

# Efeito do escorregamento dos varões no recentramento de estruturas de betão armado

## Bond-slip effect in the re-centring of reinforced concrete structures

Paulo Silva Lobo  
João Almeida  
Luís Guerreiro

### Resumo

À medida que o conhecimento da resposta das estruturas de betão armado solicitadas por sismos foi sendo adquirido, a percepção da importância do controlo dos deslocamentos máximos e residuais, para reduzir danos e tornar a reparação economicamente viável, foi aumentando.

A resposta no tempo de um pórtico de betão armado, acoplado a vários tipos de dissipadores (elasto-plásticos, viscosos e baseados em ligas com memória de forma – passivos e semiativos) foi avaliada. O comportamento não linear da estrutura, incluindo o escorregamento dos varões nos nós das vigas-colunas, foi modelado com elementos finitos de fibras. Para comparação, realizaram-se também análises com aderência perfeita.

As soluções histeréticas passivas não reduziram satisfatoriamente os deslocamentos, enquanto os dissipadores semiativos resultaram em deslocamentos máximos semelhantes aos dos dissipadores viscosos lineares. A comparação das respostas com escorregamento e com aderência perfeita permite observar diferenças significativas, tanto nos deslocamentos máximos como nos deslocamentos residuais.

**Palavras-chave:** Betão armado / Escorregamento / Recentramento / Deslocamentos residuais

### Abstract

As the body of knowledge regarding the response of reinforced concrete structures subjected to seismic actions has grown, the awareness of the importance of controlling both peak and residual displacements, to reduce the structural damage and avoid excessively high repair costs, increased.

Nonlinear dynamic analysis of a reinforced concrete frame, coupled with a variety of energy dissipation devices (steel hysteretic, viscous and shape memory alloy-based – passive and semi-active) was performed. The nonlinear behaviour of the materials was modelled, including the bond-slip of the rebars, using fiber-based finite elements. For comparison, perfect bond analyses were also performed.

Hysteretic passive solutions did not satisfactorily reduce the displacements, while the peak displacements with semi-active devices are similar to those of the linear viscous dampers. The comparison of the responses with bond-slip and with perfect bond shows significant differences in both peak and residual displacements.

**Keywords:** Reinforced concrete / Bond-slip / Re-centring / Residual displacements

## Paulo Silva Lobo

Universidade da Madeira  
Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia  
Departamento de Engenharia Civil e Geologia  
Funchal, Portugal  
plobo@uma.pt

## João Almeida

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

## Luís Guerreiro

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

LOBO, P. [et al.] – Efeito do escorregamento dos varões no recentramento de estruturas de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 5. ISSN 2183-8488. (novembro 2017) 45-52.

## 1 Introdução

O escorregamento dos varões em estruturas de betão armado (BA) influencia significativamente a sua resposta, especialmente quando sujeitas a ações intensas, como é o caso da ação dos sismos, devendo, nessas condições, ser considerado nas modelações numéricas [1-5]. Estas conclusões resultam da avaliação das respostas obtidas em termos de deslocamentos máximos e da aproximação da forma geral da resposta, mas a influência do escorregamento no recentramento de estruturas não tem sido adequadamente analisada. Recentemente, a relevância do controlo dos deslocamentos residuais das estruturas tem vindo a ser reconhecida, com impacto na estimativa dos custos de reparação de estruturas sujeitas a danos significativos, sendo apontados como indicadores dos níveis de danos sofridos pelas estruturas [6,7]. Encontram-se já no Eurocódigo 8 [8] e no FEMA 356 [9] recomendações para os limites desses deslocamentos, com o objetivo de controlar o nível de danos. Esta alteração de perceção resultou na proposta e avaliação de soluções com aplicação de ligas com memória de forma superelásticas [10-13], com capacidade de recentramento.

As análises aqui reportadas focaram-se na avaliação da influência da consideração do escorregamento dos varões em pórticos de BA, incluindo dissipadores de energia de vários tipos, nomeadamente viscosos, histeréticos, e semiativos e passivos baseados em SMAs. O tipo de amortecedor semiativo considerado foi recentemente proposto pelos autores deste artigo [13].

Na modelação da estrutura de BA considerou-se um modelo de vigas-colunas com escorregamento das armaduras, combinando duas propostas de elementos finitos (EFs) de fibras, uma com escorregamento dos varões na vizinhança dos nós exteriores [3] e outra capaz de modelar o comportamento dos nós interiores [1]. Juntos, estes modelos permitem simular o comportamento de pórticos de BA, considerando o comportamento material e geometricamente não linear [1,2]. Considerou-se também um modelo de fibras baseado na hipótese da aderência perfeita [14], tendo a sua implementação permitido avaliar a influência do escorregamento na resposta.

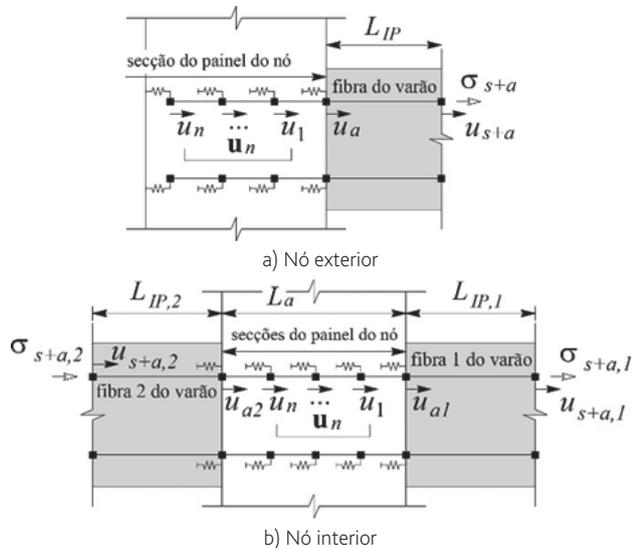
Todas as formulações adotadas foram implementadas em MATLAB. A ferramenta desenvolvida foi utilizada na realização das análises apresentadas abaixo, considerando o amortecimento de Rayleigh, com um valor baixo, correspondente a uma percentagem do amortecimento crítico  $\zeta = 0,1\%$  para os dois primeiros modos de vibração da estrutura. A integração numérica das equações do movimento foi realizada através do método de Hilber, Hughes e Taylor [15], com  $\alpha = -0,05$ . O intervalo de tempo adotado foi de 0,005 s.

## 2 Modelos e estrutura considerada

### 2.1 Modelos de fibras

A formulação desenvolvida por Monti e Spacone [3] modela o comportamento dos nós exteriores, através do EF de varões ancorados no betão com aderência contínua, proposto por Monti et al. [16], acoplado a uma parte do varão da região adjacente ao nó, de

comprimento  $L_{IP}$  (ver Figura 1 a)). Este comprimento foi considerado igual ao comprimento da rótula plástica do elemento estrutural, determinado de acordo com a equação preconizada por Bae e Bayrak [17]. A relação constitutiva deste conjunto é definida por  $(E/L_{IP} k_a)/(E/L_{IP} + k_a) \Delta u_{s+a} = \Delta \sigma_{s+a}$ , onde  $E$  representa o módulo de elasticidade do aço,  $k_a$  é obtido por condensação estática da matriz de rigidez da ancoragem,  $u_{s+a} = \epsilon_{s+a} \cdot L_{IP}$  é o deslocamento na extremidade do varão da zona exterior ao nó,  $\epsilon_{s+a}$  é a deformação da fibra que modela o varão e  $\sigma_{s+a}$  é a tensão correspondente. Esta relação constitutiva é utilizada na determinação da resposta da secção transversal de controlo, adjacente ao nó exterior, do EF de fibras de vigas-colunas.



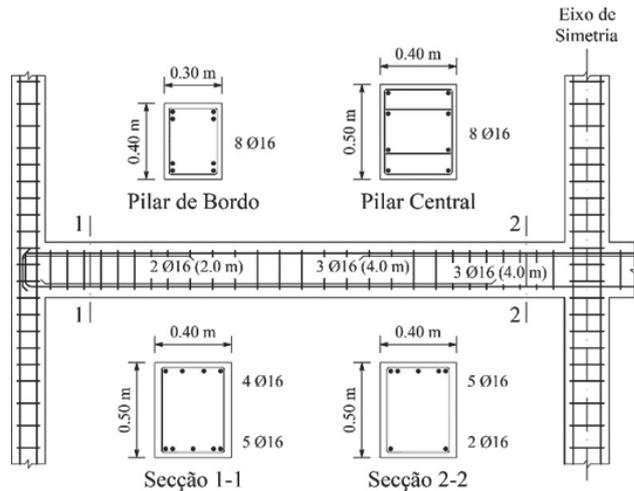
**Figura 1** Varões ancorados com escorregamento em nós de vigas-colunas

O EF com escorregamento dos varões em nós interiores é obtido de forma semelhante. Neste caso, a formulação modela a ancoragem acoplada a segmentos do varão de cada lado do nó (ver Figura 1 b)), determinados da forma referida para o modelo anterior. A relação constitutiva resultante é definida por  $k_{12} k_a / (k_{12} + k_a) \Delta u_{s+a} = \Delta \sigma_{s+a}$ , onde a matriz  $k_a$  é obtida por condensação estática da matriz de rigidez da ancoragem, agora com dois graus de liberdade independentes, correspondentes aos deslocamentos nas suas extremidades.  $k_{12}$  é uma matriz diagonal, com termos dados pelos valores  $E/L_{IP}$  dos segmentos do varão exteriores ao nó. Os dois deslocamentos em  $\Delta u_{s+a}$  das extremidades do conjunto ancoragem mais varões com comprimento  $L_{IP}$ , são obtidos como referido acima para o modelo de Monti e Spacone [3]. Esta formulação resulta num EF com três nós, composto por dois elementos de fibras unidos pelo nó interior. A determinação do estado das secções de controlo deste EF é realizada da mesma forma que para um EF comum de dois nós, com exceção das secções transversais adjacentes ao nó interior, definidas de acordo com a quadratura de Gauss-Lobatto, acopladas devido à adoção da lei constitutiva dos varões contínuos no nó interior. Resulta, assim, que a determinação do estado dessas duas secções tem de ser realizada simultaneamente.

A relação constitutiva do aço seguiu a proposta de Monti e Nuti [19], com endurecimento, e para o betão considerou-se o modelo de Mander *et al.* [18]. Por simplificação, a resistência à tração do betão foi desprezada. Considerou-se o betão confinado, com um aumento da resistência à compressão de 25%. Os valores dinâmicos do módulo de elasticidade, da resistência à compressão e da correspondente deformação foram considerados de acordo com a proposta de Mander *et al.* [18], para uma taxa de deformação de  $0,0167 \text{ s}^{-1}$ . Para a aderência considerou-se o modelo de Eligehausen *et al.* [20], e as ancoragens foram modeladas com cinco elementos finitos, com quatro pontos de Gauss-Lobatto cada.

## 2.2 Pórtico de betão armado

Considerou-se a estrutura de um pórtico com três pisos e dois vãos. O pórtico é representativo de edifícios de apartamentos ou de escritórios, projetados para resistir apenas a cargas verticais. Trata-se de uma estrutura regular, com 5,0 m entre colunas e 3,5 m entre pisos, com exceção do primeiro piso, com uma distância entre as fundações e o centroide da viga igual a 4,0 m. A estrutura apresenta varandas no primeiro e segundo pisos, em aço estrutural, com cerca de 2,0 m de comprimento. A pormenorização das armaduras do pórtico é apresentada na Figura 2, onde se encontra esquematizado um segmento representativo de toda a estrutura.



**Figura 2** Pormenorização das armaduras de um segmento do pórtico de betão armado considerado

Para o aço em varões nervurados consideraram-se os valores  $E = 200 \text{ GPa}$ ,  $\sigma_y = 550 \text{ MPa}$ ,  $\epsilon_u = 82,5\%$  e  $\sigma_u = 632,5 \text{ MPa}$ , e para o betão tomou-se  $f'_{co} = 28 \text{ MPa}$  e  $\epsilon_{co} = 2,0\%$ . A deformação de rotura do betão não se verificou condicionante, sendo as deformações experimentadas inferiores aos valores últimos determinados para o betão confinado, de acordo com o proposto por Mander *et al.* [18].

Apresenta-se na Figura 3 um esquema do modelo da estrutura, nomeadamente da sua discretização e das forças aplicadas. As varandas foram consideradas através das cargas que aplicam à restante estrutura, correspondendo os valores apresentados na Figura 3 à combinação quase permanente de ações.

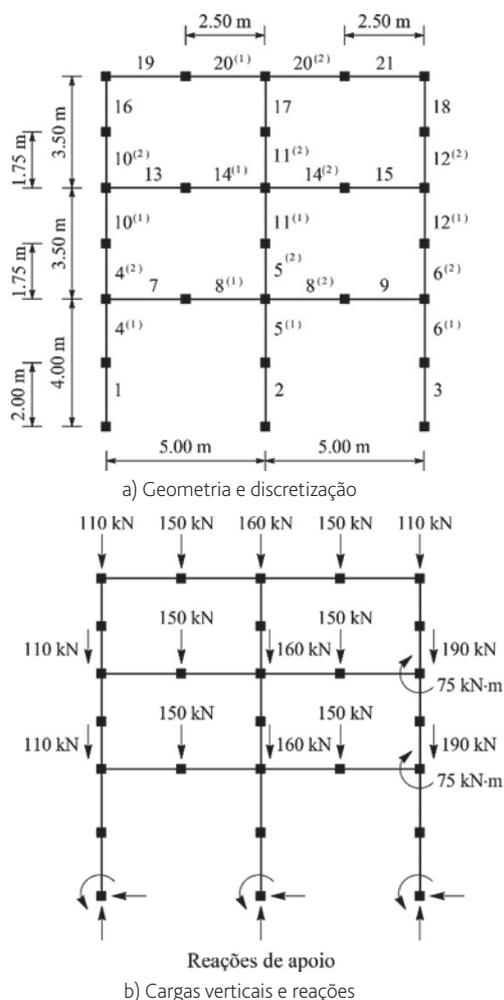


Figura 3 Esquema do modelo do pórtico de betão armado considerado

Os elementos 1, 2, 3, 7, 9, 13, 15, 16, 17, 18, 19 e 21 são EFs de dois nós, com a implementação do modelo dos varões com escorregamento em nós exteriores [3]. Os elementos 4, 5, 6, 8, 10, 11, 12, 14 e 20 são EFs de três nós, com a formulação dos varões contínuos com escorregamento em nós interiores [1]. Os nós da base foram considerados fixos, e os eixos das colunas e das vigas foram posicionados no centroide das respetivas secções transversais de betão. Consideraram-se quatro secções de controlo, de acordo com a quadratura de Gauss-Lobatto, para os EFs de dois nós, e oito pontos de Gauss-Lobatto para os elementos de três nós. Todas as secções transversais foram modeladas com recurso a 12 fatias, definidas de acordo com o mesmo esquema de integração numérica.

### 2.3 Sistemas de dissipação de energia

Consideram-se vários dispositivos de dissipação de energia, nomeadamente amortecedores viscosos lineares, dissipadores histeréticos, dispositivos semiativos com SMAs [13] e uma alternativa passiva, equivalente à solução anterior. Estes dispositivos

foram considerados acoplados à estrutura, como representado na Figura 4, simulando a sua aplicação após a construção da estrutura.

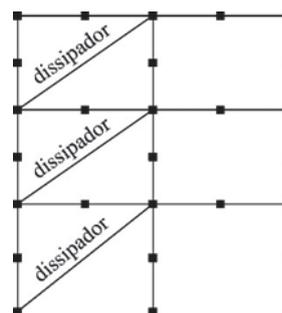


Figura 4 Esquema do pórtico considerado com os dissipadores

As constantes dos amortecedores viscosos lineares foram determinadas, para o registo sísmico de Loma Prieta, de forma que os valores dos deslocamentos relativos entre pisos sejam inferiores aos valores típicos do nível de desempenho de “Ocupação Imediata” preconizados no FEMA 356 [9], resultando em 2950, 2450 e 1350 kN·s/m, por ordem crescente, desde o primeiro até ao último piso. Os dispositivos semiativos foram então determinados de maneira a desenvolverem forças máximas de controlo aproximadamente iguais às do sistema anterior, para a mesma ação. Os parâmetros do dispositivo semiativo são apresentados no Quadro I, e as características adotadas para o SMA são apresentadas no Quadro II. O significado destes parâmetros é apresentado na referência [13].

Quadro I Parâmetros do dispositivo semiativo

Pisos	$A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	$L_r$ [m]	$\dot{u}_{o1}$ [m/s]	$\dot{u}_{o2}$ [m/s]	$\dot{u}_{a1}$ [m/s]	$\dot{u}_{a2}$ [m/s]	$\Delta t_f$ [s]	$\varepsilon_{co}$ [%]	$\varepsilon_{c,lim}$ [%]	$k_v$
0-1	10,18	0,90	0,01	0,10	1,00	0,90	1,5	0,01	5,2	0,60
1-2	8,04	0,80	0,01	0,10	1,00	0,40	1,5	0,01	5,5	0,60
2-3	4,52	0,80	0,01	0,10	1,00	0,40	1,5	0,01	5,5	0,60

Quadro II Características do SMA considerado

Lei mecânica	Lei cinética	Equilíbrio de energia
$E_A = 37,3$ GPa	$A_f = -20$ °C	$h = 35$ Wm <sup>-2</sup> °C <sup>-1</sup>
$E_M = 21,4$ GPa	$A_i = -26$ °C	$c_l = 12914$ J/kg
$\theta = 0,55$ MPa/°C	$M_i = -63$ °C	$c_p = 35$ Jkg <sup>-1</sup> °C <sup>-1</sup>
$\varepsilon_l = 4,0\%$	$M_f = -78$ °C	$P = 6500$ kg/m <sup>3</sup>
$CCC = 4,7$ MPa/°C		

A solução com SMAs passivos consiste em barras com as mesmas características das adotadas nos dispositivos semiativos.

Considerou-se ainda uma alternativa em aço. Neste caso, o critério de dimensionamento foi o mesmo utilizado por McCormick *et al.* [11], consistindo na imposição de valores de força de cedência e de rigidez iguais às da alternativa com SMAs passivos, resultando um período de vibração inicial igual para as duas soluções.

### 3 Discussão dos resultados

#### 3.1 Resposta do pórtico de betão armado sem dissipadores

Começa-se por apresentar os resultados da análise dinâmica não linear do pórtico de BA descrito acima, sujeito aos registos sísmicos de Loma Prieta e de Kobe. Foram considerados os modelos com aderência perfeita e com escorregamento dos varões. Nas Figuras 5 e 6 encontram-se representados os deslocamentos relativos dos pisos do pórtico, divididos pela distância entre pisos, ao longo do tempo.

A primeira observação prende-se com o maior amortecimento verificado na resposta com escorregamento, resultante da maior dissipação de energia obtida. Salientam-se também os elevados deslocamentos relativos entre pisos e os significativos deslocamentos residuais observados, especialmente elevados para o registo sísmico de Kobe. Embora não seja esse o tema tratado, nota-se que para os dois registos se verificam deslocamentos residuais superiores aos valores indicativos para a viabilidade da recuperação da estrutura [7]. Do ponto de vista do comportamento dos materiais, em todos os casos ocorreria delaminação generalizada do betão de recobrimento. Relativamente à resposta obtida para o registo sísmico de Kobe, em alguns elementos a extensão limite dos materiais é excedida, o que resultaria na sua rotura. Essa rotura não foi considerada nas análises reportadas, não limitando esse facto as conclusões que podem ser inferidas das mesmas.

Pese embora o modelo com aderência perfeita resultar em maior dissipação de energia para ciclos histeréticos de igual amplitude, este representa uma estrutura mais rígida. Sendo a resposta dependente do conteúdo em frequência do acelerograma, como seria de esperar, não se observa uma tendência para a influência do escorregamento dos varões. Salientam-se, no entanto, as significativas diferenças das respostas obtidas, tanto nos valores dos deslocamentos máximos como nos residuais. As diferenças nos deslocamentos de pico com aderência perfeita atingem valores próximos de 50% dos valores da resposta com escorregamento. Isto verifica-se para o registo sísmico de Loma Prieta, no deslocamento relativo entre os pisos 2 e 3.

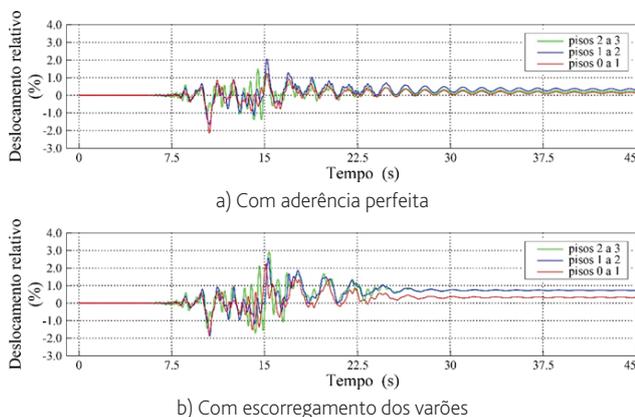


Figura 5 Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico sem dissipadores – Loma Prieta

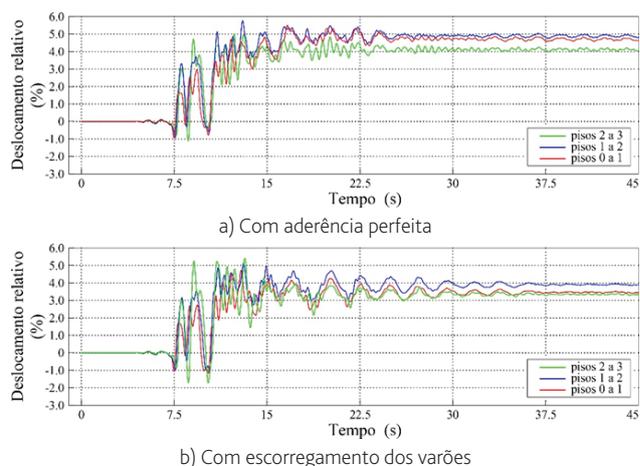


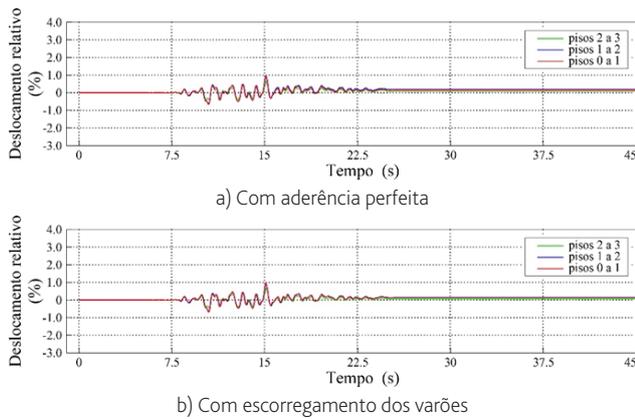
Figura 6 Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico sem dissipadores – Kobe

No caso do sismo de Kobe essa diferença reduz-se para cerca de 16%. No caso do registo de Loma Prieta, o modelo com escorregamento resultou em deslocamentos residuais significativamente mais elevados, ao contrário do que se verifica para o sismo de Kobe.

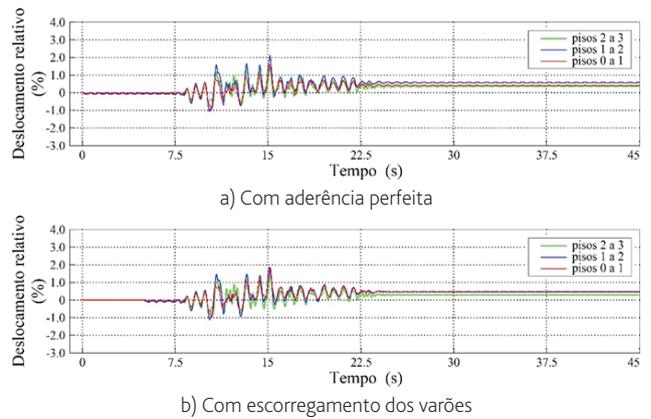
#### 3.2 Resposta do pórtico de betão armado com dissipadores

Nas Figuras 7-10 apresentam-se os deslocamentos do pórtico de betão armado com os dissipadores referidos acima, para o registo sísmico de Loma Prieta. Conclui-se da análise dessas figuras que, de uma forma geral, as diferenças são menores do que as verificadas para o pórtico sem dissipadores. Relativamente ao pórtico com amortecedores viscosos, a diferença máxima é inferior a 4% da resposta do modelo com escorregamento, semelhante ao valor verificado com controladores semiativos. Já para os dissipadores de SMA passivos e histeréticos, obtiveram-se diferenças máximas de cerca de 20% e de 15%, respetivamente. Estes resultados devem-se às respostas significativamente reduzidas pelos dissipadores, pelo que o efeito do escorregamento dos varões faz-se sentir menos. Note-se que para os sistemas menos eficientes, como é o caso dos dissipadores com SMA passivos e histeréticos, as diferenças são um pouco superiores às obtidas com os outros dispositivos, seguindo a tendência dos valores dos deslocamentos máximos entre pisos.

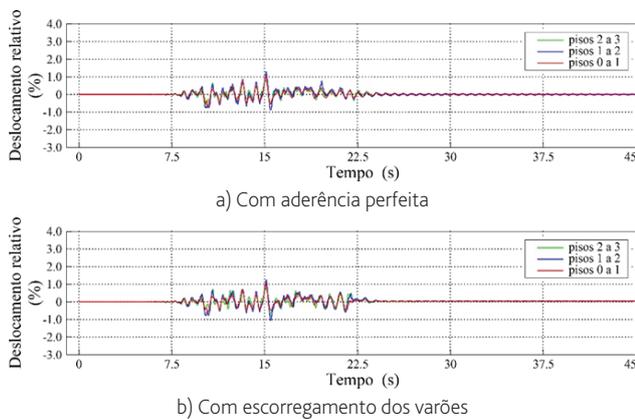
Os deslocamentos residuais obtidos com os dois modelos são semelhantes, o que se deve à menor incursão do pórtico no regime inelástico, sendo por isso menor a tendência para desenvolver deformações residuais. A este respeito, note-se que no caso dos SMA passivos, embora a resposta seja menos controlada do que nos dois casos anteriores, pelo facto de esse material possuir a propriedade de superelasticidade resulta uma maior capacidade de recentramento da estrutura, o que terá contribuído para o comportamento observado. Já a solução com dissipadores histeréticos é aquela que apresenta, embora relativamente pouco significativas, maiores diferenças no que toca aos deslocamentos residuais.



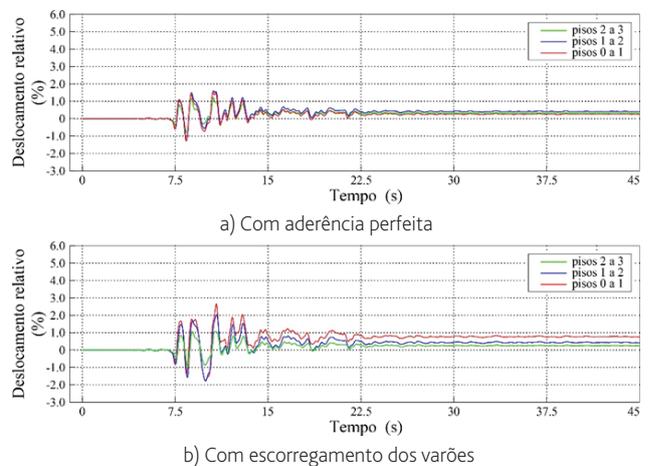
**Figura 7** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com amortecedores viscosos – Loma Prieta



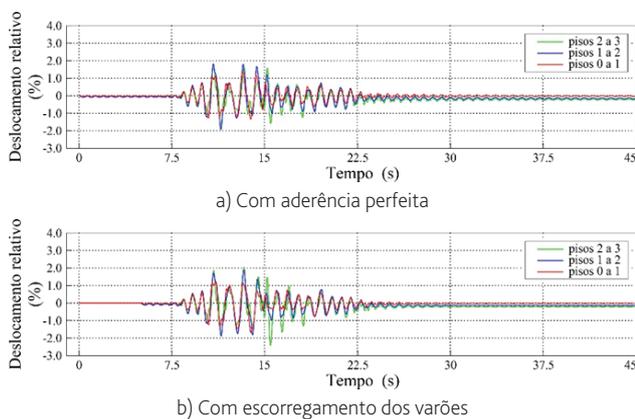
**Figura 10** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores hysteréticos de aço – Loma Prieta



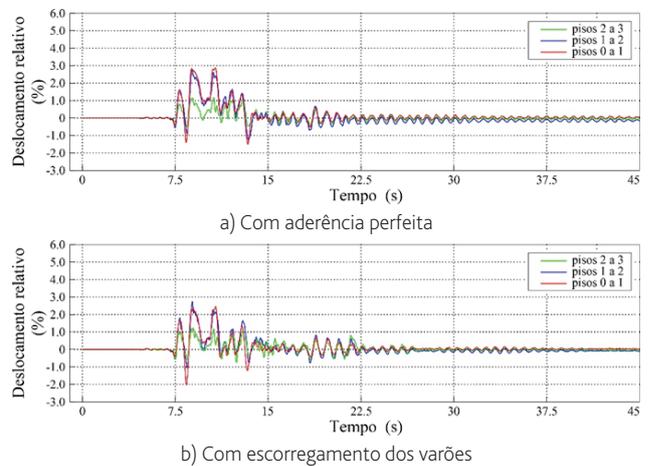
**Figura 8** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores semiativos – Loma Prieta



**Figura 11** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com amortecedores viscosos – Kobe



**Figura 9** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com SMAs passivos – Loma Prieta



**Figura 12** Deslocamentos relativos entre pisos do pórtico com dissipadores semiativos – Kobe

Nas Figuras 11 e 12 apresentam-se as respostas em deslocamento do pórtico, ao longo do tempo, para o acelerograma de Kobe, considerando os amortecedores viscosos e os dispositivos semiativos. Verifica-se uma diferença significativa entre as respostas do pórtico com amortecedores viscosos com e sem escorregamento dos varões de aço. Neste caso, a resposta de referência, com escorregamento dos varões de aço, devolve deslocamentos significativos, pelo que o modelo adotado apresenta maior influência na resposta.

Como os amortecedores viscosos não possuem capacidade de recentramento, os deslocamentos residuais resultam significativos, especialmente no caso do modelo com escorregamento. O modelo com aderência perfeita apresenta uma redução dos deslocamentos residuais, relativamente à alternativa, de 67%, verificada para o deslocamento relativo entre a base e o piso 1. Já a solução semi-ativa, por possuir capacidade de recentramento, apresenta, com ambos os modelos, deslocamentos residuais pouco significativos.

## 4 Conclusões

As análises apresentadas permitem aferir da influência do escorregamento dos varões de aço na quantificação, através de análises numéricas, dos deslocamentos máximos e dos deslocamentos residuais de estruturas de betão armado. Para isso, considerou-se um pórtico representativo de estruturas de edifícios baixos de habitação ou de escritórios. Criaram-se dois modelos de elementos finitos de fibras dessa estrutura, um baseado na aderência perfeita da armadura ao betão e outro capaz de modelar o escorregamento dos varões nas zonas dos nós. A estrutura foi analisada sem dissipadores de energia, com amortecedores viscosos lineares, com uma solução de controlo semiativa baseada em ligas com memória de forma superelásticas, com dissipadores passivos equivalentes ao anterior e com dissipadores elasto-plásticos, em aço.

Verificou-se que as soluções passivas com SMAs e com dissipadores elasto-plásticos não foram capazes de reduzir os deslocamentos máximos da estrutura de forma satisfatória. A solução com os dissipadores semiativos permitiu obter deslocamentos de pico semelhantes aos obtidos com amortecedores viscosos lineares, e foi capaz de recentrar a estrutura, ao contrário do que se verificou com os amortecedores viscosos e com os dissipadores elasto-plásticos. Verificou-se também que, de uma forma geral, as respostas obtidas com os dois modelos implementados diferem significativamente, tanto no que respeita aos deslocamentos relativos máximos experimentados pela estrutura, como aos deslocamentos residuais instalados na estrutura após a conclusão da ação.

Os resultados indicam que a avaliação da resposta estrutural sem controlo, e, portanto, da necessidade de implementar medidas adicionais de dissipação de energia, deve ser realizada com recurso aos modelos mais sofisticados, incluindo a consideração do escorregamento dos varões de aço. Já a avaliação do comportamento da estrutura com os sistemas de controlo, através das duas abordagens, não apresenta diferenças significativas, de acordo com as análises apresentadas, desde que o nível de danos estruturais seja baixo.

## Referências

- [1] Silva Lobo, P.; Almeida, J. – "RC fiber beam-column model with bond-slip in the vicinity of interior joints". *Eng Struct* Vol. 96, pp. 78-87, 2015.
- [2] Silva Lobo, P.; Almeida, J.; Guerreiro, L. – "Bond-slip effect in the assessment of RC structures subjected to seismic actions". *Proc Eng, Proc. of 1st International Conference on Structural Integrity*, Vol. 114, pp. 792-799, 2015.
- [3] Monti, G.; Spacone, E. – "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip". *J Struct Eng* Vol. 126 (6), pp. 654-661, 2000.
- [4] D'Ambrisi, A.; Filippou, F.C. – "Correlation studies on an RC frame shaking-table specimen". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 26 (10), pp. 1021-1040, 1997.
- [5] Limkatanyu, S.; Spacone, E. – "Effects of reinforcement slippage on the non-linear response under cyclic loadings of RC frame structures". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 32 (15), pp. 2407-2424, 2003.
- [6] Raghunandan, M.; Liel, A.B.; Luco, N. – "Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 44 (3), pp. 419-439, 2015.
- [7] McCormick, J.; Aburano, H.; Ikenaga, M.; Nakashima, M. – "Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements". *Proc. of 14th World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 05-06-0071, 2008.
- [8] Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, CEN, Bruxelas, 2010, (NP EN 1998-1).
- [9] FEMA. – Fema 356, Tech. rep., 2000.
- [10] Dolce M.; Cardone, D.; Marnetto, R. – "Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 29 (7), pp. 945-968, 2000.
- [11] McCormick, J.; DesRoches, R.; Fugazza, D.; Auricchio, F. – "Seismic vibration control using superelastic shape memory alloys". *J Eng Mater Technol* Vol. 128 (3), pp. 294-301, 2006
- [12] Andrawes, B.; DesRoches, R. – "Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices". *J Bridg Eng ASCE* Vol. 12 (6), pp. 700-709, 2007.
- [13] Silva Lobo, P.; Almeida, J.; Guerreiro, L. (2015) – "Semi-active damping device based on superelastic shape memory alloys". *Structures* Vol. 3, pp. 1-12, 2015.
- [14] Spacone, E.; Filippou, F.C.; Taucer, F.F. – "Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 25 (7), pp. 711-725, 1996.
- [15] Hilber, H.M.; Hughes, T.J.R.; Taylor, R.L. – "Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics". *Earthq Eng Struct Dyn* Vol. 5 (3), pp. 283-292, 1977.
- [16] Monti, G.; Filippou, F.C.; Spacone, E. – "Finite element for anchored bars under cyclic load reversals". *J Struct Eng* Vol. 123 (5), pp. 614-623, 1997.
- [17] Bae, S.; Bayrak, O. – "Plastic hinge length of reinforced concrete columns". *ACI Struct J* Vol. 105 (3), pp. 290-300, 2008.
- [18] Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. – "Theoretical stress-strain model for confined concrete". *J Struct Eng* Vol. 114 (8), pp. 1804-1826, 1988.

- [19] Monti, G.; Nuti C. – "Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling". *J Struct Eng* Vol. 118 (12), pp. 3268-3284, 1992.
- [20] Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. – "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations". *Technical Report* No. UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA, 1983.