

## **ESTUDO PRELIMINAR SOBRE O DESEMPENHO SÍSMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS CONTRAVENTADOS A PARTIR DE ANÁLISES ESTÁTICAS NÃO-LINEARES (PUSHOVER)**

**Braz César M.T.<sup>1\*</sup>, Carneiro de Barros R.M.M.<sup>2</sup>**

1: Departamento de Mecânica Aplicada  
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão  
Instituto Politécnico de Bragança  
Campus de Santa Apolónia – Apartado 134 – 5301-857 – Bragança – Portugal  
e-mail: brazcesar@ipb.pt web: <http://www.estig.ipb.pt>

2: Departamento de Engenharia Civil  
Faculdade de Engenharia  
Universidade do Porto  
Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 – Porto – Portugal  
e-mail: rcb@fe.up.pt web: <http://www.fe.up.pt>

**Palavras-chave:** Pushover, Análise estática não-linear, Desempenho sísmico.

**Resumo.** *Neste artigo apresenta-se uma investigação preliminar sobre o uso de métodos de análise pushover no dimensionamento de pórticos com elementos de contraventamento (diagonais metálicas). Para este efeito foram analisados três pórticos metálicos de aço com 3, 6 e 10 pisos. Os pórticos foram modelados através do programa de elementos finitos MIDAS/Civil e nas análises foram usados métodos não-lineares estáticos de pushover. O objectivo principal consiste na avaliação comparativa dos desempenhos estruturais, e portanto também na consequente conveniência do uso deste método “pushover” na análise sísmica de estruturas.*

## **1. INTRODUÇÃO**

O recente aparecimento de métodos de dimensionamento por análises de desempenho levou ao desenvolvimento e utilização de métodos baseados numa análise não linear, nomeadamente análises do tipo “pushover”. Esta análise fundamenta-se numa análise estática não-linear na qual a magnitude do carregamento estrutural é incrementada segundo um certo padrão pré-definido. Com o aumento da magnitude do carregamento, encontram-se ligações, secções ou vínculos fracos e modos de colapso da estrutura. O carregamento é monotónico e os efeitos do desempenho cíclico e de reversões de carga são calculados usando um critério modificado de força-deformação com determinadas aproximações do amortecimento. Esta metodologia é utilizada em realizações concretas da engenharia estrutural para avaliar a resistência da estrutura, e até certo ponto a prática actual indica que constitui uma ferramenta útil e efectiva como metodologia de dimensionamento por análise de desempenho.

Esta última constatação, aliada ao facto de existir uma quantidade significativa de informação disponível nos meios de divulgação científica sobre este tipo de análise, legitima o trabalho desenvolvido pelos autores no sentido de validar o uso de métodos de análise pushover no dimensionamento de pórticos com elementos de contraventamento e, num trabalho que está a ser desenvolvido e que será brevemente apresentado, com dispositivos de dissipação passiva [1]. Para este efeito foram analisados três pórticos metálicos de aço com 3, 6 e 10 pisos para duas situações distintas: pórticos sem sistema de contraventamento; pórticos equipados com elementos metálicos de contraventamento. Os pórticos foram modelados através do programa de elementos finitos MIDAS/Civil [2], e nas análises foram usados métodos não-lineares estáticos de pushover baseados nas metodologias que são apresentadas neste artigo. O objectivo principal consiste na avaliação comparativa dos desempenhos estruturais, e portanto também na consequente conveniência do uso deste método “pushover” na análise sísmica de estruturas que, numa fase posterior serão realizadas com dispositivos com comportamento histerético [1][3].

## **2. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR**

### **2.1. Introdução**

No dimensionamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas podem ser utilizadas várias metodologias, mais ou menos rigorosas, para descrever a resposta sísmica da estrutura. A análise não-linear dinâmica é a metodologia mais realista e baseia-se na variação temporal do comportamento da estrutura (dos materiais e da geometria) quando sujeita a acções sísmicas. Embora esta metodologia seja a mais precisa, o seu carácter não-linear, associado ao comportamento dinâmico, obriga a um profundo conhecimento do comportamento da estrutura e das teorias envolvidas e exige recursos computacionais qualitativamente dispendiosos, condições que muitas vezes não são compatíveis com a temporização permitida no acto de projectar e ainda pelo facto do rigor necessário na maioria dos projectos não justificar a aplicação de modelos tão elaborados.

No entanto, os projectistas necessitam de ferramentas intuitivas para determinar a resposta de estruturas sujeitas a acções sísmicas, em particular daquelas que são fortemente condicionadas por acções dinâmicas. Neste sentido, vários investigadores tentam desenvolver metodologias simplificadas de análise e dimensionamento, baseadas em análises não-lineares, para a determinação da resposta estrutural e que possam ser utilizadas rotineiramente pelos projectistas de estruturas.

Resumidamente, as metodologias para análise de edifícios sujeitos a acções sísmicas podem-se agrupar em procedimentos lineares e em procedimentos não-lineares [4]. Nos procedimentos lineares encontram-se o Procedimento Estático Linear (LSP) e o Procedimento Dinâmico Linear (LDP) e nos procedimentos não-lineares encontram-se o Procedimento Estático Não-linear (NSP) e o Procedimento Dinâmico Não-linear (NDP).

Os procedimentos lineares utilizam uma relação tensão-extensão linear introduzindo pequenos acertos associados à deformação global do edifício e ao comportamento dos materiais para incorporar o comportamento não-linear da resposta dinâmica e, assim, obter um comportamento sísmico credível. Estes procedimentos são válidos para estruturas regulares em planta e altura ou edifícios em que a resposta da estrutura esteja muito próxima do domínio elástico.

Quando as estruturas apresentam fortes irregularidades ou quando a resposta se encontra no domínio não-linear deve recorrer-se a análises não-lineares (estática ou dinâmica). O procedimento estático não-linear (NSP) deve ser aplicado a estruturas que não apresentem grande sensibilidade para os efeitos associados aos modos mais elevados [5][6]. As análises estáticas não-lineares com controle de deslocamentos e carregamento imposto (ou pushover) permitem controlar o nível de deslocamentos da estrutura permitindo uma avaliação do desempenho sísmico da mesma. O trabalho desenvolvido neste artigo fundamenta-se neste último tipo de análise.

Embora este procedimento seja mais correcto que os procedimentos baseados numa análise linear, a sua aplicabilidade deve ser cuidadosamente pensada uma vez que não apresenta sensibilidade suficiente para captar mudanças na resposta da estrutura à medida que se degrada a rigidez ou, como foi referido, quando os modos mais elevados são predominantes na resposta.

Finalmente, os procedimentos dinâmicos não-lineares são os que melhor representam o comportamento sísmico das estruturas. Pela sua natureza realista, a sua aplicabilidade torna-se complexa, quer pelos processos de cálculo e os recursos computacionais envolvidos, quer pela sensibilidade necessária da parte do projectista para a sua aplicação, nomeadamente na definição dos modelos constitutivos.

De seguida serão apresentadas as principais metodologias baseadas em análises estáticas não-lineares.

## **2.2. Análise pushover**

A análise pushover consiste numa metodologia simplificada que permite obter a resposta de uma estrutura a acções sísmicas através de uma análise estática não-linear. Esta análise permite avaliar o desempenho das estruturas através do controlo dos

deslocamentos a nível local e global, fornecendo ainda informação sobre a ductilidade e a capacidade resistente. Estes métodos são vistos como um avanço relativamente aos métodos associados ao comportamento linear (ou com espectros de resposta modificados) porque se baseiam numa determinação mais precisa da distribuição da capacidade resistente (ductilidade-cedência) numa estrutura em vez de assumir uma ductilidade uniforme.

Como já foi referido, existem várias metodologias associadas a este tipo de análise, de entre os quais se evidenciam as seguintes: o método proposto pelo Applied Technology Council (ATC) no relatório ATC-40 [7] para análise de estruturas de betão com base em métodos simplificados do tipo pushover (Método do Espectro da Capacidade Resistente); o método proposto pela Federal Emergency Management Agency (FEMA) no regulamento FEMA356 [8] e FEMA273/274 [9] no qual são apresentadas as linhas orientadoras para o dimensionamento e reabilitação sísmica de edifícios com o recurso a análise pushover (Método do Coeficiente de Deslocamento); o método N2 proposto no Eurocódigo 8 [10] e cujo algoritmo é comparável ao proposto no FEMA273.

| FEMA356   | EC8 (2003)  |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>Modal* (modo fundamental)                             <math display="block">F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n m_j h_j^k} F_b</math> <p><math>F_b</math> – corte basal<br/> <math>m_i</math> – massa/piso<br/> <math>h_i</math> – coeficiente associado ao modo fundamental (altura do piso).</p> <p><math>k=1.0</math> para <math>T &lt; 0.5s</math><br/> <math>k=0.75+T/2</math> para <math>0.5 \leq T &lt; 2.5s</math><br/> <math>k=2.0</math> para <math>T \geq 2.5</math></p> <p>*Pode ser multimodal (associação dos 3 primeiros modos como proposto por Chopra e Goel).</p></li> <li>Uniforme (Ver EC8)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>Modal                             <math display="block">F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j} F_b</math> <p><math>F_b</math> – corte basal<br/> <math>m_i</math> – massa/piso<br/> <math>\phi_i</math> – coeficiente modal/piso</p></li> <li>Uniforme                             <math display="block">F_i = \frac{m_i}{\sum_{j=1}^n m_j} F_b</math> </li> </ul> |

Tabela 1. Padrão de carregamento: FEMA356 e EC8.

O algoritmo de resolução de uma análise deste tipo engloba três etapas: em primeiro lugar é necessário definir a capacidade resistente da estrutura através da aplicação de cargas horizontais (ou deslocamentos) de forma incremental. Numa segunda fase é necessário conhecer a acção sísmica e a resposta da estrutura com base num comportamento não-linear para estabelecer o nível de desempenho proposto (objectivo) que consiste na determinação do deslocamento objectivo (“target displacement”) ou do ponto de desempenho sísmico (“performance point”). Finalmente, na terceira fase avalia-se o desempenho da estrutura para

o nível de desempenho previamente fixado (o deslocamento objectivo ou o ponto de desempenho sísmico).

Uma das fases mais críticas deste processo é a fase em que se define o carregamento lateral a aplicar à estrutura, que pode ser constante em altura, estar associado aos modos de vibração, ao número de pisos, etc. O padrão de carregamento (Tabela 1) deve ser estudado para que o desempenho final da estrutura traduza de forma verosímil a sua resposta. Um carregamento associado ao modo fundamental pode não satisfazer este critério se, por exemplo, a estrutura apresentar um comportamento governado pelos efeitos associados aos modos mais elevados, ou ainda, quando se aplica um carregamento constante em altura que pode não estar em conformidade com a distribuição da rigidez (e consequentemente o padrão de cedência) em altura.

Note-se que as cargas podem ser controladas por força, ou seja, aplicadas até um limite previamente definido, ou controladas por deslocamentos (a carga lateral é aplicada até se obter um determinado deslocamento lateral). Normalmente, as cargas gravíticas são controladas por forças e as cargas laterais controladas por deslocamentos.

A implementação da nova regulamentação sobre o dimensionamento de estruturas em Portugal, associado à possibilidade de serem efectuadas análises deste tipo, impõe a necessidade de estudar e validar estas metodologias.

No caso do Eurocódigo 8, a metodologia proposta baseia-se no método N2 [10][11] cujo espectro apresenta os valores espectrais da aceleração em função dos valores espectrais do deslocamento, ou seja, é apresentado no formato aceleração-deslocamento ou ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum).

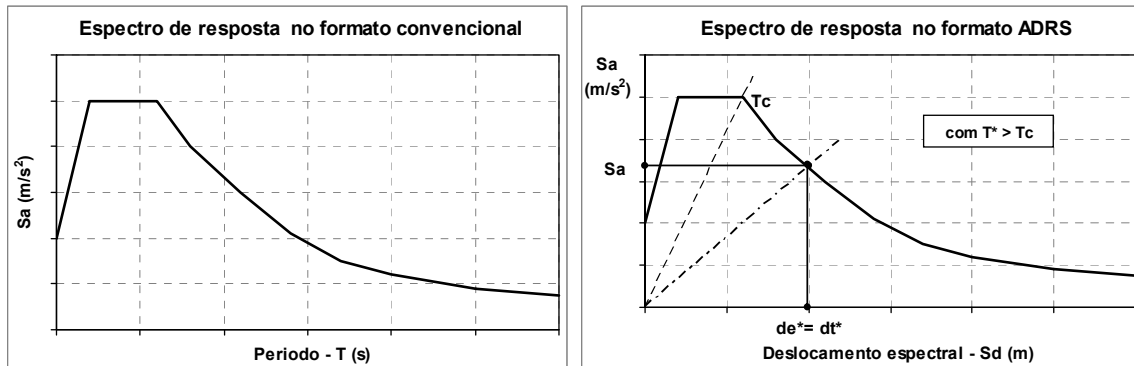


Figura 1. Espectros de resposta: formato convencional e ADRS.

Resumidamente, apresenta-se um algoritmo para aplicação desta metodologia que, genericamente, é composto pelas seguintes fases:

- 1- A estrutura é modelada e são escolhidas as relações constitutivas que definem o comportamento dos materiais. Define-se a acção sísmica de acordo com os critérios propostos na regulamentação.

- 2- O padrão de carregamento deve contemplar pelo menos duas distribuições: Modal e Uniforme. No caso modal assume-se uma distribuição da aceleração proporcional ao modo fundamental e as forças inerciais serão dadas por:

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j} F_b \quad (1)$$

Nesta equação  $F_b$  é o corte basal,  $m_i$  a massa associada ao piso  $i$  e  $\phi_i$  é o coeficiente modal associado ao piso  $i$ . Se o modo fundamental for considerado linear, então o coeficiente modal é proporcional à altura do piso ( $h_i$ ) e a equação será:

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum_{j=1}^n m_j h_j} F_b \quad (2)$$

Finalmente, determina-se a curva da capacidade resistente a partir do corte basal em função do deslocamento máximo  $d_m$  (no topo do edifício) através da aplicação progressiva do padrão de carregamento lateral até ser atingido o nível de desempenho exigido e associado ao deslocamento máximo.

- 3- A estrutura inicial tem de ser tratada como se fosse um sistema de 1 grau de liberdade uma vez que a resposta é obtida a partir dos espectros de resposta. Assim, determina-se a capacidade resistente para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente (1GLE). A transformação (converter as curvas de capacidade para um sistema de 1 grau de liberdade equivalente) é feita através da seguinte relação:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (4)$$

cujo factor de transformação  $\Gamma$  é dado por

$$\Gamma = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j^2} \quad (5)$$

É necessário simplificar a curva de capacidade para um regime elasto-perfeitamente plástico (Figura 2). Neste gráfico  $F_y^*$  representa a capacidade resistente do sistema com 1GLE e o deslocamento do sistema de cedência idealizado  $d_y^*$ . Com base nestes valores determina-se o período elástico do sistema equivalente  $T$ .

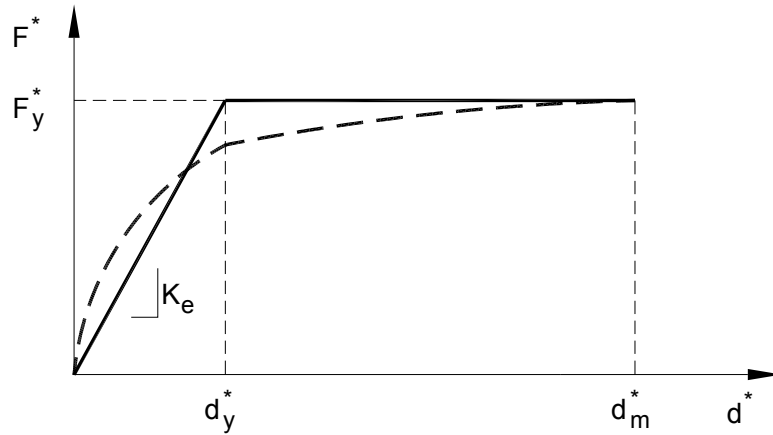


Figura 2. Idealização da curva de capacidade (EC8).

- 4- Determina-se o deslocamento objectivo  $d_t^*$ , que depende das características dinâmicas do sistema, para quantificar a resposta sísmica do sistema idealizado e, assim, obter o desempenho sísmico do sistema com 1GLE.

Para períodos médios e longos  $T \geq T_c$

$$d_t^* = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (6)$$

Para períodos baixos  $T < T_c$  (e comportamento inelástico)

$$d_t^* = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \frac{1}{q} \left[ 1 + (q-1) \frac{T_c}{T} \right] \quad (7)$$

com

$$q = \frac{S_a}{(F_y^* / m^*)} \quad \text{e} \quad m = \sum_{j=1}^n m_j \phi_j \quad (8)(9)$$

Nestas equações,  $T$  é o período do sistema equivalente,  $S_a$  é a aceleração espectral para o período  $T$  e  $T_c$  é o período que define a transição entre velocidade constante e aceleração constante (definido como a intersecção entre as rectas do gráfico  $F_b$  vs  $d$ ).

- 5- Depois de determinar o desempenho do sistema de 1GLE é necessário determinar o desempenho sísmico da estrutura. Aplica-se o padrão de carregamento até ser atingido o deslocamento máximo  $d_m$ , cujo valor é obtido pela multiplicação do deslocamento objectivo pelo factor de transformação.
- 6- Finalmente, verifica-se a capacidade resistente e os deslocamentos entre pisos (drifts) para um deslocamento  $d_t \leq d_m / 1.5$ .

Outro aspecto muito importante neste tipo de análise prende-se com a definição do modelo material que se vai usar para simular a ductilidade associada aos elementos que compõem a estrutura.

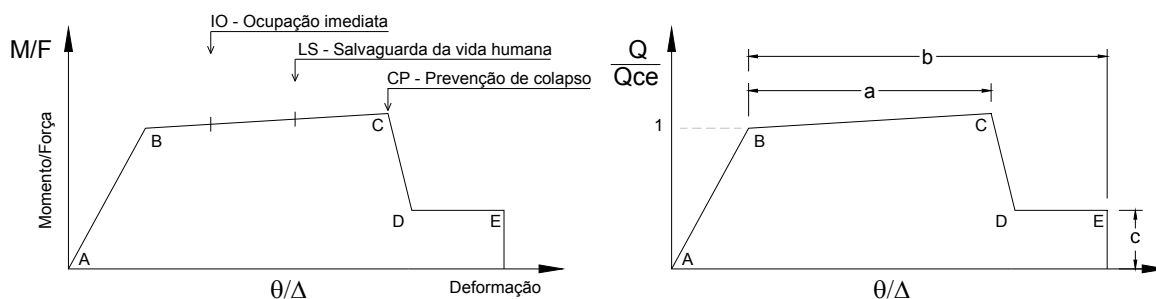


Figura 3. Relação constitutiva para análises pushover (FEMA356).

A Figura 2 apresenta a relação força-deformação simplificada utilizada para modelar os elementos de viga ou coluna e os critérios de deformação (para acções controladas por deformação) para os diversos materiais [4][8]. No primeiro tramo (AB) verifica-se uma resposta linear com um ponto de cedência (B). A inclinação do tramo BC é normalmente baixa (0-10% do valor da inclinação do regime elástico) e representa fenómenos como o endurecimento. A linha CD representa a degradação da capacidade resistente e DE corresponde à plastificação do elemento.

O critério de deformação admissível de rácios de deformação para elementos primários (P) e secundários (S) também estão incluídos na Figura 2 para três níveis de segurança: Prevenção do colapso (CP), Salvaguarda da vida humana (LS) e ocupação imediata (IO).

Os valores atribuídos a cada ponto da curva variam em função do tipo de elemento e depende ainda de outros parâmetros como especificado no ATC-40 e no FEMA356.

Em estruturas reticuladas simples, o comportamento não-linear ocorre em pontos que podem ser previamente identificados e introduzidos no modelo de cálculo através de rótulas com comportamento definido com as características do material representado na Figura 2.

### 3. APLICAÇÃO DA ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR

Nesta secção serão apresentados os modelos utilizados para estudar o comportamento sísmico de 3 estruturas reticuladas, regulares em planta e alçado e constituídas por elementos metálicos de aço (3, 6 e 10 pisos), através de uma análise do tipo pushover. As estruturas foram modeladas com o recurso ao pacote comercial MIDAS/Civil e para cada estrutura foram consideradas 3 situações construtivas (uma situação sem contraventamento e duas situações de contraventamento): a estrutura está construída mas não possui qualquer elemento de contraventamento; o edifício apresenta fachadas envidraçadas e o sistema contraventamento é composto por diagonais em “X” (Xbraces); o edifício apresenta fachadas envidraçadas e o contraventamento, por motivos arquitectónicos, é constituído por diagonais em “K” (Kbraces). O primeiro caso pretende simular a ocorrência de um sismo durante a fase

construtiva, considerando que a estrutura reticulada está totalmente construída mas não possui outros elementos construtivos. O segundo e o terceiro casos pretendem simular opções construtivas exigidas pelos requisitos arquitectónicos (a terceira escolha pretende simular uma alteração na disposição do sistema de contraventamento).

### **3.1. Análise pushover através do software MIDAS**

A análise pushover apresentada neste trabalho fundamenta-se no algoritmo incluído no programa de cálculo automático MIDAS/Civil. A aplicação deste software na determinação do desempenho sísmico de estruturas, nomeadamente em análises pushover, está validada por diversos autores cujos trabalhos serviram de base para a definição dos modelos apresentados neste estudo [1].

De acordo com os critérios de dimensionamento sísmico, os esforços induzidos na estrutura durante a ocorrência de um sismo de elevada intensidade, ultrapassam os limites de cedência causando grandes deformações inelásticas. Estas deformações, resultantes da combinação entre as forças gravíticas e as forças laterais, localizam-se nas zonas que possuem maiores esforços internos e que constituem as chamadas zonas críticas, nas quais ocorre a dissipação de energia através de mecanismos de plastificação.

Os mecanismos de plastificação devem representar convenientemente as capacidades dos elementos resistentes, sobretudo no que diz respeito à capacidade associada às deformações não-lineares, nomeadamente a capacidade de rotação. Estes elementos não devem apresentar uma perda significativa de resistência para grandes deformações. Compete ao projectista a definição dos elementos sísmo-resistentes e a escolha de disposições construtivas que garantam a correcta formação das rótulas plásticas nos locais previamente escolhidos.

O processo de análise começa com a elaboração do modelo bidimensional ou tridimensional e posteriormente define-se a localização das rótulas plásticas e o critério associado ao seu comportamento. O software inclui uma base de dados com vários comportamentos pré-definidos (FEMA273/274) e permite ainda a introdução de relações bilineares e trilineares definidas pelo utilizador. Embora estas características pré-definidas possam ser úteis numa análise preliminar, o projectista deve validar a sua aplicabilidade para análises finais, preferencialmente através de validação experimental.

As rótulas são definidas através da relação constitutiva apresentada na Figura 2, determinando o diagrama momento-curvatura que traduz o comportamento não-linear esperado para cada ponto de plastificação. O tipo de rótula escolhida para simular os pilares, que normalmente está localizada nas extremidades do pilar, tem que considerar a interacção entre o esforço axial e o momento flector (P-M2-M3), sendo a superfície de interacção definida pelo utilizador. No caso do MIDAS/Civil é possível definir uma superfície ou permitir que o programa calcule a envolvente através das características dos elementos estruturais.

As vigas são simuladas considerando apenas a contribuição do momento flector (M3) localizando as rótulas de flexão nas extremidades dos elementos.

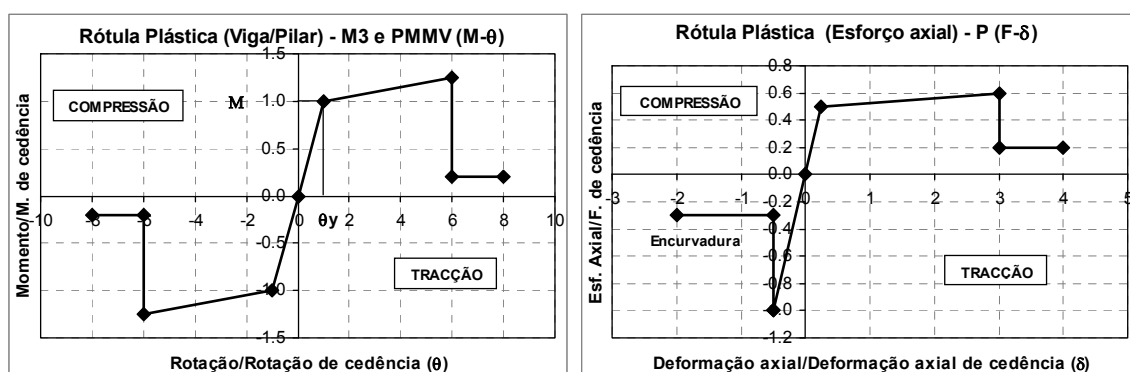


Figura 4. Rótulas plásticas: a) rótula de flexão; b) rótula de esforço axial.

No caso de existirem paredes que introduzam rigidez significativa no conjunto estrutural (a maior parte das construções existentes), justifica-se a obrigatoriedade da sua incorporação no modelo de cálculo, sob pena de não se obter um modelo verosímil e conseqüentemente uma curva de capacidade irreal. As paredes de contorno (mesmo que não apresentem função resistente) podem ser simuladas através de um modelo de bielas equivalentes, por exemplo com um comportamento definido através de uma rótula plástica de esforço de corte localizada no centro do painel. No caso de se verificar uma cedência de outro tipo, como o esmagamento da biela de compressão, deve utilizar-se um modelo que represente esse comportamento, associando o efeito da instabilidade por compressão axial que, para o caso apresentado, corresponde a um modelo de bielas equivalentes baseado em rótulas de esforço axial localizadas nas diagonais [12].

### 3.2. Descrição do modelo

Neste estudo foram analisadas três estruturas metálicas de aço com 3, 6 e 10 pisos. Para cada estrutura foram realizadas três análises pushover relacionadas com três variações construtivas: (a) estrutura reticulada encontra-se construída mas não possui elementos construtivos adicionais (situação de ocorrência de um sismo durante a construção); (b) estrutura com pórticos periféricos de contraventamento constituídos por diagonais cruzadas (ou em “X”); (c) a estrutura apresenta fachadas envidraçadas com um sistema resistente composto por diagonais de contraventamento com disposição “K”, sendo esta solução uma variação construtiva proposta pelo arquiteto.

O sistema de contraventamento, constituído por elementos metálicos de aço (diagonais X ou K), foi colocado nos cunhais dos pórticos da periferia do edifício. A análise pushover foi elaborada no sentido de avaliar a capacidade destes pórticos uma vez que o desempenho da estrutura depende da capacidade resistente destas subestruturas, sobretudo pelo método em causa e pelo modelo estrutural adoptado no qual as lajes apresentam um comportamento de diafragma rígido. Estes resultados foram comparados com os resultados obtidos no caso (a), ou seja, quando a estrutura resistente é composta unicamente por vigas e pilares (fase construtiva). Como se pode verificar nos esquemas estruturais representados na Figura 5, as estruturas analisadas apresentam regularidade em planta e alçado.

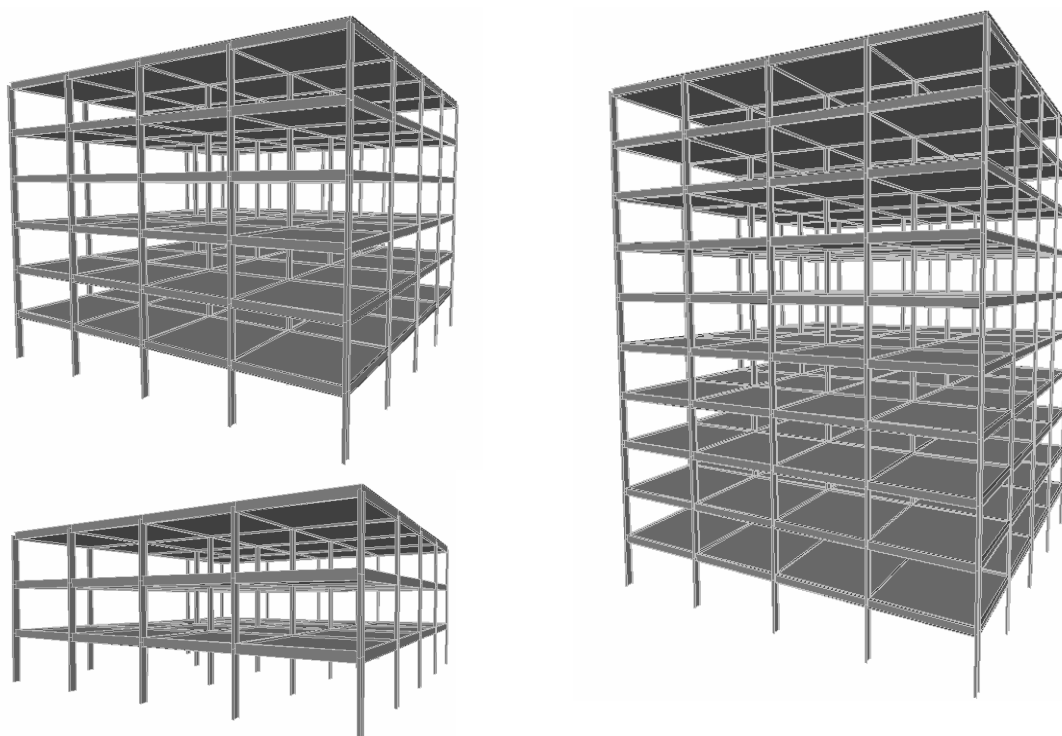
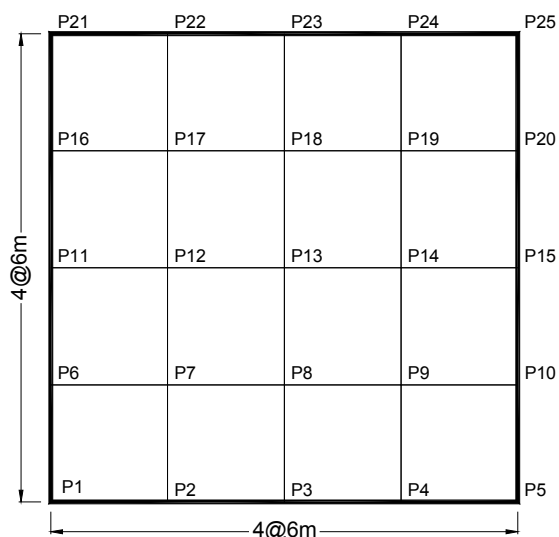


Figura 5. Esquemas estruturais dos edifícios analisados neste estudo (3, 6 e 10 pisos).

As lajes apresentam um comportamento de diafragma infinitamente rígido simulado através da funcionalidade “Rigid Link – Plane” no MIDAS/Civil para que um único grau de liberdade simule o deslocamento lateral da laje.



#### Características dos Elementos resistentes

Vigas: HE 320A

Pilares:

- Pórtico com 3 pisos: 3pisos HE300B

- Pórtico com 6 pisos: 3pisos HE500B + 3pisos HE300B

- Pórtico com 10 pisos: 2pisos HE900B + 2 pisos HE800B + 3pisos HE500B + 3pisos HE300B

Massa nos pisos: 480 ton.

Massa no piso da cobertura: 370 ton.

Figura 6. Planta e características dos elementos resistentes.

Os elementos foram pré-dimensionados de acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSAEEP e as suas características estão indicadas na Figura 6. O dimensionamento sísmico foi elaborado de acordo com os critérios do EC8 para um solo tipo B e um coeficiente de amortecimento de 5%. Para a quantificação desta acção foram usados dois espectros de resposta elásticos associados à acção sísmica próxima e à acção sísmica afastada para a zona 1 definidos na proposta de Anexo Nacional de 2006.

Relativamente à distribuição das cargas laterais, foram considerados dois padrões de carregamento lateral: distribuição uniforme, definida como uma aceleração constante, e uma distribuição proporcional ao primeiro modo de vibração associado às massas dos pisos.

As cargas gravíticas (G) englobam o peso próprio das vigas, pilares e lajes e ainda os revestimentos e as paredes (exteriores e interiores). A carga associada às paredes divisórias é de  $2.0 \text{ kN/m}^2$  e considerou-se uma sobrecarga (Q) de  $3.0 \text{ kN/m}^2$ . A massa foi calculada através da combinação de acções  $G + \psi_2 \times Q$ , com  $\psi_2=0.4$  (redução na massa deslocada aquando da actuação de um sismo).

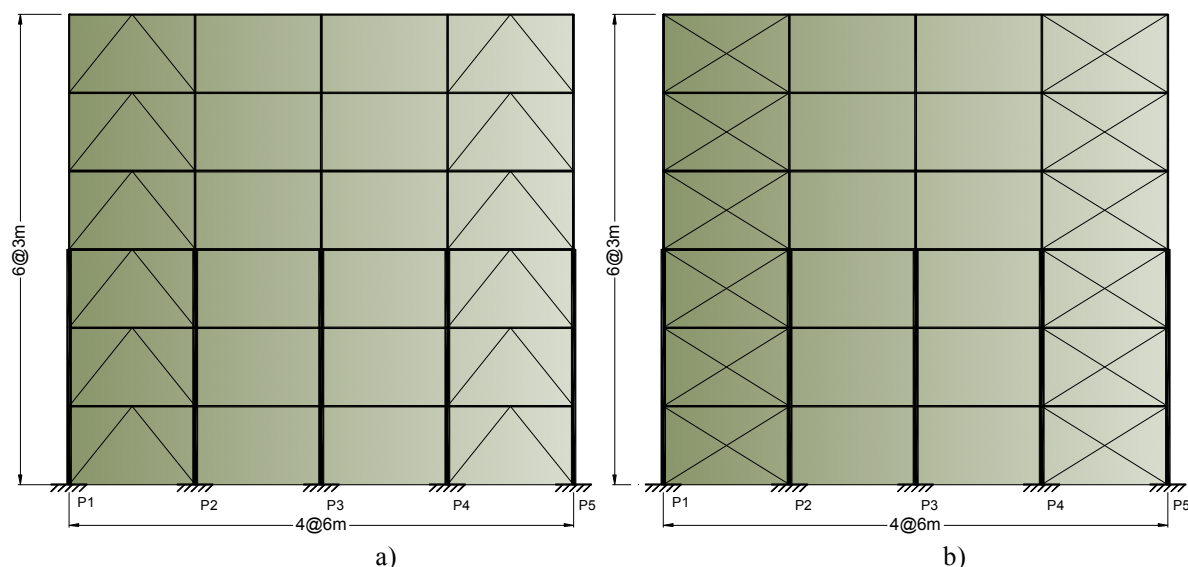


Figura 7. Alçados dos pórticos de períferia: a) diagonais K. b) diagonais X.

Os elementos metálicos são da classe S275 e apresentam um módulo de elasticidade longitudinal  $E = 210 \text{ GPa}$ . As escoras metálicas, utilizadas na solução construtiva (b) e (c), são constituídas por perfis comerciais HE100A e o esquema de contraventamento utilizado pode ser observado na Figura 7.

Neste estudo, o procedimento para modelar as zonas críticas dos elementos resistentes foi o seguinte: (1) rótulas plásticas de flexão nas extremidades das vigas; (2) rótulas plásticas de flexão composta desviada (P-M-M) nas extremidades dos pilares; (3) rótulas plásticas de esforço axial (P) nas diagonais de metálicas de contraventamento.

Nas Figuras 8, 9 e 10 é possível observar o desempenho das estruturas para as diversas configurações estruturais (curvas de capacidade resistente).

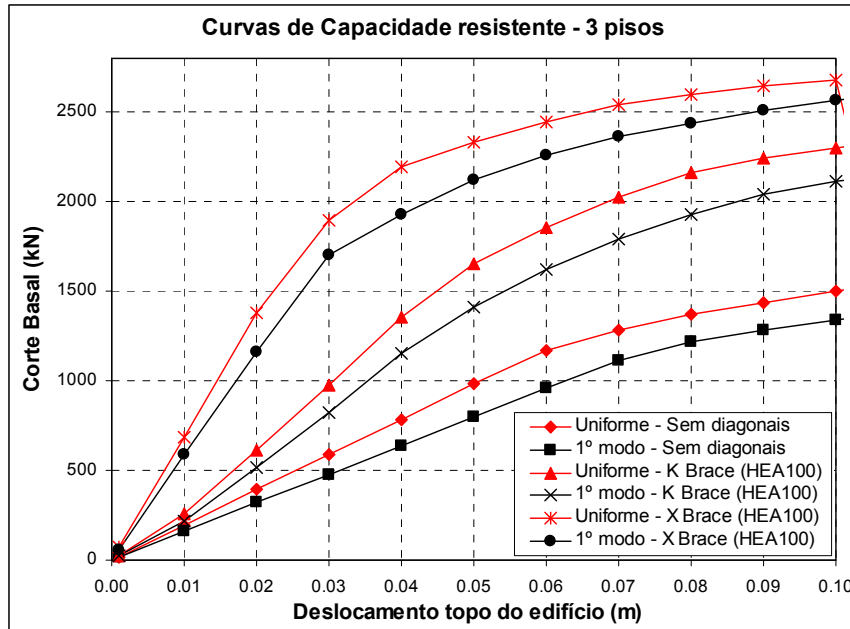


Figura 8. Curva de capacidade resistente – Corte basal/deslocamento no topo – 3 pisos.

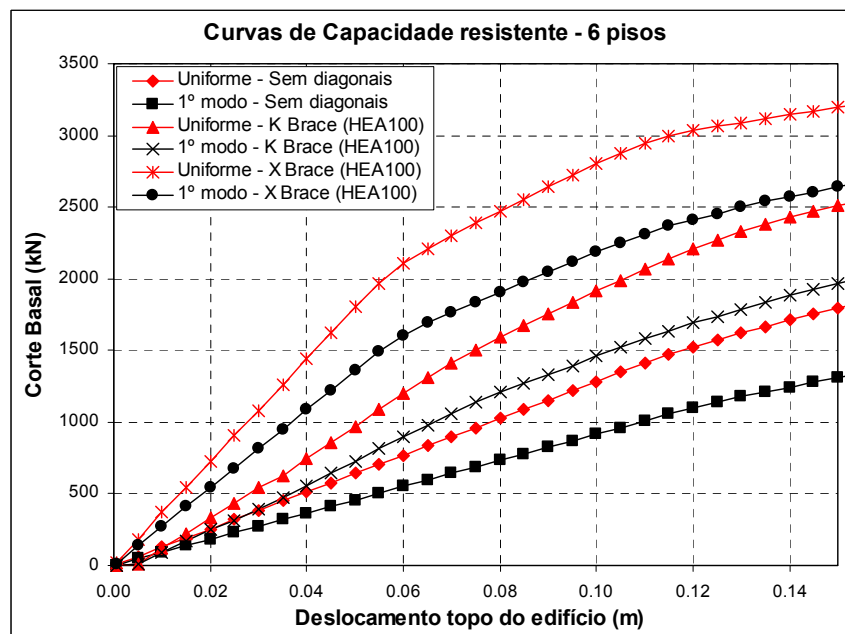


Figura 9. Curva de capacidade resistente – Corte basal/deslocamento no topo – 6 pisos.

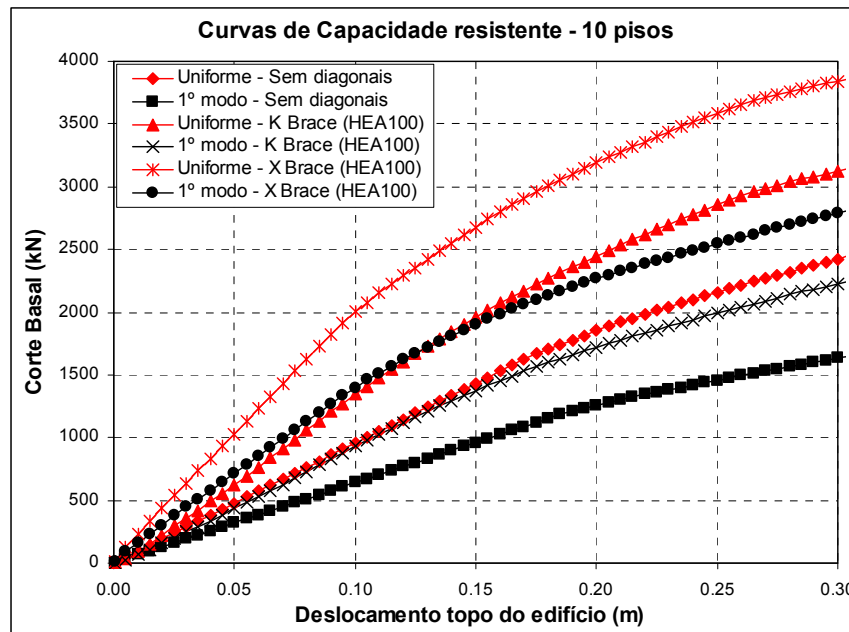


Figura 10. Curva de capacidade resistente – Corte basal/deslocamento no topo – 10 pisos.

As curvas representadas nestas figuras caracterizam a capacidade resistente dos pórticos analisados para os dois padrões de carga referidos anteriormente: carregamento uniforme e proporcional ao primeiro modo. Nestas curvas é possível identificar vários parâmetros importantes na resposta sísmica das estruturas, nomeadamente o deslocamento de cedência e a variação da rigidez com o aumento da carga. Esta representação fornece ainda informação sobre o comportamento não-linear da estrutura.

Numa primeira observação verifica-se que a capacidade de carga depende do padrão de carregamento. Nas estruturas analisadas, uma distribuição de cargas uniforme conduziu a valores mais elevados da capacidade resistente. Verifica-se ainda que este efeito é mais significativo à medida que se aumenta o número de pisos, obtendo diferenças mais evidentes no caso do pórtico com 10 pisos. Note-se que, de forma simplificada, a distribuição associada ao primeiro modo pode ser substituída por uma distribuição triangular uma vez que estas configurações são muito semelhantes.

Como seria de esperar o pior desempenho corresponde à estrutura sem elementos de contraventamento (para o mesmo deslocamento no topo do pórtico obtém-se um corte basal mais reduzido comparativamente às configurações contraventadas). Quando se adicionam elementos de contraventamento, a estrutura regista um aumento da capacidade resistente, embora este aumento seja menos evidente à medida que se aumenta o número de pisos. As diagonais K, modeladas como escoras e com cedência por esforço axial, não traduzem um aumento significativo na capacidade resistente apresentando, para o pórtico com 10 pisos, valores muito próximos do pórtico sem diagonais. Este comportamento está associado à reduzida secção das escoras, situação pouco realista uma vez que, de um modo geral, para esta configuração são utilizadas secções com dimensões superiores à que foi

adoptada, e ainda ao modelo utilizado para definir a cedência das rótulas (rótula de esforço axial). Na realidade foram analisadas estruturas com diagonais K para vários modos de cedência destes elementos (rótulas de esforço axial ou rótulas P, rótulas de momento flector ou rótulas M e rotulas de flexão composta desviada ou rotulas PMM) de forma a determinar um limite inferior do modo de colapso destes elementos, o qual foi obtido com rótulas de esforço axial o que condicionou a sua utilização no presente estudo. O pior desempenho destes elementos relativamente a uma disposição com diagonais cruzadas prende-se com a cedência prematura induzida, em parte, pelo esforço axial introduzido na ligação à laje superior.

A capacidade resistente da estrutura depende do modelo utilizado (e idealizado pelo projectista) e a cedência da estrutura, cujo modo de colapso está intimamente ligado à escolha das zonas críticas e da sua relação de cedência, pode não corresponder ao modo de colapso real se o comportamento não-linear adoptado não corresponder ao comportamento efectivo. Neste sentido, está prevista uma campanha de ensaios para identificar as zonas críticas associadas a sistemas contraventados e o respectivo modo de cedência como forma de validação dos modelos estruturais utilizados nos programas de cálculo. Esta informação revela-se de grande importância no campo da aplicação relacionado com o projecto sísmico de estruturas.

Convém referir ainda que, de acordo com vários autores, este tipo de análise é mais adequada para estruturas baixas e que apresentem frequências elevadas.

Nas Figuras 11, 12 e 13 estão representados os espectros de capacidade resistente e os espectros de resposta no formato ADRS para cada variação estrutural.

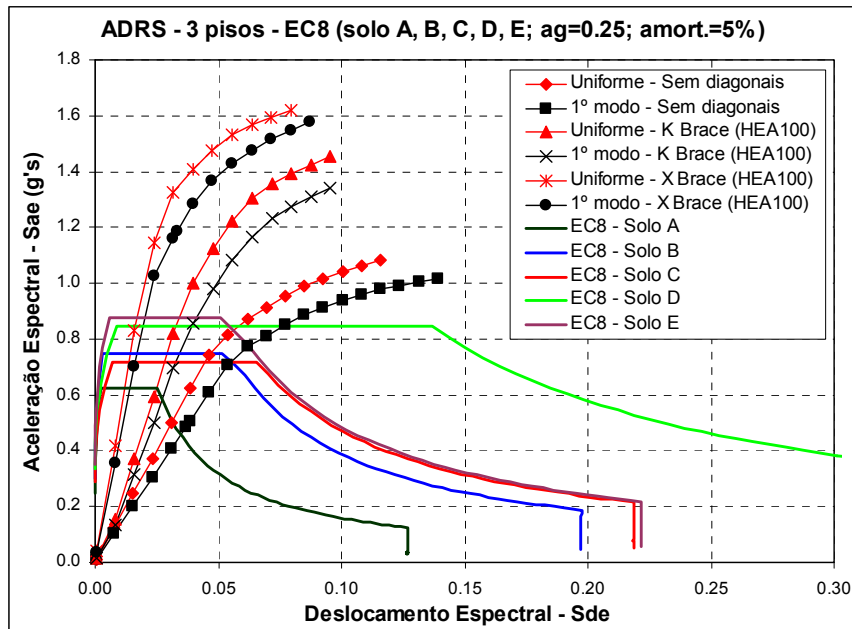


Figura 11. Espectros de capacidade e espectros de resposta ADRS – pórtico com 3 pisos.

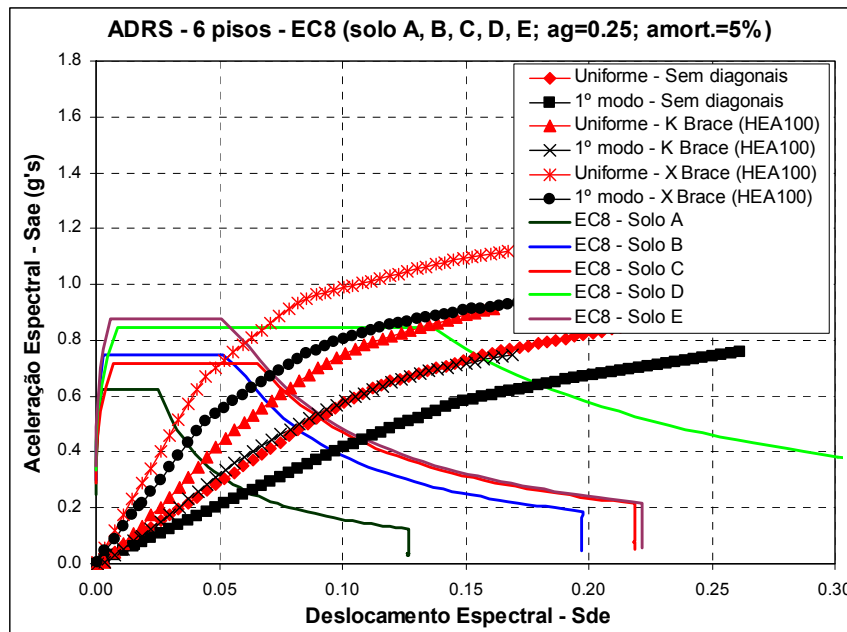


Figura 12. Espectros de capacidade e espectros de resposta ADRS – pórtico com 6 pisos.

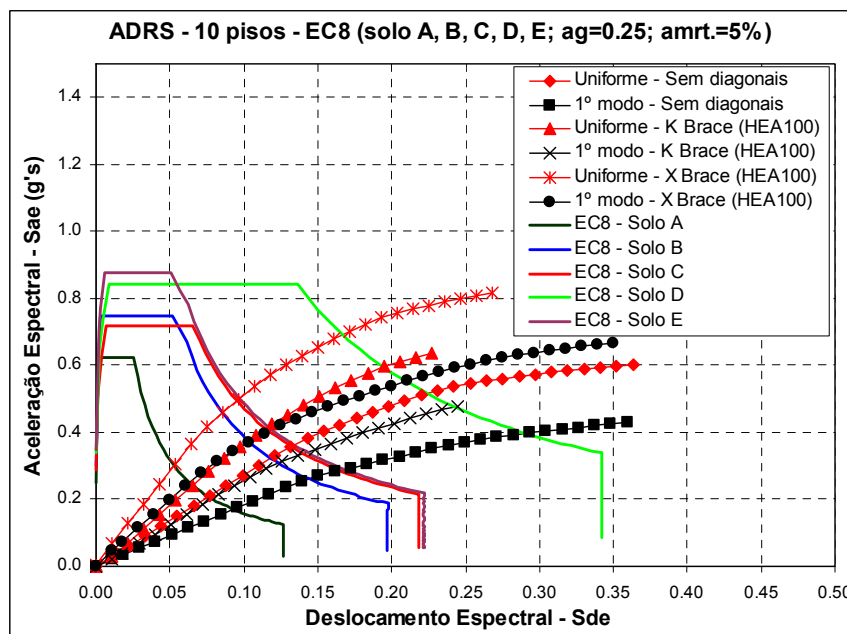


Figura 13. Espectros de capacidade e espectros de resposta ADRS – pórtico com 10 pisos.

Com esta representação gráfica pode determinar-se o ponto de desempenho sísmico da estrutura através da intersecção da curva de capacidade resistente com o espectro de resposta (nestes gráficos estão representados espectros de resposta baseados no EC8 para

os solos A, B, C, D e E com um amortecimento de 5% e uma aceleração de pico de 0.25g). As metodologias para a determinação do ponto de desempenho sísmico são abordadas no ATC40 e no método N2 e basicamente baseiam-se na definição do ponto de desempenho sísmico de um sistema de 1 GL equivalente.

Verifica-se que os pórticos com 3 pisos apresentam uma resposta associada a períodos baixos ( $T < T_c$ ) e o pórtico de 10 pisos apresenta uma resposta associada a períodos médios ou longos ( $T > T_c$ ) de acordo com os critérios do método N2. O aumento do número de pisos implicou um aumento no deslocamento espectral e uma diminuição na aceleração espectral. As conclusões apresentadas para os gráficos que representam as curvas de capacidade resistente também são válidas para esta representação.

A metodologia apresentada revela-se de grande interesse na avaliação do desempenho sísmico, sobretudo porque consiste numa metodologia de fácil aplicação que permite obter a resposta não-linear de uma estrutura. Apresenta ainda outras vantagens [13], nomeadamente a identificação das zonas críticas da estrutura (perda localizada de capacidade resistente) e a visualização da sequência de colapso. Embora lhe sejam apontadas algumas carências [13] como a dificuldade de modelar adequadamente os efeitos dos modos de vibração mais elevados ou a insensibilidade para variações da geometria ou das características dinâmicas da estrutura, se a sua utilização for criteriosa este método constitui uma boa forma de estimar a capacidade não-linear da estrutura.

#### 4. CONCLUSÕES

O principal objectivo deste artigo consiste na apresentação de uma metodologia simplificada que permite obter a resposta de uma estrutura sujeita a acções sísmicas considerando o seu comportamento não-linear. Para atingir este objectivo foram analisadas três estruturas (3, 6 e 10 pisos) com várias variações do sistema estrutural resistente avaliando o seu desempenho sísmico.

Nestas análises verificou-se que esta metodologia permite avaliar o desempenho das estruturas através do controlo dos deslocamentos a nível local e global, fornecendo ainda informação sobre a ductilidade e a capacidade resistente. A introdução de elementos de contraventamento no modelo estrutural influencia significativamente o resultado obtido alterando a capacidade resistente e o modo de colapso associado. Esta contribuição permite melhorar a resposta sísmica da estrutura, sobretudo pela redistribuição das zonas danificadas durante a ocorrência de um sismo de elevada intensidade.

A resposta da estrutura é sensível ao padrão de carregamento justificando a adopção de uma envolvente da capacidade resistente associada aos possíveis padrões de carregamento. Nos casos em estudo verificou-se que a maior capacidade resistente foi obtida com uma distribuição uniforme das cargas laterais.

Este tipo de análise começa a ser implementada nos regulamentos sísmicos como sendo uma metodologia vantajosa para a avaliação do desempenho sísmico de estruturas, justificando o estudo efectuado e a necessidade de continuar a investigação para avaliar o campo de aplicação desta análise.

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho enquadra-se parcialmente na actividade preliminar de investigação do projecto COVICOCEPAD, projecto de investigação coordenado pelo segundo autor. Embora realizado numa fase anterior à da efectiva contratação do projecto, parte do tema deste artigo poderá vir a ser financiado parcialmente pelo referido projecto de investigação e desenvolvimento através de fundos facultados pela “FCT – Fundação para a Ciência e Tecnologia” (Portugal).

## REFERÊNCIAS

- [1] M.S. Williams, F. Albermani, *Evaluation of displacement-based analysis and design methods for steel frames with passive energy dissipators*, Civil Engineering Research Bulletin No. 24, University of Queensland, Australia, (2003).
- [2] MIDASIT, *MIDAS/Civil – General purpose analysis and optimal design system for civil structures*, MIDAS Information Technology Co, Ltd., Korea, (2005).
- [3] R.C. Barros, M.T.B. Cesar, *Seismic behaviour of an asymmetric three-dimensional steel frame with base isolation devices*, Computational Structures Technology, Eds.: BHV Topping, G Montero, R Montenegro, Civil-Comp Press Ltd, (2006), Scotland, Paper 252, pp. 1-16.
- [4] FEMA-273/274, *NEHRP Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., (1997).
- [5] R.F. Almeida, R.C. Barros, *A new multimode load pattern for pushover analysis: the effect of higher modes of vibration*, Earthquake Resistant Engineering Structures IV, Eds.: G. Latini and C.A. Brebbia, WIT Press, (2003), U.K., pp. 3-13.
- [6] R.C. Barros, R. Almeida, *Pushover analysis of asymmetric three-dimensional buildings frames*, Journal Civil Engineering & Management, Vol. XI, (2005), pp. 3-12.
- [7] ATC, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, Report ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City CA (1996).
- [8] FEMA-356, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington, (2000).
- [9] EC8, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN, Brussels, (2003).
- [10] P. Fajfar, *A nonlinear analysis method for performance-based seismic design*, Earthquake Spectra, Vol. 16, EERI, (2000), pp. 573-592.
- [11] R. Bento, S. Falcão, F. Rodrigues, *Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares*, SISMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, (2004).
- [12] J.M. Proença, C.S. Oliveira, J.P Almeida, *Avaliação da vulnerabilidade sísmica do hospital de Santa Maria*, SISMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, (2004).
- [13] H. Krawinkler e G.D.P.K. Seneviratna, *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, Engineering Structures, Vol. 20, (1998), pp. 452-464.