

## AVALIAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS COM ELEMENTOS DE FIBRA RECORRENDO A ENSAIOS EM MESA SÍSMICA



Romain Sousa\*

Aluno Doutoramento  
UME School, IUSS Pavia  
Pavia, Itália  
romain.sousa@umeschool.it



António A. Correia

Bolseiro Pós-Dout.  
LNEC  
Lisboa, Portugal  
aacorreia@lnec.pt



João P. Almeida

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



Rui Pinho

Professor Auxiliar  
Universidade de Pavia  
Pavia, Itália  
rui.pinho@unipv.it

### SUMÁRIO

O comportamento sísmico de estruturas de betão armado envolve uma série de fenómenos físicos que, em última análise, são impossíveis de modelar exaustivamente. No presente estudo, a resposta de três estruturas porticadas submetidas a ensaios dinâmicos em mesas sísmicas foi comparada com resultados de análises numéricas considerando diferentes opções de modelação. A interpretação dos resultados associados a cada um dos modelos considerados permite avaliar a importância relativa de cada solução, bem como fornecer indicações relativas ao desenvolvimento de simulações numéricas optimizadas. As conclusões fornecem indicações para engenheiros e investigadores desenvolverem análises não-lineares mais fiáveis com elementos de fibra.

**Palavras-chave:** Ensaio dinâmico, Pórtico, Validação numérica, Elementos de fibra, Betão armado

### 1. INTRODUÇÃO

O avanço das capacidades de computação e a crescente disponibilidade de ensaios experimentais para validação numérica permite que os engenheiros possuam hoje várias

ferramentas sofisticadas para a simulação do comportamento sísmico de estruturas. Para além da avaliação de estruturas existentes, também o dimensionamento sísmico se está a tornar cada vez mais dependente destas ferramentas de análise numérica.

Diversos resultados de “blind test predictions” demonstram que, fazendo uso de técnicas de modelação apropriadas, a resposta sísmica de estruturas pode ser estimada com uma precisão apreciável. No entanto, uma análise mais abrangente dos resultados submetidos pelas diferentes equipas revela também uma grande dispersão das previsões, mesmo quando obtidas com o mesmo software de análise estrutural. Esta constatação aponta para a necessidade de identificar as principais fontes de erro em análises não-lineares, assim como clarificar os critérios de modelação que minimizam as diferenças entre parâmetros de resposta medidos experimentalmente e aqueles obtidos através de análises numéricas. Ao longo dos últimos anos, diversos estudos foram desenvolvidos na tentativa de identificar e medir a importância de diferentes opções de modelação (e.g., [1] e [2]). O presente trabalho pretende consolidar e expandir as recomendações apresentadas por tais estudos, contribuindo para uma progressiva diminuição das discrepâncias evidenciadas entre princípios teóricos bem estabelecidos para a modelação numérica e os resultados de ensaios em mesas sísmicas. Após uma breve introdução teórica, o presente artigo apresenta os resultados de uma análise de sensibilidade focada nos seguintes parâmetros:

- Amortecimento viscoso equivalente
- Formulação e discretização de elementos de viga
- Escorregamento de armaduras

A resposta de três estruturas submetidas a ensaios experimentais dinâmicos foi considerada como referência na avaliação da resposta de diferentes modelos numéricos. A precisão de cada modelo, avaliada em termos de deslocamentos e acelerações, é determinada com base na medição do erro relativo associado aos valores máximos medidos em cada sinal, bem como através de uma metodologia capaz de avaliar globalmente a resposta ao longo de cada sismo em termos de amplitude e conteúdo de frequências.

## **2. CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS**

A presente secção apresenta, de uma forma concisa, os conceitos teóricos relevantes para as opções de modelação consideradas na presente análise de sensibilidade.

### **2.1 Amortecimento em estruturas**

O amortecimento em estruturas está geralmente associado à diminuição sucessiva da amplitude de deslocamentos em regime livre, devido aos mecanismos de dissipação energética em elementos estruturais e não-estruturais. Em estruturas reais, diversos processos termodinâmicos irreversíveis concorrem para tal decaimento, e.g., dano global dos componentes, atrito interno entre os materiais ou nas ligações, abertura e fecho de micro-fendas e atrito entre a própria estrutura e elementos não-estruturais.

No âmbito de análises não-lineares, grande parte da energia dissipada é representada explicitamente através da definição de ciclos histeréticos na modelação dos materiais. No entanto, a consideração de um amortecimento global é usualmente necessária de forma a reproduzir as fontes de dissipação energética cuja complexidade fenomenológica é difícil de modelar explicitamente. Dadas as dificuldades em identificar e descrever matematicamente cada um destes processos, o amortecimento é geralmente tratado de uma forma idealizada através da consideração de um amortecimento viscoso equivalente (EVD, de “equivalent viscous damping”), linear e global.

A forma mais convencional de EVD assume que as forças de amortecimento desenvolvidas são proporcionais à rigidez inicial (elástica) da estrutura (ISPD, de “initial stiffness-proportional damping”), e portanto independente do nível de ductilidade imposto. Tendo em conta a degradação de rigidez resultante do dano imposto nos elementos, esta solução pode resultar na sobreavaliação da energia dissipada. Análises desenvolvidas por Priestley e Grant [3] indicam que a energia absorvida através de EVD pode atingir valores idênticos àqueles resultantes dos ciclos histeréticos dos materiais, mesmo para elevados níveis de ductilidade. Para além disto, à medida que a rigidez decresce, as forças de amortecimento podem assumir valores excessivamente altos quando comparados com as reacções desenvolvidas nos elementos [4]. Finalmente, Bernal [5] demonstrou que podem ser geradas forças de amortecimento espúrias na presença de graus de liberdade sem massa ou com reduzida inércia. Nestas condições, estes nós tendem a sofrer mudanças de velocidade abruptas sempre que ocorrem alterações na rigidez [6].

Alternativamente, o recurso a um modelo de amortecimento proporcional à rigidez tangente (TSPD, de “tangent stiffness-proportional damping”), aparenta ser mais consensual no seio da comunidade científica. Este reproduz uma redução da dissipação de energia associada ao EVD à medida que aumenta a ductilidade, refletindo uma interpretação fenomenológica mais credível. No entanto, este modelo também apresenta algumas limitações; por exemplo, no caso de a matriz de rigidez da estrutura se tornar negativa-definida, o modelo pode introduzir energia no sistema ao invés de representar a sua dissipação.

Em modelos de amortecimento proporcionais à rigidez estrutural (SPD, de “stiffness-proportional damping”), independentemente de se tratar da rigidez elástica ou tangente, as forças de amortecimento desenvolvem-se proporcionalmente à velocidade de deformação dos elementos, afectando o equilíbrio nodal e podendo introduzir grandes alterações nas reacções dos apoios e no equilíbrio inter-elementos [7]. Adicionalmente, em modelos de fibras com comportamento não linear, este tipo de amortecimento leva ao desenvolvimento de forças de amortecimento artificiais nos elementos, associadas aos modos de vibração de ordem superior e que podem ser muito significativas, resultando em potenciais problemas de convergência numérica e instabilidade das análises.

O recurso a um modelo de amortecimento proporcional à massa da estrutura (MPD, de “mass-proportional damping”) não apresenta, ou reduz significativamente, as limitações

numéricas previamente enumeradas. Quando a modelação é realizada através de massas concentradas, as forças de amortecimento desenvolvem-se proporcionalmente à velocidade nodal (relativa à base da estrutura) e, tal como as forças inerciais, actuam directamente ao nível dessas massas. Desta forma, o seu efeito no equilíbrio inter-elementos e nas reacções de apoio é indirecto e de reduzida influência [7]. Ainda assim, Hall [4] reportou algumas limitações quando movimentos de corpo rígido ocorrem na resposta estrutural, resultando na imposição de elevadas velocidades. Apesar de não serem muito comuns em estruturas correntes, estas situações podem ser relevantes, por exemplo, em estruturas com isolamento de base. Além disso, os valores de amortecimento decrescem exponencialmente com a redução do período de vibração, levando potencialmente a uma resposta pouco amortecida dos modos superiores.

No presente estudo, quatro modelos de amortecimento são considerados: sem amortecimento, amortecimento proporcional à rigidez inicial (ISPD), proporcional à rigidez tangente (TSPD) e finalmente um modelo proporcional à massa (MPD). Foram ainda consideradas diferentes percentagens de amortecimento crítico, variando de 0.5% a 5%, associadas ao modo fundamental de cada estrutura.

## 2.2 Formulação e discretização de elementos de viga

A primeira e crucial decisão que os engenheiros enfrentam na modelação sísmica de pórticos, está relacionada com a escolha do tipo de elemento de viga a utilizar. Elementos de plasticidade concentrada são simples e computacionalmente rápidos, mas não permitem a modelação da propagação de inelasticidade ao longo do elemento. Deste modo, o uso destes elementos requer o conhecimento prévio da localização e extensão ao longo da qual se concentra o dano no elemento – algo que, de acordo com estudos recentes (e.g., [8]), pode variar significativamente dependendo do nível de ductilidade imposto. Além disso, modelar fiavelmente membros de betão armado (BA) através de elementos de plasticidade concentrada requer um elevado nível de especialização e experiência por forma a definir diagramas de momento-curvatura apropriados, tendo em conta a degradação dos materiais, variação de esforço axial e leis histeréticas adequadas.

Alternativamente, os modelos de plasticidade distribuída permitem modelar a propagação de inelasticidade ao longo do elemento. Este tipo de elemento está geralmente acessível em códigos de análise não-linear através de formulações baseadas em forças (FB) e deslocamentos (DB), que verificam o equilíbrio ao longo do elemento de uma forma exacta ou de uma forma ponderada, respectivamente. Dada a superioridade da formulação FB [13], apenas estes últimos foram considerados no estudo de sensibilidade efectuado. Enquanto a resposta ao nível da secção dos elementos se mantiver abaixo de um eventual pico na relação momento-curvatura, os efeitos desfavoráveis associados à localização numérica da resposta não ocorrem e a resposta é objectiva; portanto, a representação da propagação de inelasticidade ao longo do elemento necessita apenas que seja definido um número suficiente de pontos de integração (IPs, de “integration points”) em cada elemento, de forma

a obter uma precisão numérica aceitável. Por outro lado, se as curvaturas num determinado IP excederem um possível pico na relação momento-curvatura, a objectividade dos resultados poderá apenas ser garantida se forem adotadas técnicas de regularização. Ao longo dos últimos anos foram propostas diferentes alternativas baseadas em métodos de integração com pesos constantes [9] e [10] ou adaptativos [11].

No presente estudo foram considerados diferentes números de IPs por elemento, de forma a avaliar o efeito de diferentes discretizações na resposta global das estruturas. Assim, o número de IPs por elemento foi definido de forma a que o comprimento de integração dos IPs localizados nas extremidades de cada elemento corresponda ao comprimento de rótula plástica esperado ( $L_p$ ), ou a metade deste valor, determinado com base nas expressões propostas por Priestley et al. [12]:

$$L_p = KL_C + L_{SP} \geq 2L_{SP} \quad (1)$$

onde

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (2)$$

tem em conta o endurecimento do aço,  $L_C$  representa a relação  $M_{max}/V$ ,  $f_y$  e  $f_u$  indicam a tensão de cedência e última das armaduras longitudinais, e  $L_{SP}$  denota o comprimento de escorregamento de armaduras que pode ser determinado através da Equação (3). Além dos modelos referidos anteriormente, foi ainda considerado um modelo numérico com 10 IPs, representativo de uma elevada discretização dos elementos. Seguindo as recomendações propostas por Calabrese et al. [13], o modelo de referência no presente estudo de sensibilidade é definido com um número de IPs tal que o comprimento de integração associado ao IP na extremidade dos elementos aproxima o comprimento expectável da rótula plástica. O Quadro 1 resume o número de IPs definido para cada pilar nas diferentes estruturas. O número de elementos considerado para modelar as vigas das Estrutura 2 e 3 varia de acordo com as propriedades das armaduras ao longo dos membros. Dada a limitação de espaço, e tendo em conta que a modelação das vigas não tem um impacto relevante nos resultados, não serão apresentados mais detalhes a esse respeito. Uma breve descrição das estruturas referidas no quadro seguinte é apresentada na Secção 3.1.

### 2.3 Escorregamento de armaduras

Quando sujeitos a flexão, os membros de BA tendem a sofrer deformações localizadas nas ligações entre elementos adjacentes (pilar-fundações e/ou nós viga-pilar).

Quadro 1. Número de IPs considerado para os pilares de cada estrutura.

	IP Extremidade = $L_p$	IP Extremidade = $0.5 L_p$	10IPs
Estrutura 1	6 IPs: 2 elem. (3 + 3)	7 IPs: 2 elem. (4 + 3)	1 elem. (10 IPs)
Estrutura 2	1 elem. (4 IPs)	1 elem. (6 IPs)	1 elem. (10 IPs)
Estrutura 3	1 elem. (4 IPs)	1 elem. (6 IPs)	1 elem. (10 IPs)

De acordo com Sezen e Moehle [14], o deslocamento lateral total de elementos de BA pode aumentar até 40% devido ao escorregamento das armaduras. No entanto, e apesar da sua importância, esta componente da deformação é frequentemente negligenciada em análises estruturais. Diferentes autores têm proposto modelos alternativos para determinar e acomodar numericamente o escorregamento de armaduras. O desenvolvimento de elementos finitos de sólidos 3D capazes de modelar explicitamente a interação entre as armaduras e o betão envolvente (e.g., [15]) parece ser a solução que melhor pode representar este comportamento localizado. Alternativamente, Monti e Spacone [16] desenvolveram modelos associados a elementos de viga, capazes de acomodar o escorregamento das armaduras explicitamente ao nível da secção. Apesar de serem numericamente mais eficientes que os modelos finitos 3D, mantêm-se ainda computacionalmente pesados, dado o nível de discretização necessário para obter uma boa representação do escorregamento das armaduras [17]. Com base nas limitações referidas anteriormente, o recurso a elementos de ligação adicionais aparece como uma alternativa natural. Estes modelos baseiam-se na hipótese de que as deformações por escorregamento que ocorrem ao longo de um determinado comprimento podem ser concentradas num único elemento localizado nas extremidades do membro em questão (geralmente como recurso a elementos “zero-length”). As propriedades destes elementos são geralmente derivadas com base em resultados experimentais e podem ser definidas ao nível dos materiais (e.g., [17]) ou ao nível da secção com relações momento-curvatura apropriadas (e.g., [14]). Apesar da sua simplicidade, estes modelos não se encontram disponíveis na maioria do software de análise numérica, inibindo assim o seu uso generalizado por engenheiros ou investigadores.

Uma metodologia mais simples envolve o prolongamento do comprimento dos elementos de um valor correspondente ao comprimento de escorregamento das armaduras. Esta opção pressupõe que o comportamento não-linear dos elementos se estende até as zonas de ancoragem das armaduras e, como tal, contribui para a deformação global do elemento. De acordo com Priestley et al. [12], a extensão ao longo da qual ocorre o escorregamento das armaduras depende da tensão de cedência e do diâmetro das armaduras, podendo ser estimada através da seguinte expressão:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ em MPa}) \quad (3)$$

Tendo em conta as hipóteses precedentes, esta solução aparenta ser mais apropriada quando é expectável que a estrutura em análise entre no domínio não-linear. No entanto, é importante ter em conta que a componente de deformação adicional é obtida através da consideração de um elemento globalmente mais flexível (mesmo em regime elástico), ao invés de uma rotação localizada na extremidade dos elementos. Por fim, tendo em conta que o comprimento do elemento aumenta mantendo a mesma resistência à flexão, é de realçar que as forças de corte determinadas numericamente serão necessariamente subestimadas.

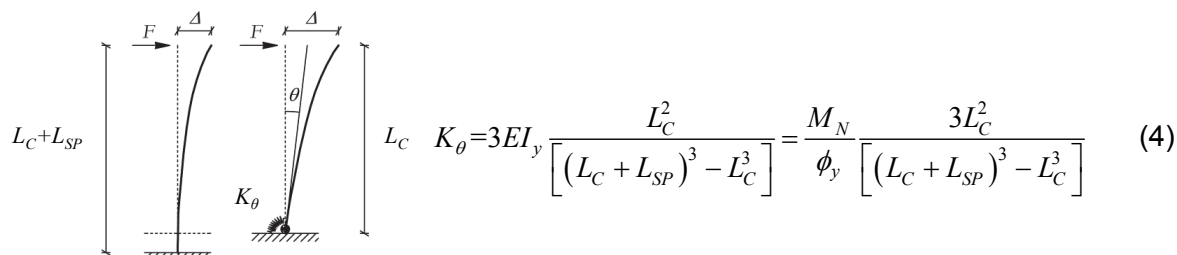
Uma solução alternativa passa por considerar a inclusão de uma mola com uma determinada rigidez de rotação na base dos pilares, mantendo as dimensões dos mesmos inalteradas. A rigidez elástica desta mola é determinada de forma a que o elemento desenvolva o mesmo deslocamento de cedência que um elemento idêntico, fixo na base, alongado do comprimento de escorregamento das armaduras -  $L_{SP}$ . A Figura 1 mostra uma representação gráfica dos modelos descritos anteriormente, bem como a equação que permite determinar a rigidez de rotação da mola ( $K_{\theta}$ ) na base dos pilares.

Por forma a avaliar a importância dos efeitos do escorregamento das armaduras, três soluções distintas foram consideradas nos modelos numéricos: (1) mola na base com rigidez de rotação constante, (2) elemento alongado, e (3) ausência de efeitos de escorregamento de armaduras. Na primeira abordagem, a rigidez considerada foi determinada pela Equação (4), resultando nos seguintes valores:  $K_{\theta} = 2610 \times 10^3$  kNm/rad,  $K_{\theta} = 7000$  kNm/rad e  $K_{\theta} = 7450$  kNm/rad para a Estrutura 1, 2 e 3, respectivamente. No caso do elemento alongado, o comprimento de escorregamento das armaduras foi determinado com base na Equação (3), obtendo-se os seguintes valores:  $L_{sp} = 0.41$  m para a Estrutura 1 e  $L_{sp} = 0.12$  m para as Estruturas 2 e 3.

### 3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

#### 3.1 Casos de estudo

No desenvolvimento do presente estudo, a resposta experimental de três estruturas usadas em ensaios “blind test prediction” foi considerada como referência na validação dos resultados numéricos. A primeira estrutura refere-se a um pilar de ponte à escala real ensaiado no “Concrete Column Blind Prediction Contest 2010”, desenvolvido pelas instituições PEER e NEES [18]. O modelo foi submetido a ensaios dinâmicos com seis acelerogramas consecutivos de intensidade variável. O pilar de BA possui 1.2 m de diâmetro e uma altura de 7.2 m, como ilustrado na Figura 2, esquerda. O pilar suporta um bloco de BA com 230 toneladas que pretende simular o peso da superestrutura.



$$K_{\theta} = 3EI_y \frac{L_C^2}{[(L_C + L_{SP})^3 - L_C^3]} = \frac{M_N}{\phi_y} \frac{3L_C^2}{[(L_C + L_{SP})^3 - L_C^3]} \quad (4)$$

Figura 1. Representação gráfica das soluções de elemento alongado (esquerda) e com uma mola na base (direita). Equação para determinação da rigidez rotacional da mola.

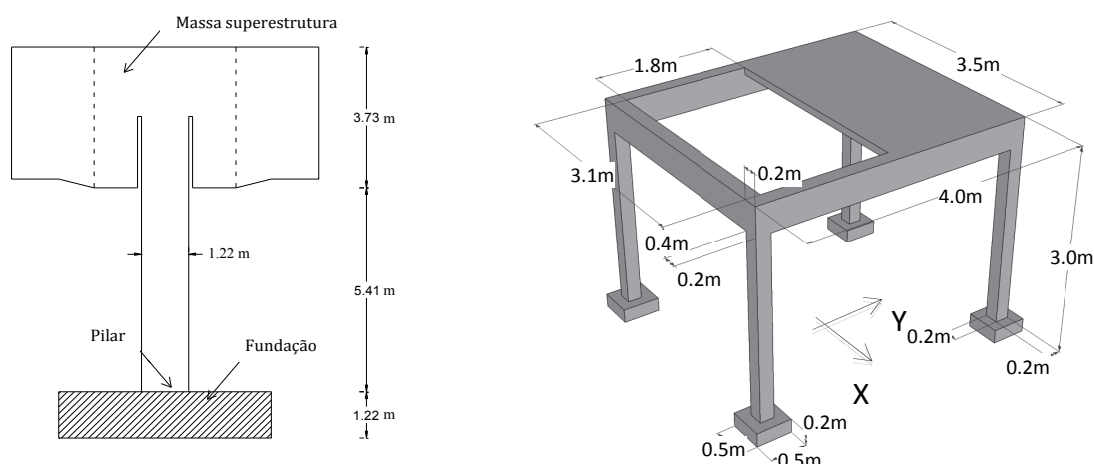


Figura 2. Dimensões gerais da Estrutura 1 (esquerda) e Estrutura 2 e 3 (direita).

O betão usado na construção do modelo possui uma resistência à compressão de 42 MPa. As armaduras longitudinais consistem em  $18\varnothing 36$  mm (rácio volumétrico longitudinal de 1.57%), enquanto as armaduras transversais são concretizadas por varões duplos  $\varnothing 16$  mm espaçados de 152 mm (rácio volumétrico transversal de 0.96%). A tensão de cedência e tensão última das armaduras longitudinais é de 519 MPa e 707 MPa, enquanto para as transversais os valores variam entre 375 MPa e 592 MPa, respectivamente.

As propriedades dinâmicas do pilar da ponte, identificadas através de análises modais, indicam que a resposta é essencialmente dominada pelo primeiro modo de vibração ( $T_1=0.78$  s). No entanto, o bloco de betão no topo do pilar introduz uma importante componente de inércia rotacional que domina o segundo modo ( $T_2=0.14$  s) e afecta parcialmente o modo fundamental (massa modal efetiva de 84% e 15% na componente transversal e de rotação, respectivamente). Os resultados de análises numéricas indicam ainda que apesar da relação momento-curvatura apresentar uma rigidez sempre positiva em regime inelástico, a curva de capacidade global evidencia um comportamento de amolecimento pós-pico, o que reflecte a importância dos efeitos de segunda ordem. Detalhes adicionais sobre o protocolo experimental podem ser encontrados em Carrea [19].

O segundo grupo de estruturas considerado no presente estudo compreende dois pórticos tridimensionais de BA submetidos a quatro sinais de intensidade crescente aplicados simultaneamente nas duas direções horizontais ortogonais. Os ensaios decorreram na mesa sísmica *LNEC-3D*, associados à iniciativa “Blind Test Challenge” desenvolvida durante a 15ª Conferência Mundial em Engenharia Sísmica [20]. As duas estruturas são geometricamente idênticas (Figura 2, direita), mas possuem diferentes detalhes construtivos (disposição das armaduras). Enquanto a Estrutura 2 foi dimensionada sem ter em consideração disposições sísmicas associadas a princípios de “capacity design” (antecipando um possível comportamento de viga forte/pilar fraco), as armaduras da Estrutura 3 foram dimensionadas de forma a potenciar uma resposta estrutural dúctil. A resistência à compressão do betão medida varia entre 30 MPa e 36 MPa. No que diz respeito às armaduras de aço, verificou-se

que a tensão de cedência varia entre 560 MPa e 566 MPa, enquanto a tensão última varia entre 628 MPa e 654 MPa. O comportamento dinâmico destas estruturas é essencialmente dominado pelos dois primeiros modos de vibração ( $T_1=0.31$  s na direção X e  $T_2=0.28$  s na direção Y). O quarto modo de vibração ( $T_4=0.15$  s) reflete uma importante componente de rotação em torno do eixo vertical, contribuindo significativamente para a torção da estrutura. Quando sujeitos a cargas laterais estáticas, ambos os modelos revelaram um comportamento com endurecimento na resposta força-deslocamento, quer ao nível local quer global.

### 3.2 Parâmetros numéricos

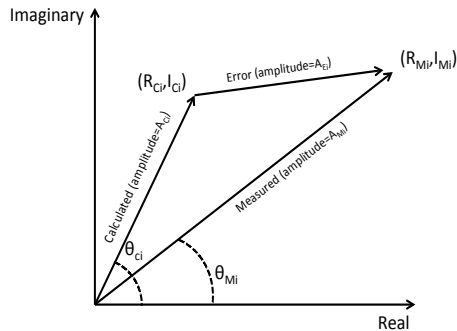
O Quadro 2 apresenta de uma forma resumida os parâmetros numéricos e as respectivas propriedades consideradas no presente estudo. O texto a negrito identifica as propriedades do modelo de referência que, com base no estado da arte, representam opções habituais. Estas propriedades são ainda mantidas inalteradas sempre que se considerem variantes nos restantes parâmetros numéricos. As propriedades do amortecimento, por outro lado, foram definidas numa fase inicial e as soluções que produziram os melhores resultados foram mantidas constantes nos restantes modelos. As análises numéricas foram realizados no software SeismoStruct [21].

### 3.3 Avaliação da precisão

A avaliação da precisão das diferentes análises requer a identificação da parâmetros de resposta estrutural bem como uma metodologia que permita comparar eficientemente os resultados medidos experimentalmente com os obtidos numericamente. Deslocamentos laterais e acelerações foram seleccionados visto que representam parâmetros de resposta estrutural comumente aceites e são normalmente disponibilizados depois de realizados os ensaios experimentais. De forma a avaliar a precisão de cada opção numérica foram consideradas duas variantes de erro relativo. A primeira, denominada “Frequency Domain Error” (FDE), é baseada nas características do conteúdo em frequência associado à resposta da estrutura [22]. Com base na transformada de Fourier dos sinais medidos e simulados, esta metodologia quantifica o erro associado às diferenças em termos de amplitude e fase dos dois sinais (Figura 3).

Quadro 2. Parâmetros numéricos considerados na análise de sensibilidade.

Parâmetros numéricos	Propriedades
Modelo amortecimento	0%
	0.5%
	1%
	1.5%
	2%
	5%
Discretização elementos	10 IPs
	IPs, extremidade $\approx 0.5 L_p$ <b>IPs, extremidade <math>\approx L_p</math></b>
Escorregamento armaduras	Sem escorregamento
	Elemento alongado
	<b>Mola na base</b>



$$FDE = \frac{\sum_{i=f_1}^{f_2} \sqrt{(R_{Mi} - R_{Ci})^2 + (I_{Mi} - I_{Ci})^2}}{\sum_{i=f_1}^{f_2} \sqrt{R_{Mi}^2 + I_{Mi}^2} + \sqrt{R_{Ci}^2 + I_{Ci}^2}} \quad (5)$$

Figura 3. Representação gráfica do erro FDE e equação associada.

Na Equação (5),  $R_{Mi}/I_{Mi}$  e  $R_{Ci}/I_{Ci}$  são as componentes reais e imaginárias dos sinais medidos e calculados, enquanto  $f_1$  e  $f_2$  definem o intervalo de frequências ao longo das quais os sinais são comparados. De forma a ter em consideração a contribuição dos modos superiores e o alongamento do período associado ao dano estrutural, estes limites foram definidos por  $1/(4T_1)$  e  $1/(0.1T_1)$ , respectivamente.

A segunda variante de erro é mais convencional e consiste na determinação do erro relativo entre o máximo da resposta estrutural (deslocamentos ou acelerações) obtidas numericamente ou medidas experimentalmente, para cada acelerograma separadamente.

$$Error_{Max.i,j} = \frac{\max(Resp_{num,i,j}) - \max(Resp_{exp,i,j})}{\max(Resp_{exp,i,j})} \quad (6)$$

Na equação anterior, “ $i$ ” indica os acelerogramas compreendidos em cada análise, enquanto “ $j$ ” representa os valores medidos no sentido positivo ou negativo em cada direção. É importante notar ainda que, enquanto a primeira abordagem fornece apenas valores positivos, no segundo caso, os valores podem ser positivos ou negativos. Além disso, valores que se aproximam de 0 indicam uma boa correlação para ambas as variantes de erros.

#### 4. RESPOSTA ESTRUTURAL

A presente secção apresenta os resultados do estudo apresentado anteriormente. Nas figuras seguintes, o erro associado a cada acelerograma (EQ) é apresentado com marcadores cheios ou vazios, dependendo do sentido do movimento. Esta distinção não é no entanto aplicável para o erro FDE e portanto, o sinal correspondente ao sentido positivo é usado neste caso. Além disso, são sobrepostos círculos a preto com barras de erro, indicando a média e o desvio-padrão do conjunto de acelerogramas. Dada a limitação de espaço, e tendo em conta que os gráficos seguem essencialmente o mesmo formato, a legenda é apresentada apenas na primeira figura.

### 4.1 Amortecimento viscoso equivalente

A presente secção apresenta a comparação entre os valores medidos experimentalmente e a resposta numérica calculada com diferentes modelos de amortecimento. Os valores do erro FDE obtidos em termos de deslocamentos (Figura 4) indicam que uma melhor aproximação aos resultados experimentais ocorre para percentagens de amortecimento baixas (aproximadamente entre 0.5% e 2%). Para estes valores, as forças de amortecimento são relativamente baixas e, como tal, torna-se difícil identificar diferenças entre os modelos MPD e SPD. No entanto, parece evidente que à medida que as percentagens de amortecimento aumentam, o erro associado ao modelo ISPD aumenta significativamente em comparação com os modelos MPD e TSPD. Por outro lado, o uso de 0% de amortecimento resulta num pequeno aumento do erro associado a uma sobrestimação dos deslocamentos.

A Figura 5 (esquerda) apresenta o erro relativo medido para a Estrutura 1. É interessante verificar que o erro médio é geralmente mais baixo para os modelos MPD, independentemente da percentagem considerada, embora a variância dos resultados seja ligeiramente superior neste modelo. De forma a clarificar as razões subjacentes a esta observação, o gráfico central e da direita mostram a variação das acelerações transversais e de rotação no topo do pilar considerando os modelos de amortecimento MPD e TSPD com 0.5% de amortecimento crítico.

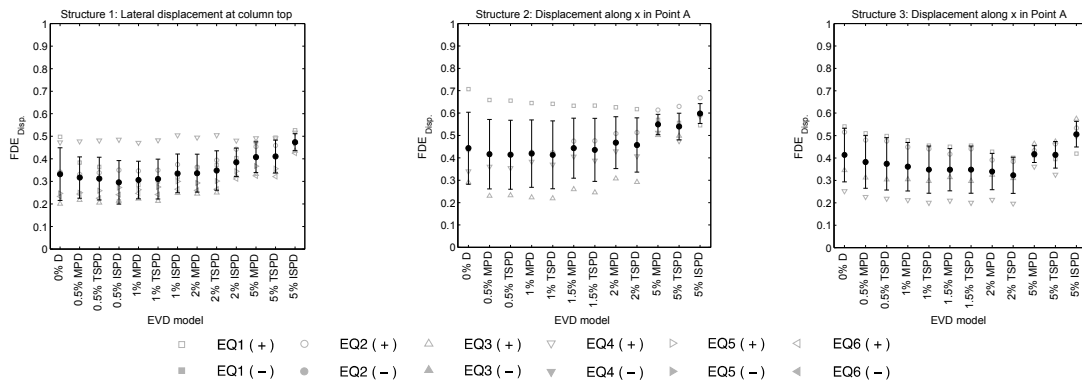


Figura 4. Erro FDE associado aos deslocamentos medidos na Estrutura 1, 2 e 3 (esquerda para direita), considerando diferentes modelos de amortecimento.

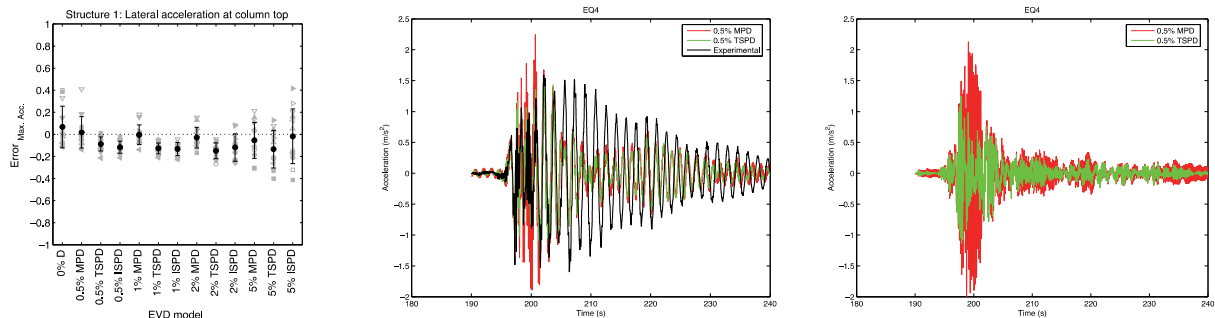


Figura 5. Erro associado às acelerações medidas na Estrutura 1, considerando diferentes modelos de amortecimento. Da esquerda para a direita: erro máximo, história de acelerações transversal e de rotação durante acelerograma 4.

O gráfico do centro exhibe uma diferença significativa nas acelerações transversais estimadas com o modelo MPD perto de  $t \approx 200$  s. Após este instante, ambos os modelos produzem valores idênticos, apesar de um pouco inferiores aos medidos experimentalmente. Este efeito localizado parece estar associado à forma como os modelos SPD e MPD incorporam a contribuição dos modos superiores das estruturas (segundo modo, neste caso). No gráfico da direita, as acelerações de rotação associadas ao segundo modo, exibem também uma grande diferença no mesmo instante. Neste caso, as acelerações atingem valores perto de quatro vezes superiores aos obtidos com o modelo TSPD. Contrariamente a este último modelo, onde as forças de amortecimento são maiores para os modos superiores, no caso MPD, os modos superiores tendem a tornar-se mais importantes na medida que são sempre menos amortecidos do que o modo fundamental.

#### 4.2 Discretização dos elementos

Seguidamente, a resposta das estruturas modeladas com a discretização referida no Quadro 2 é investigada considerando os modelos de amortecimento mais precisos identificados na secção anterior. É importante notar que o número de IPs para o qual o comprimento de integração se aproxima da rótula plástica expectável é de 6 IPs (Estrutura 1) e 4 IPs (Estrutura 2 e 3), enquanto que o peso de integração correspondente a metade da rótula plástica é obtido com 7 IPs (Estrutura 1) e 6 IPs (Estrutura 2 e 3). Os resultados apresentados na Figura 6 indicam que os deslocamentos obtidos na Estrutura 1 tendem a aumentar com o aumento do número de IPs por elemento. Tendo em conta a resposta ao nível da secção (rigidez sempre positiva em regime inelástico), seria expectável que a resposta convergisse para uma resposta objectiva à medida que o número de IPs aumentasse. No entanto, e tendo em conta as pequenas diferenças observadas entre a resposta numérica e experimental, é difícil identificar uma discretização que apresente resultados consistentemente superiores às alternativas. Por outro lado, os resultados obtidos para a Estrutura 2 e 3 indicam que a definição do peso de integração do IP da extremidade próximo do expectável comprimento de rótula plástica, produz deformações mais precisas. Esta observação está em linha com as conclusões de estudos anteriores, nomeadamente por Calabrese et al. [13].

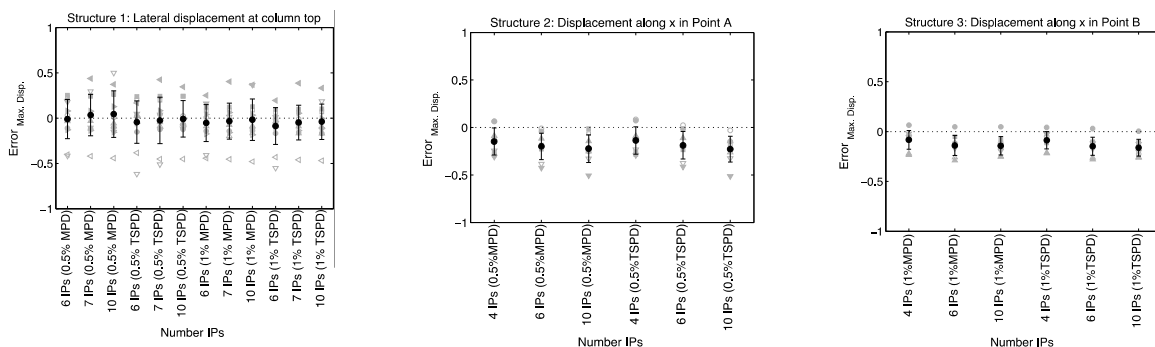


Figura 6. Erro associado aos deslocamentos máximos medidos na Estrutura 1, 2 e 3 (esquerda para direita), considerando diferente número de IPs.

Apesar da inexistência de medições de curvaturas precisas durante os ensaios experimentais, é importante sublinhar que este parâmetro de resposta é muito sensível ao modelo de discretização definido. A Figura 7 ilustra a variação das curvaturas na base da Estrutura 1 obtidas durante a simulação numérica do EQ1 e EQ3. Como esperado, quando o comportamento da estrutura é essencialmente linear, a resposta é indiferente ao número de IPs definido. No entanto, quando a resposta entra no regime não-linear (EQ3), as curvaturas medidas na base com uma discretização elevada (10 IPs) atinge valores que são até duas vezes superiores às obtidas com dois elementos com três IPs em cada. Tendo em conta a magnitude das diferenças, e apesar da ausência de resultados experimentais que permitam uma validação apropriada, os resultados obtidos apontam claramente para a necessidade de implementar técnicas de regularização de forma a melhorar a simulação da resposta local dos elementos.

### 4.3 Escorregamento das armaduras

Como já discutido precedentemente, apesar dos desenvolvimentos recentes no que diz respeito à capacidade de modelar implicitamente os efeitos do escorregamento das armaduras (SP) ao nível da formulação dos elementos (apresentado sucintamente anteriormente), as opções para modelar este comportamento não-linear localizado são ainda limitadas e a sua validação insuficiente. Portanto, modelos mais convencionais e simples envolvendo a extensão do comprimento dos pilares ou a definição de uma mola de rotação da base dos mesmos foram considerados no presente estudo.

Os resultados apresentados na Figura 8 indicam que ambos os modelos produzem melhores resultados em termos de deslocamentos estruturais em comparação com o caso em que as deformações por escorregamento das armaduras é negligenciado. Esta observação é também extensível ao nível das acelerações (não apresentado devido a limitação de espaço) apesar de os benefícios serem, neste caso, menos evidentes. Apesar de, em geral, os resultados obtidos para a Estrutura 2 e 3 estarem em linha com os obtidos para a Estrutura 1, é importante referir que para estes casos o erro calculado para o EQ1 tende a ser superior do que no caso em que não foi considerado nenhum modelo de SP.

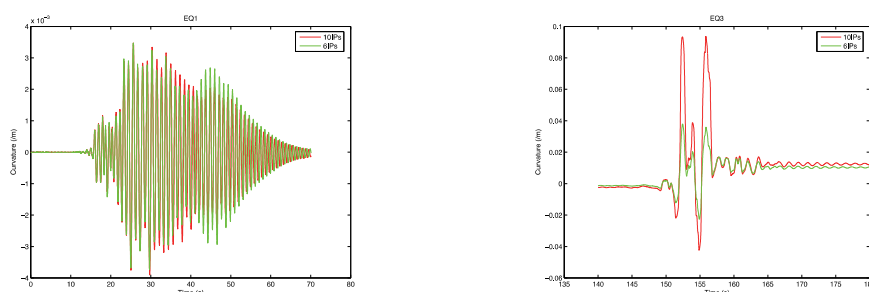


Figura 7. Variação de curvaturas numéricas na Estrutura 1 durante EQ1 e EQ3 considerando diferente número de IPs.

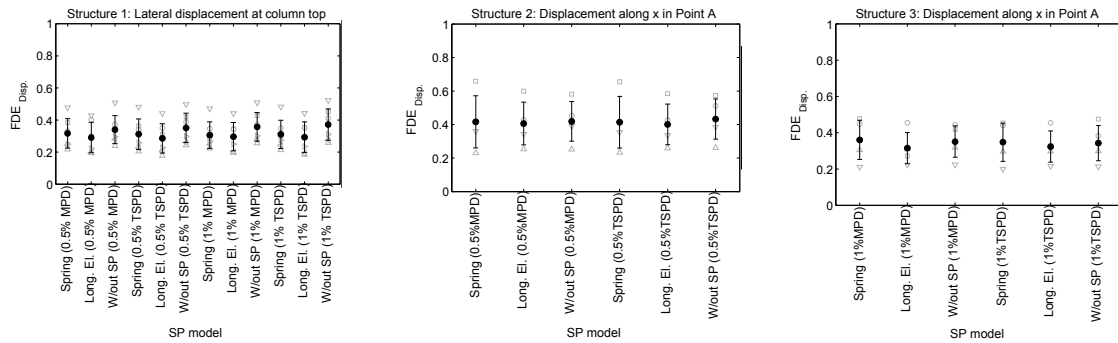


Figura 8. Erro FDE associado aos deslocamentos medidos na Estrutura 1, 2 e 3 (esquerda para direita), considerando diferentes modelos de SP.

Esta observação resulta do facto de as Estruturas 2 e 3 responderem essencialmente em regime elástico durante o EQ1. A história de deslocamentos apresentada na Figura 9 indica que a resposta durante o EQ1 é particularmente sensível aos modelos de SP, ao contrário do que acontece para o EQ3. Estes resultados expõem uma limitação importante destes modelos que está associada a uma (indesejável) mudança das propriedades dinâmicas da estrutura. É importante lembrar que ambos os modelos foram calibrados para reproduzir o acréscimo de flexibilidade após a ocorrência da cedência das armaduras longitudinais. Como tal, estes modelos tendem a sobrestimar a flexibilidade das estruturas quando estas respondem em regime elástico.

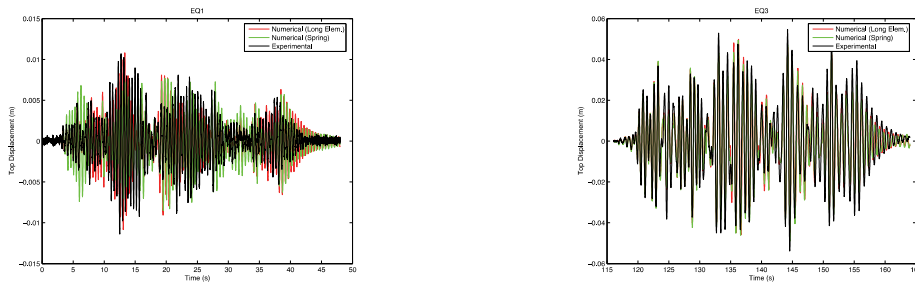


Figura 9. História de deslocamentos medidos durante EQ 1 e 3 (ponto A, direção X) considerando diferentes modelos de SP.

## 5. CONCLUSÕES

Três estruturas de BA submetidas a ensaios dinâmicos em mesa sísmica foram simuladas numericamente considerando diferentes opções de modelação. A precisão de cada solução foi avaliada com base na comparação entre os deslocamentos e acelerações obtidos numericamente com os medidos experimentalmente. A análise detalhada dos resultados utilizando dois tipos de medidas de erro permitiu extrair as seguintes conclusões:

Grande parte dos mecanismos de dissipação energética pode ser modelada explicitamente através das leis histeréticas dos materiais. Como tal, a utilização de modelos de EVD e a sua magnitude devem ser limitadas. Como base nas análises efectuadas, a resposta das estruturas foi otimizada para rácios de amortecimento equivalente em relação ao crítico no intervalo de 0.5% a 2%. Enquanto a resposta das estruturas modeladas com valores de amortecimento superior tendem a ser subestimadas, a ausência de amortecimento reflecte-

se em parâmetros de resposta ligeiramente sobrestimados. Tendo em conta que tanto o modelo MPD como o TSPD apresentam limitações numéricas, não foi possível identificar um que se revele claramente superior ao outro.

Relativamente à discretização a adoptar, a definição do número de pontos de integração de tal forma que o comprimento de integração da extremidade dos elementos iguale o comprimento de rotula plástica esperado parece produzir resultados mais precisos. No entanto, e apesar das pequenas diferenças observadas à escala global (i.e., deslocamentos e acelerações nodais), as curvaturas estimadas nas extremidades dos elementos são extremamente sensíveis ao modelo de discretização adoptado. O desenvolvimento de estudos mais detalhados nesta matéria é fundamental.

Por fim, os resultados do presente estudo mostram que a modelação do escorregamento das armaduras melhora significativamente a previsão de resposta das estruturas de BA. Entre os modelos considerados, o uso de pilares alongados pelo comprimento de escorregamento de armaduras parece conduzir a melhores resultados do que o uso de molas com apropriada rigidez de rotação na extremidade dos mesmos. No entanto, é importante lembrar que ambos os modelos modificam as propriedades dinâmicas iniciais das estruturas (mais significativo no modelo com molas), e que a definição de elementos mais longos resulta na subestimação das forças de corte atingidas nos elementos.

## AGRADECIMENTOS

O segundo autor manifesta o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo apoio financeiro concedido, através de uma bolsa de pós-doutoramento, para a prossecução das suas actividades de investigação.

## REFERÊNCIAS

- [1] Sousa, R.; Eroğlu, T.; Kazantzidou Firtinidou, D.; Kohrangi, M.; Sousa, L.; Nascimbene, R.; Pinho, R. - "Effect of Different Modelling Assumptions on the Seismic Response of RC Structures", *15<sup>th</sup> World Conference On Earthquake Engineering*, 2012.
- [2] Yazgan, U.; Dazio, A. - "Simulating Maximum and Residual Displacements of RC Structures: I. Accuracy", *Earthquake Spectra*, 2011, Vol. 27, p. 1187–1202.
- [3] Priestley, N.; Grant, D. - "Viscous Damping in Seismic Design and Analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, 2005, Vol. 9, p. 229–255.
- [4] Hall, J. - "Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006, Vol. 35, p. 525–445.
- [5] Bernal, D. - "Viscous Damping in Inelastic Structural Response", *Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, p. 1240–1254.
- [6] Jehel, P.; Léger, P.; Ibrahimbegovic, A. - "Initial versus tangent stiffness-based Rayleigh damping in inelastic time history seismic analyses", *Earthquake Engineering and*

- Structural Dynamics*, 2013, Vol. 43, p. 467–484.
- [7] Correia, A.; Almeida, J.; Pinho, R. - "Seismic Energy Dissipation in Inelastic Frames: Understanding State-of-the-Practice Damping Models", *Structural Engineering International*, 2013, Vol. 23, p. 148–158.
- [8] Hines, E.; Restrepo, J.I.; Seible, F. - "Force-Displacement Characterization of Well-Confined Bridge Piers", *ACI Structural Journal*, 2004, p. 537–548.
- [9] Coleman, J.; Spacone, E. - "Localization Issues in Force-Based Frame Elements", *Journal of Structural Engineering*, 2001, Vol. 127, p. 1257–1265.
- [10] Scott, M.; Fenves, G. - "Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements", *Journal of Structural Engineering*, 2006, Vol. 132, p. 244–252.
- [11] Almeida, J.; Das, S.; Pinho, R. - "Adaptive force-based frame element for regularized softening response", *Computers & Structures*, 2012, Vol. 102-103, p. 1–13.
- [12] Priestley, N.; Calvi, G.M.; Kowalsky, M.J. - "Displacement-Based Seismic Design of Structures", *IUSS Press*, 2007.
- [13] Calabrese, A.; Almeida, J.; Pinho, R. - "Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, 2010, Vol. 14, p. 38–68.
- [14] Sezen, H.; Moehle, J. - "Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns with Limited Ductility", *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, 2004.
- [15] Jendele, L.; Cervenka, J. - "Finite element modelling of reinforcement with bond", *Computers & Structures*, 2006, Vol. 84, p. 1780–1791.
- [16] Monti, G.; Spacone, E. - "Reinforced Concrete Fiber Beam Element With Bond-Slip", *Journal of Structural Engineering*, 2000, Vol. 126, p. 654–661.
- [17] Zhao, J.; Sritharan, S. - "Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of 2 Reinforced Concrete Structures", *ACI Structural Journal*, 2007, Vol. 104, p. 133-141.
- [18] NEES@UCSD - "Concrete Column Blind Prediction Contest", 2010, disponível em: [http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction\\_contest](http://nisee2.berkeley.edu/peer/prediction_contest).
- [19] Carrea, F. - "Shake-Table Test on a Full-Scale Bridge Reinforced Concrete Column", Tese de Mestrado, U. Bolonha, 2010.
- [20] Costa, A.; Campos Costa, A.; Candeias, P.; Guerreiro, L.; Mendes, L. - "15WCEE Blind test challenge - Design report", 2012.
- [21] Seisimosoft, - "SeismoStruct - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", disponível em: [www.seisimosoft.com](http://www.seisimosoft.com).
- [22] Dragovich, J.; Lepage, A. - "FDE index for goodness-of-fit between measured and calculated response signals", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2009, Vol. 38, p. 1751–1758.