Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados

Modelling and seismic performance evaluation of steel structures with concentrically braced frames

Rita Peres
José Miguel Castro
Rita Bento

Resumo

O presente artigo tem como objetivo o dimensionamento e a avaliação sísmica de um grupo de estruturas metálicas, regulares e irregulares em planta, cujos sistemas laterais resistentes adotados são constituídos por pórticos com contraventamentos centrados.

O dimensionamento sísmico é feito de acordo com o Eurocódigo 8, com as melhorias introduzidas pela metodologia *Improved Force Based Design*, enquanto a avaliação do comportamento sísmico é realizada com recurso a análises não lineares, estáticas e dinâmicas. As análises foram realizadas em ambiente tridimensional com o programa de elementos finitos OpenSEES, considerando a modelação das placas *gusset* de duas formas diferentes: (i) considerando a placa como um elemento de fibras formulado em forças e (ii) através de uma ligação rotulada.

Abstract

The aim of the present work is to design and evaluate the seismic performance of a group of steel structures, regular and irregular in the plan with concentrically braced frames as seismic lateral resisting systems.

The seismic design was carried out according to Eurocode 8 with the improvements of the Improved Forced Based Design (IFBD) methodology. The seismic performance assessment was conducted through nonlinear static and time-history analyses. Both analyses were performed on a three-dimensional model developed with the nonlinear finite element analysis program OpenSEES considering two different approaches to model the gusset plate: i) the gusset plate considered as a forced-based element or ii) the gusset plate considered as a pinned element that allows the out-of-plane rotation.

Palavras-chave: Pórticos contraventados centrados / Análise *pushover* / Método N2

Keywords: Concentrically braced frames / Pushover analysis / N2 method / / Time-history analysis

Rita Peres

Estudante de Doutoramento
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rita.peres@tecnico.ulisboa.pt

José Miguel Castro

Professor Auxiliar
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
miguel.castro@fe.up.pt

Rita Bento

Professora Associada
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rita.bento@tecnico.ulisboa.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.

PERES, R. [*et al.*] – Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 63-72.

1 Introdução

As estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados apresentam-se como sistemas bastante eficazes do ponto de vista do comportamento sísmico. Este tipo de sistema estrutural é caracterizado por uma elevada rigidez lateral e por ter capacidade de acomodar grandes incursões em regime inelástico quando sujeito à ação sísmica. O modo de plastificação desejado para este sistema estrutural caracteriza-se pelo comportamento axial dos contraventamentos em regime de tração/compressão, sendo geralmente evitada a formação de plasticidade em vigas, pilares e ligações, através da aplicação de procedimentos de *capacity design*.

O presente artigo tem como objetivo o dimensionamento e avaliação do comportamento sísmico de um grupo de estruturas deste tipo, regulares e irregulares em planta, de três pisos. Para melhor avaliar os efeitos de torção que surgem devido à presença de irregularidades, foram considerados dois tipos de estruturas: lateralmente restringidas e não-restringidas, isto é, respetivamente, com e sem pórticos contraventados centrados localizados ao longo de todo o seu perímetro.

O dimensionamento gravítico foi feito de acordo com as recomendações preconizadas no Eurocódigo 3 [4], enquanto o dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8 [1], com as melhorias introduzidas pela metodologia *Improved Force Based Design*, proposta por Castro *et al*. [2].

A avaliação do desempenho sísmico das estruturas analisadas foi realizada através da aplicação do Método N2, também proposto no Eurocódigo 8 [1], e através de análises dinâmicas não lineares. O Método N2 baseia-se na comparação direta entre a exigência sísmica com a capacidade resistente da estrutura, esta obtida através uma análise não linear estática (análise *pushover*).

As análises não lineares, estáticas e dinâmicas, foram realizadas com recurso ao programa de elementos finitos OpenSEES [3]. Os modelos de plasticidade distribuída adotados para os elementos estruturais foram desenvolvidos em ambiente tridimensional e incluem a modelação das placas *gusset* de duas formas diferentes: (i) considerando a placa como um elemento de fibras formulado em forças e (ii) através da consideração de uma ligação rotulada que permite a rotação fora do plano do pórtico.

2 Casos de estudo

As estruturas selecionadas para o estudo são quatro estruturas metálicas em que os sistemas laterais resistentes são pórticos contraventados centrados de três pisos e com uma localização em planta definida de forma a obter estruturas lateralmente restringidas e não-restringidas e estruturas regulares e irregulares. A altura dos pisos é de 4,5 m no primeiro andar e de 3,5 m nos restantes. As dimensões em planta são de 30x18 m^2 com uma abertura central de 6x4 m^2 para o núcleo de escadas e elevador.

A Tabela I ilustra os casos de estudo considerados.

As estruturas lateralmente não-restringidas são estruturas em que os pórticos resistentes são colocados no núcleo central do elevador, enquanto que as estruturas lateralmente restringidas têm os

pórticos resistentes localizados no perímetro exterior da estrutura. A regularidade em planta é assegurada através da localização dos pórticos resistentes de forma a que os centros de massa e rigidez sejam coincidentes. A irregularidade é conseguida colocando um pórtico resistente adicional, em relação à configuração da estrutura regular em planta, de forma que o centro de massa não coincida com o centro de rigidez da estrutura.

Tabela I Casos de estudo

Caso	Designação
Estrutura lateralmente restringida regular em planta	Caso 1
Estrutura lateralmente restringida irregular em planta	Caso 2
Estrutura lateralmente não-restringida regular em planta	Caso 3
Estrutura lateralmente não-restringida irregular em planta	Caso 4

A configuração em planta e respetivos cortes em altura são apresentados na Figura 1 para os casos 1 e 2 e na Figura 2 para os casos 3 e 4.

Cada estrutura foi inicialmente dimensionada para resistir às cargas gravíticas, de acordo com os critérios definidos no Eurocódigo 3 [4]. As cargas gravíticas incluem o peso próprio da laje (laje mista com chapa colaborante do tipo Holorib – 2,93 kN/m^2), revestimentos (1 kN/m^2), paredes exteriores (13,3 kN/m) e uma sobrecarga 2 kN/m^2 (ou 1 kN/m^2 no caso da laje do último piso). Foram adotados perfis europeus IPE e HE no dimensionamento das vigas e pilares, respetivamente, e perfis tubulares ocos laminados a quente nos elementos de contraventamento. Os tipos de aço utilizados foram o S275 nas vigas e pilares e o S355 nos elementos de contraventamento e placas *gusset*.

O dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8 [1], porém a avaliação do coeficiente de comportamento, bem como a sequência das verificações propostas no código foram efetuados de acordo com a metodologia *Improved Force Based Design* proposta por Castro *et al*. [2]. Relativamente à definição da ação sísmica, foi assumido um espectro de resposta do Tipo 1 e solo tipo B para uma intensidade de 0,30 g (aceleração de pico do solo – PGA).

Nas Tabelas II, III e IV são apresentadas as secções finais resultantes do processo de dimensionamento. O processo de dimensionamento das estruturas referentes aos casos 1 e 2 é apresentado em pormenor no trabalho realizado por Cruz [5]. As características dinâmicas dos 4 casos são apresentadas mais à frente, na Tabela VIII, juntamente com os resultados da aplicação do método N2.

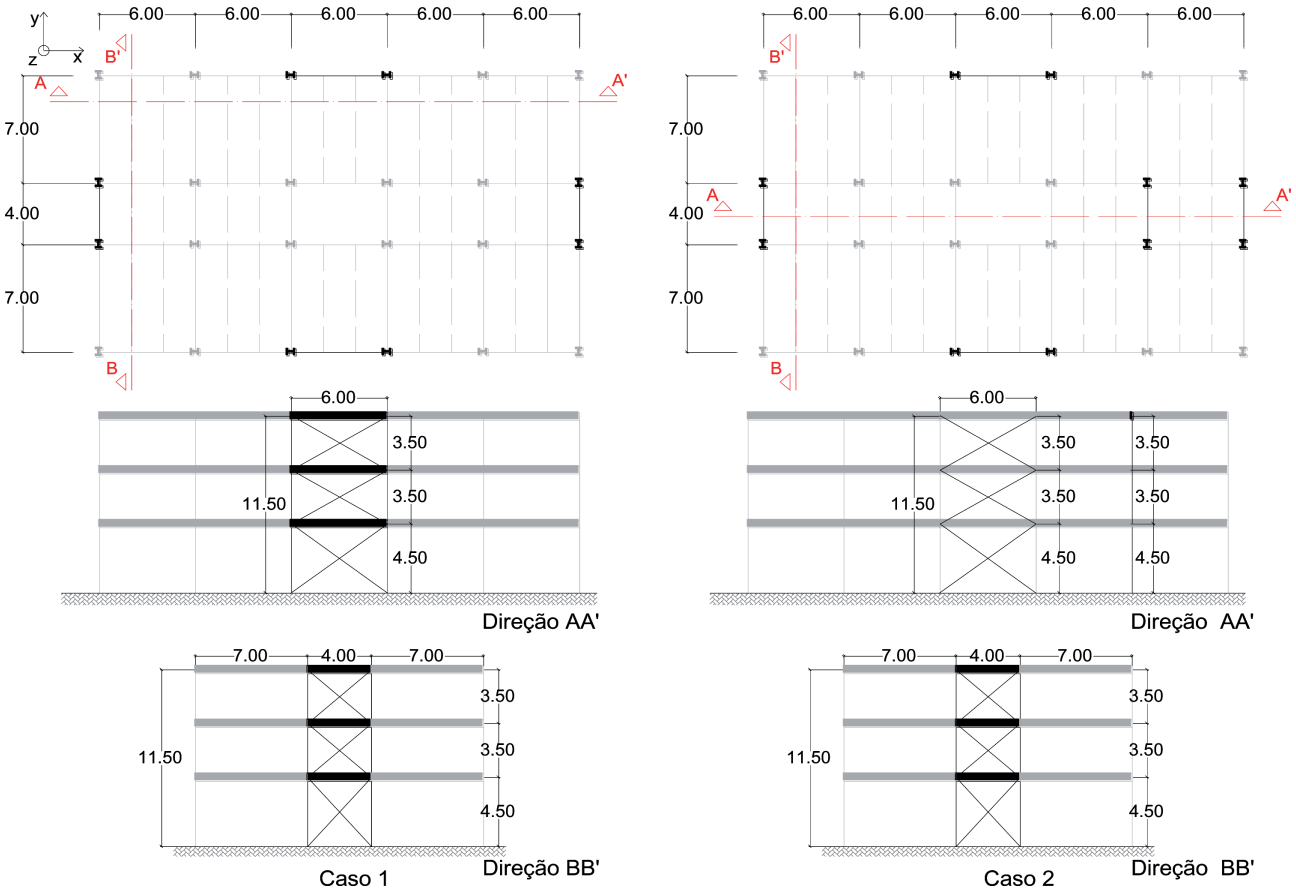


Figura 1 Estruturas lateralmente restringidas regular e irregular (dimensões em (m))

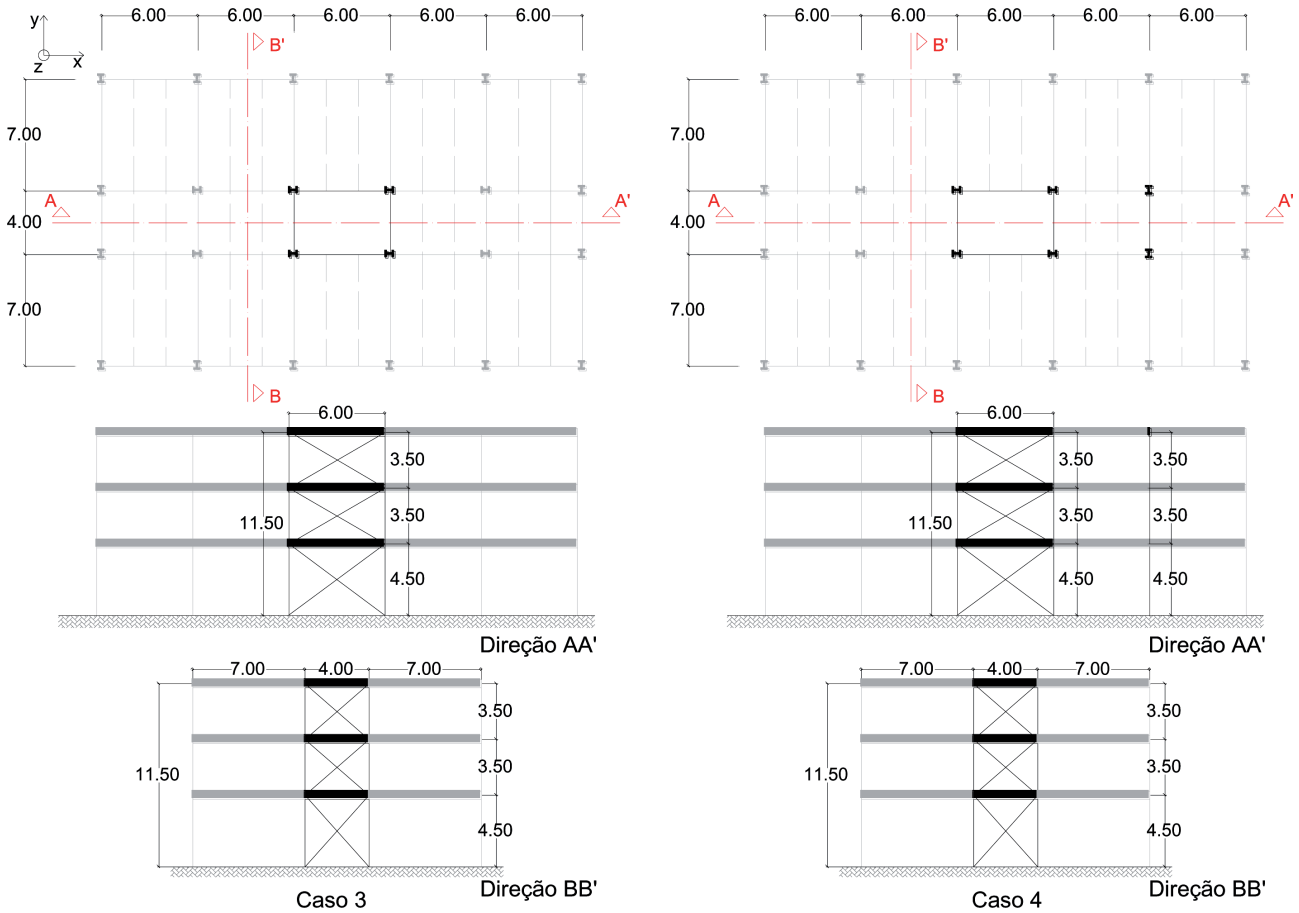


Figura 2 Estruturas lateralmente não-restringidas regular e irregular (dimensões em (m))

Tabela II Secções finais das estruturas referentes aos casos 1 e 2

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 3,2	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 4,0	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 5,0	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 8,0

Tabela III Secções finais da estrutura referente ao caso 3

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2	IPE 300	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3

Tabela IV Secções finais da estrutura referente ao caso 4

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2	IPE 300	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 280	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 280	C H S 139,7 x 6,3

O dimensionamento gravítico e sísmico das placas *gusset* foi realizado de acordo com as recomendações presentes na Norma Internacional CIDECT DG1 [6], conforme sugerido no trabalho de Araújo [7]. As dimensões da placa *gusset* (dimensões *a* e *b*) e os parâmetros necessários para a sua modelação, nomeadamente a espessura (t_w) e largura efetiva (b_w) da placa são apresentados nas Tabelas V e VI e ilustrados na Figura 3.

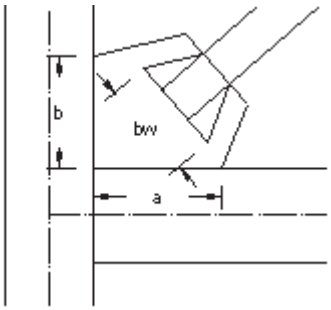


Figura 3 Dimensões da placa *gusset*

Tabela V Características geométricas das placas *gusset* referentes aos casos 1 e 2

Piso	Pórticos na direção AA'				Pórticos na direção BB'			
	a	*b*	t_w	b_w	*a*	*b*	t_w	b_w
3	0,70	0,59	0,020	0,505	0,51	0,49	0,010	0,505
2	0,76	0,65	0,020	0,538	0,54	0,52	0,015	0,518
1	0,62	0,57	0,020	0,535	0,51	0,52	0,015	0,526

Tabela VI Características geométricas das placas *gusset* referentes aos casos 3 e 4

Piso	Pórticos na direção AA'				Pórticos na direção BB'			
	a	*b*	t_w	b_w	*a*	*b*	t_w	b_w
3	0,70	0,59	0,020	0,505	0,51	0,49	0,010	0,505
2	0,73	0,61	0,020	0,538	0,54	0,52	0,015	0,518
1	0,60	0,55	0,020	0,535	0,50	0,55	0,015	0,526

3 Modelação numérica e tipos de análise

A avaliação do desempenho sísmico foi efetuada com recurso a análises não lineares estáticas e dinâmicas, ambas realizadas com o programa de elementos finitos OpenSEES [3].

Os modelos de plasticidade distribuída adotados para representar o comportamento inelástico das estruturas foram desenvolvidos em ambiente tridimensional com elementos formulados em forças (*forced-based*). A decisão de adotar a formulação baseada em forças em detrimento da formulação baseada em deslocamentos, ambas disponíveis no OpenSEES, está relacionada com o facto de a primeira formulação ser "exata", sendo suficiente a utilização de um único elemento por viga ou pilar para se obter uma solução com o rigor adequado. A formulação baseada em forças é, por esta razão, computacionalmente mais eficiente pois, com uma menor discretização dos elementos, é obtido o mesmo grau de rigor nos resultados da análise.

Assim sendo, na discretização das vigas e pilares foi utilizado um elemento e nos elementos de contraventamento foram utilizados dois elementos, visto ser necessária a consideração da imperfeição geométrica a meio vão destes.

O valor da imperfeição inicial a meio vão dos elementos de contraventamento pode variar entre 0,01% e 3% do comprimento do elemento, conforme o sugerido por Uriz *et al*. [8]. A comparação dos resultados experimentais e numéricos deste estudo permitiu concluir, no entanto, que o valor de 0,01% do comprimento do elemento é o que resulta em melhores aproximações entre a carga crítica avaliada experimentalmente e a estimada pelas análises. Porém, neste estudo, para se conseguir a convergência numérica dos modelos tridimensionais, os valores adotados de imperfeição geométrica variam entre 0,1% e 1,5% do comprimento do elemento, de acordo com a localização do contraventamento e tipo de estrutura no qual se insere. Salienta-se, porém, que os valores de imperfeição considerados tiveram em linha de conta as tolerâncias impostas pela regulamentação em vigor.

Relativamente ao comprimento efetivo destes elementos, não foi considerada nenhuma ligação a meio vão entre contraventamentos, pelo que o comprimento efetivo é igual ao comprimento total do elemento de contraventamento.

No caso das placas *gusset*, foram admitidos dois tipos de modelação: a placa considerada como um elemento rótula que permite a rotação fora do plano do pórtico e a placa considerada como um elemento formulado em forças, tal como os restantes elementos

estruturais, em que a secção do elemento é dada pela largura efetiva (b_w) e a espessura da placa (t_w) e o seu comprimento é igual ao dobro da espessura da placa ($2*t_w$), conforme indicado na Figura 4.

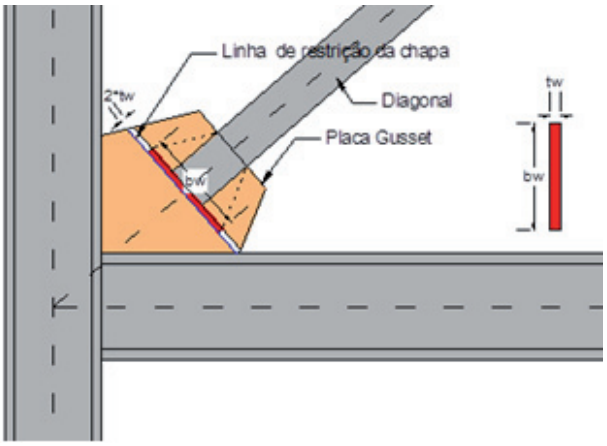


Figura 4 Representação da placa *gusset* como um elemento formulado em forças

Em ambos os casos, a rigidez da ligação placa *gusset*-viga, placa *gusset*-pilar e *gusset*-pilar-contraventamento foi modelada através de elementos rígidos e elásticos, conforme sugerido por Hsiao *et al*. [9,10].

Relativamente ao modelo constitutivo do material, assumiu-se uma relação tensão-deformação simplificada bilinear com 1% de endurecimento. As não linearidades geométricas foram também consideradas nas análises.

Dos aspetos de modelação característicos de um ambiente tridimensional destacam-se a modelação da rigidez torsional dos elementos, que foi calculada e incluída no modelo através do comando *section Aggregator*, e a modelação do comportamento da laje, rígida no plano, que foi considerada através do comando *rigidDiaphragm*.

A massa da estrutura foi modelada da seguinte forma: a massa dos elementos concentrada nos respetivos nós de extremidade e a massa da laje concentrada no centro de massa do respetivo piso.

Conforme preconizado no Eurocódigo 8 [1], as distribuições de cargas laterais a aplicar à estrutura na realização das análises estáticas não lineares devem ser de dois tipos: (i) distribuição "uniforme", em que as forças laterais são proporcionais à massa e independentes da altura, e (ii) uma distribuição "modal", proporcional ao modo de vibração principal na direção de atuação das forças.

A ação sísmica para as análises dinâmicas não lineares consistiu num conjunto de 15 registos de acelerações obtidos a partir de sismos reais (Tabela VII). A seleção deste conjunto de registos resultou da combinação de uma pré-seleção com base em parâmetros geofísicos realizados com o programa SelEQ [11], que usa a base de dados do PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), e selecionada de forma a se garantir uma correspondência espectral entre o espectro médio do conjunto de acelerogramas selecionados e o espetro regulamentar (Figura 5), conforme definido no Eurocódigo 8 (Tipo 1, solo B; PGA = 0,3 g).

Tabela VII Acelerogramas selecionados e respetivos fatores de escala

Nome do Evento	ID Sismo	Nome da Estação	Fator Escala
Tabas, Iran	0046	Dayhook	1,28
Imperial Valley-06	0050	Superstition Mtn Camera	6,17
Victoria, Mexico	0064	SAHOP Casa Flores	5,79
Irpinia, Italy-01	0068	Torre Del Greco	7,86
Coalinga-01	0076	Parkfield - Stone Corral 3E	4,33
N. Palm Springs	0101	Anza Fire Station	7,00
Chalfant Valley-02	0103	Tinemaha Res. Free Field	9,00
Whittier Narrows-01	0113	La Habra - Briarcliff	8,00
Loma Prieta	0118	Woodside	4.00
Northridge-01	0127	LA - N Westmoreland	2,83
Kocaeli, Turkey	0136	Mecidiyekoy	8,58
Chi-Chi, Taiwan	0137	HWA038	7,69
Chi-Chi, Taiwan-03	0172	TCU053	10,0
Chi-Chi, Taiwan-05	0174	CHY087	5,63
Chi-Chi, Taiwan-06	0175	TCU068	6,00

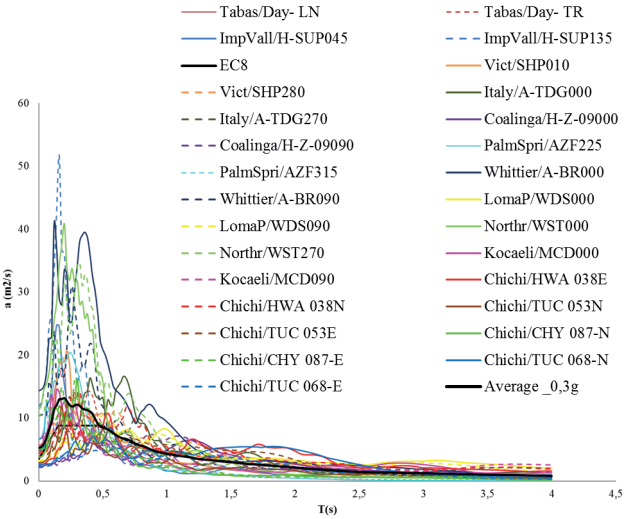


Figura 5 Correspondência espectral entre o espectro médio do grupo de 15 acelerogramas e o espectro regulamentar

4 Resultados

De seguida apresentam-se os resultados obtidos para as análises realizadas no sentido positivo das duas direções horizontais consideradas: a direção X (direção AA' representada nas Figuras 1 e 2) e direção Y (direção BB' representada nas Figuras 1 e 2).

Os modelos de placa *gusset* considerados serão, a partir de agora, designados como Modelo 1 quando a placa é considerada a partir de um elemento formulado em termos de forças, e Modelo 2 quando placa é modelada com um elemento rótula.

4.1 Análises não lineares estáticas (curvas *pushover*)

As curvas *pushover* aqui apresentadas são relativas aos resultados obtidos com a aplicação do padrão de forças modal, visto tratar-se do padrão de forças que conduz a curvas condicionantes, isto é, com menor capacidade resistente. As Figuras 6 e 7 dizem respeito às curvas *pushover* globais nas duas direções analisadas referentes aos casos 1 e 2, e casos 3 e 4, respetivamente.

Da análise das curvas de capacidade das estruturas verifica-se que as estruturas lateralmente restringidas apresentam uma maior capacidade resistente na direção Y em relação à direção X. Nas estruturas lateralmente não restringidas a resistência é semelhante nas duas direções, apesar das diferenças no comportamento, em particular na estrutura irregular (caso 4). Relativamente aos modelos considerados verifica-se que o modelo 1 resulta numa curva com maior capacidade resistente em todas as estruturas, exceto na direção Y das estruturas correspondentes ao caso 1 e caso 2. Porém, em termos globais, os dois modelos parecem ser adequados para a avaliação sísmica da estrutura.

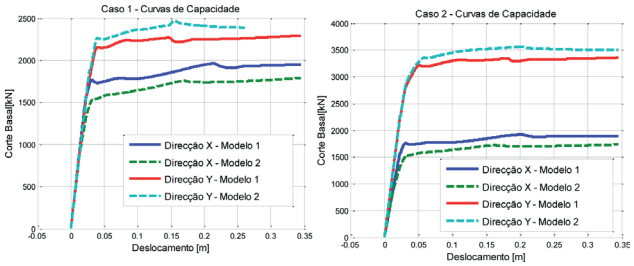


Figura 6 Casos 1 e 2: Curvas *pushover* globais do modelo 1 e modelo 2

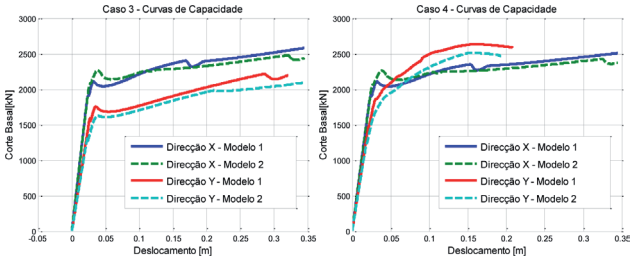
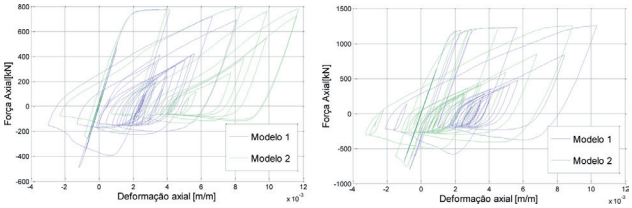


Figura 7 Casos 3 e 4: Curvas *pushover* globais do modelo 1 e modelo 2

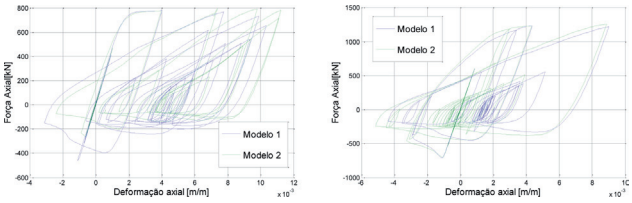
4.2 Análises dinâmicas não lineares

As análises dinâmicas não lineares foram realizadas considerando as duas componentes horizontais de cada acelerograma a atuar simultaneamente nas direções X e Y e vice-versa, resultando no total trinta análises dinâmicas não lineares realizadas para cada caso de estudo, mas apenas para um dos modelos.



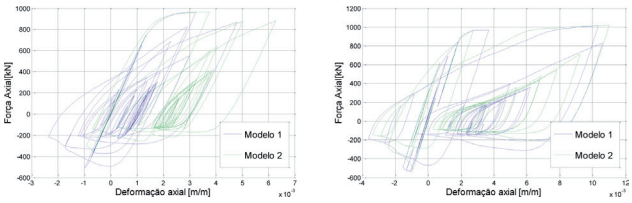
a) b)

Figura 8 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 1 - direção X, b) Caso 1 - direção Y



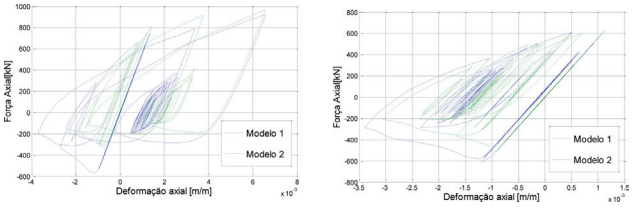
a) b)

Figura 9 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 2 - direção X, b) Caso 2 - direção Y



a) b)

Figura 10 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 3 - direção X, b) Caso 3 - direção Y



a) b)

Figura 11 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0174): a) Caso 4 - direção X, b) Caso 4 - direção Y

Com o objetivo de aferir qual o modelo mais adequado para a realização da totalidade das análises, foi feita a comparação dos resultados obtidos, com os dois modelos, de análises dinâmicas de um grupo de 3 acelerogramas (registos 0064, 0174 e 0175). Nesta secção, são apresentados nas Figuras 8, 9 10 e 11, os resultados

correspondentes apenas a um dos acelerogramas, para os 4 casos de estudo e os dois modelos considerados. É apresentada a relação força axial-deformação de uma secção a meio vão de um dos elementos de contraventamento localizados de um dos pórticos do piso 1.

Da análise dos resultados verifica-se que os contraventamentos apresentam uma maior capacidade resistente à compressão quando a ligação com a placa *gusset* é modelada com o elemento de fibras (modelo 1) do que com uma rótula (modelo 2). A maior resistência à compressão dos elementos de contraventamento observada no modelo 1 deve-se ao facto de, neste modelo, o comprimento de encurvadura dos elementos de contraventamento ser menor.

Estudos recentes, baseados em resultados experimentais, de modelos de ligação da placa *gusset* com o elemento de contraventamento [9] reportaram que, quando esta ligação é considerada fixa, o modelo tende a sobrestimar a capacidade resistente dos elementos de contraventamento à compressão; caso contrário, quando a ligação é considerada flexível a capacidade resistente à compressão dos elementos tende a ser subestimada. Desta forma, a utilização do modelo 1, que corresponde a uma situação intermédia às ligações convencionais, surge como uma alternativa mais adequada e precisa para estimar a resposta local dos elementos de contraventamento, especialmente quando são esperados fenómenos de encurvadura.

4.3 Método N2

O método N2 é o procedimento estático não linear preconizado pelo Eurocódigo 8 [1]. O método consiste na comparação da resistência da estrutura, representada por uma curva de capacidade no formato aceleração-deslocamento (A-D), com a exigência da ação sísmica representada através do espectro de resposta, também neste formato.

A curva de capacidade é obtida através de uma análise não-linear estática (ou análise *pushover*) que inicialmente é representada através de uma relação força de corte basal-deslocamento global da estrutura. Posteriormente, o corte basal e os deslocamentos de topo são convertidos, respetivamente, em acelerações e deslocamentos de um sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente. De seguida é feita a bilinearização desta curva e determina-se o deslocamento objetivo (*target displacement*) do sistema de 1 GL. O desempenho global e local da estrutura é avaliado para o nível de deformação correspondente a esse deslocamento no sistema original de múltiplos graus de liberdade.

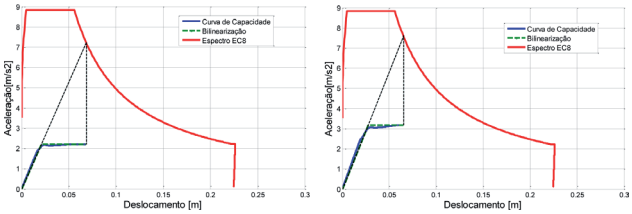
Este método foi originalmente proposto para estruturas planas e regulares, porém a sua aplicação também é válida para estruturas tridimensionais. As Figuras 12, 13, 14 e 15 ilustram graficamente a aplicação do método nas duas direções das quatro estruturas analisadas. Nestas figuras as curvas *pushover* representadas correspondem às análises estáticas não lineares realizadas com o modelo 1.

Na Tabela VIII são apresentados os deslocamentos objetivo das quatro estruturas nas duas direções. Apresentam-se ainda os valores dos períodos de vibração fundamentais obtidos a partir de uma análise dinâmica modal.

Tabela VIII Características dinâmicas e deslocamentos objetivos

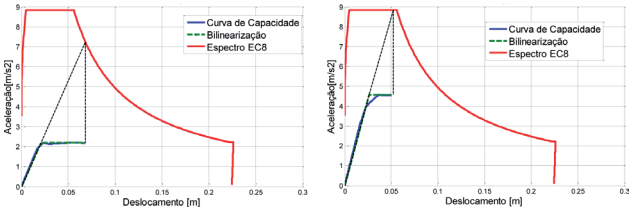
Caso	Desl. objetivo da estrutura (m)		Período da estrutura (s)	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Caso 1	0,089	0,088	0,58	0,56
Caso 2	0,089	0,070	0,59	0,47
Caso 3	0,088	0,097	0,60	0,53
Caso 4	0,087	0,098	0,53	0,46

A análise da Tabela VIII e das Figuras 12 a 15 permite concluir que na direção X a resposta das quatro estruturas é muito semelhante. Na direção Y, os deslocamentos obtidos dependem do facto de as estruturas serem lateralmente não-restringidas ou restringidas. Adicionalmente verifica-se que no caso de as estruturas serem lateralmente restringidas a resposta é idêntica nas direções X e Y.



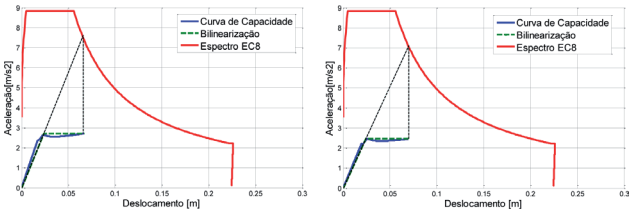
a) b)

Figura 12 Aplicação do método N2: a) Caso 1 - direção X, b) Caso 1 - direção Y



a) b)

Figura 13 Aplicação do método N2: a) Caso 2 - direção X, b) Caso 2 - direção Y



a) b)

Figura 14 Aplicação do método N2: a) Caso 3 - direção X, b) Caso 3 - direção Y

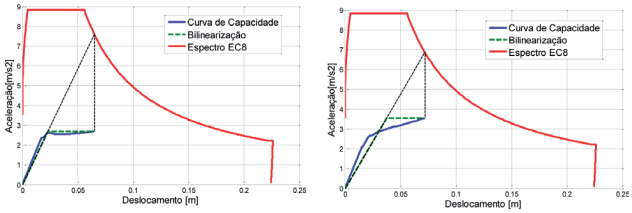


Figura 15 Aplicação do método N2: a) Caso 4 - direção X, b) Caso 4 - direção Y

4.4 Método N2 *versus* análises dinâmicas

Nesta secção é feita a comparação entre os resultados obtidos com o método N2 e as análises dinâmicas não lineares. Para as análises dinâmicas não lineares os resultados apresentados nesta seção correspondem ao valor médio do conjunto de valores máximos obtidos para cada uma das trinta análises dinâmicas não lineares realizadas. Na realização da totalidade das análises não lineares dinâmicas foi adotado o modelo 1 na ligação da placa *gusset* com o elemento de contraventamento. Na Figura 16 são apresentados os deslocamentos objetivo (deslocamentos de topo no centro de massa da estrutura, CM) obtidos com o método N2 e com as análises dinâmicas não lineares.

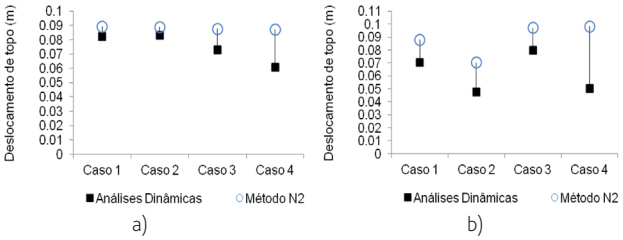


Figura 16 Deslocamentos de topo no CM da estrutura: a) Direção X, b) Direção Y

A análise dos gráficos permite concluir que o método N2 em relação às análises dinâmicas não-lineares sobrestima os deslocamentos de topo nas duas direções e em todos os casos analisados. Porém, os deslocamentos obtidos são bastante próximos dos deslocamentos obtidos para as análises dinâmicas não lineares, principalmente para a direção X, com exceção dos deslocamentos obtidos para o caso 4 (estrutura não-restringida irregular).

Nas Figuras 17 e 18 são apresentados os deslocamentos de topo nos pórticos resistentes de extremidade localizados na direção Y (aqui designados Pórtico 1 e Pórtico 2) normalizados em relação aos deslocamentos do centro de massa (CM), de forma a avaliar os efeitos de torção nesta direção das estruturas referentes aos casos 2 e 4. Os deslocamentos obtidos para os casos 1 e 3 não são apresentados porque correspondem a estruturas regulares e, consequentemente, os deslocamentos são iguais em todos os pórticos nas duas direções.

A análise dos resultados permite concluir que, apesar de captar os efeitos de torção, no caso da estrutura restringida (caso 2) o método N2 sobrestima os deslocamentos na extremidade flexível da estrutura (Pórtico 1) e subestima os deslocamento na extremidade rígida (Pórtico 2), em relação aos deslocamentos obtidos com as análises dinâmicas não-lineares. Relativamente à estrutura não-restringida (caso 4), torsionalmente flexível, as diferenças de deslocamentos de extremidade entre o método N2 e as análises dinâmicas não lineares são menores.

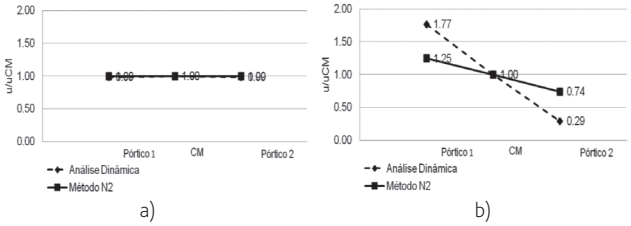


Figura 17 Deslocamentos normalizados em relação ao CM: a) Caso 2- direção X, b) Caso 2 - direção Y

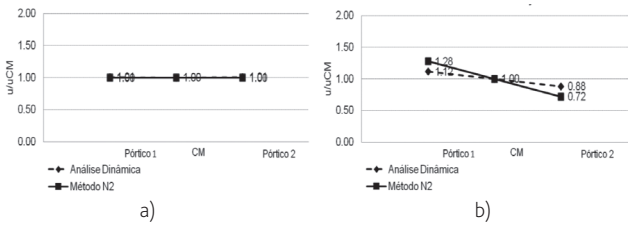


Figura 18 Deslocamentos normalizados em relação ao CM: a) Caso 4- direção X, b) Caso 4 - direção Y

5 Conclusões

Neste trabalho procedeu-se ao dimensionamento e avaliação do desempenho sísmico de um grupo de 4 estruturas em que os sistemas laterais resistentes são pórticos contraventados centrados. A configuração das estruturas em planta foi definida de forma a ter estruturas lateralmente restringidas e não-restringidas regulares e irregulares. Em altura as estruturas são sempre regulares e têm três pisos. O dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8, porém a avaliação do coeficiente de comportamento e a sequência das verificações foram efetuadas conforme o proposto no procedimento *Improved Force Based Design*.

A avaliação do desempenho sísmico foi realizada recorrendo a análises estáticas não lineares, aplicando o método N2, e a análises dinâmicas não lineares. Foram desenvolvidos, em ambiente tridimensional, dois tipos de modelos de plasticidade distribuída para a realização deste tipo de análises: o modelo 1, em que a ligação da placa *gusset* e o elemento de contraventamento foram modelados através de um elemento de fibras, e o modelo 2, em que a ligação da placa *gusset* e o elemento de contraventamento é uma ligação flexível, definida através de uma rótula. Os resultados da aplicação destes dois modelos mostram que o modelo 1 é o modelo mais adequado para avaliar a resposta dos elementos de contraventamento e consequentemente o desempenho sísmico das estruturas.

A comparação dos resultados obtidos pelo método N2 e pelas análises dinâmicas não lineares realizadas permitiu concluir que, apesar de o primeiro sobrestimar ligeiramente os resultados obtidos apresenta-se, para os casos de estudo analisados, como um procedimento adequado para a avaliação sísmica de estruturas tridimensionais regulares. Porém, na avaliação dos efeitos de torção, e em especial no caso de estruturas torsionalmente rígidas (lateralmente restringidas), os valores dos deslocamentos obtidos e aqui apresentados são bastante diferentes dos valores dos deslocamentos obtidos com as análises dinâmicas não lineares. Tudo indica que, para este tipo de estruturas, o método N2, conforme definido no Eurocódigo 8, não é adequado, sugerindo-se, por esta razão, a aplicação de outros procedimentos estáticos não lineares na avaliação de estruturas irregulares.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Eng.º Luís Macedo pela sua contribuição na seleção do conjunto de registos de acelerações utilizados na execução das análises dinâmicas não lineares.

Referências

[1] CEN (2004). EN1998-1, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.

[2] Castro, J.M.; Villani, A.; Elghazouli, A.Y. – "Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos", VII Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto, Portugal, 2009.

[3] PEER [2006] OpenSEES – "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.CA.

[4] CEN (2005). EN1993-1-1, Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.

[5] Cruz, N. – *Seismic design and assessment of irregular 3-storeys concentric braced steel frame buildings*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 2005.

[6] Martinez-Saucedo, G.; Packer, J. A. – "Slotted end connections to hollow sections". CIDECT Final Report 8G-10/4. Toronto, Canada, 2006.

[7] Araújo, A. – *Estudo do Comportamento de Ligações Metálicas entre Perfis Tubulares e Chapas de Gousset*, Dissertação de Mestrado, Faculdade da Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

[8] Uriz, P.; Filippou, F.C.; Mahin, S. A. – "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol 134, n. 4, pp. 619-628, 2008.

[9] Hsiao, Po-Chien; Lehman, Dawn E.; Roeder, Charles W. – "Improved analytical model for special concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research,* 73, pp. 80-94, 2012.

[10] Hsiao, Po-Chien; Lehman, Dawn E.; Roeder, Charles W. – "A model to simulate special concentrically braced frames beyond brace fracture", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, pp. 183–200, 2013.

[11] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J. M. – "Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, pp. 129–148, 2016.