Os resultados preliminares mostram que o modelo numérico considerado é uma ferramenta simples e promissora para analisar a vulnerabilidade de paredes finas, com uma única camada de armaduras, a fenómenos de instabilidade.

Agradecimentos

O presente trabalho foi financiado pela Swiss National Science Foundation (SNSF).

Referências

- [1] Wallace, J.W.; Massone, L.M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüders, C.; Moehle, J. (2012) – Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28, S281-99.
- [2] Sriharan, S.; Beyer, K.; Henry, R.S.; Chai, Y.H.; Kowalsky, H.; Bull, D. (2014) – Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30, 307-34.
- [3] CEN (2004) – Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

- [4] Goodsir, W.J. (1985) – *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. PhD Thesis. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [5] Paulay, T.; Goodsir, W.J. (1985) – The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 18, 250-69.
- [6] Paulay, T.; Priestley, M.J.N. (1993) – Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90, 385-92.
- [7] Chai, Y.H.; Elayer, D.T. (1999) – Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96, 1-10.
- [8] Acevedo, C.E.; Creagh, A.; Moehle, J.P.; Hassan, W.; Tanyeri, A.C. (2010) – Seismic vulnerability of non-special boundary element of shear wall under axial force reversals. Florida International University and University of California, Berkeley, U.S.
- [9] Creagh, A.; Acevedo, C.; Moehle, J.P.; Hassan, W.; Tanyeri, A.C. (2010) – Seismic performance of concrete special boundary element. University of Texas at Austin and University of California Berkeley, U.S.
- [10] Chrysanidis, T.A.; Tegos, I.A. (2012) – The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- [11] Shea, M.; Wallace, J.W.; Segura, C. (2013) – Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall boundaries. University of California Los Angeles, U.S.
- [12] McKenna, F.; Fenves, G.L.; Scott, M.H.; Jeremic, B. (2000) – Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.
- [13] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Beyer, K. (2016) – Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14, 455-84.
- [14] Kent, D.C.; Park, R. (1971) – Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97, 1969-90.
- [15] Scott, B.D.; Park, R.; Priestley, M.J.N. (1982) – Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*, 79, 13-27.
- [16] Karsan, I.D.; Jirsa, J.O. (1969) – Behavior of Concrete Columns with Double-Head Studs Under Earthquake Loading: Parametric Study. *ASCE Journal of Structural Division*, 95, 2543-63.
- [17] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Jimenez, L.; Guerrero, Z.P.; Blandon, C.; Bonetti-Díaz, R.; Beyer, K. (2016) – Experimental tests on the out-of-plane response of RC columns subjected to cyclic tensile-compressive loading. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- [18] Giuffrè, A.; Pinto, P.E. (1970) – Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità. *Giornale Del Genio Civile*, 5.
- [19] Menegotto, M.; Pinto, P.E. (1973) – Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- [20] Gomes, A.; Appleton, J. (1997) – Nonlinear Cyclic Stress-Strain Relationship of Reinforcing Bars Including Buckling. *Engineering Structures*, 19, 822-6.
- [21] Johnson, B. (2010) – *Anchorage detailing effects on lateral deformation components of RC shear walls*. MSc Thesis. University of Minnesota, Minneapolis, U.S.
- [22] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Constantin, R.; Beyer, K.; Sritharan, S. (2014) – Influence of longitudinal reinforcement layouts on RC walls performance. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey.

