

ESTUDO COMPARATIVO SOBRE O DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE PÓRTICOS METÁLICOS SIMPLES E CONTRAVENTADOS

NELSON DA SILVA LOPES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

"A mente que se abre a uma ideia, jamais voltará ao seu tamanho original"

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Gostaria de exprimir aqui uma palavra de apreço a todas as pessoas que contribuíram para a realização deste trabalho.

Começo por agradecer ao meu orientador, Professor José Miguel Castro por tudo o que me ensinou. Estou muito grato por toda a sua disponibilidade, dedicação e paciência que foram determinantes para a produção deste documento.

Agradeço aos meus pais por me apoiarem e incentivarem sempre. Muito obrigado por me concederem todas as condições que têm permitido alcançar os meus objectivos. À minha irmã também por toda a disponibilidade, apoio e encorajamento.

A todos os meus amigos e colegas, pela amizade e por todos os bons momentos que permitiram renovar energias e manter a motivação.

RESUMO

Neste trabalho efectua-se um estudo comparativo do dimensionamento sísmico de estruturas metálicas constituídas por duas tipologias de pórticos distintas: pórticos simples e pórticos contraventados centrados. São aplicadas a metodologia prevista no Eurocódigo 8 [1] e a metodologia Improved Force-Based Design (IFBD) proposta por Castro et al. [2], a qual é totalmente compatível com o Eurocódigo 8. Após uma breve exposição das duas metodologias, o trabalho desenvolve-se com o dimensionamento de duas estruturas metálicas com 5 e 8 pisos, para o cenário sísmico previsto no Eurocódigo 8 para estruturas localizadas em Lisboa.

As soluções obtidas são comparadas em termos das secções adoptadas, da quantidade de aço envolvida e do comportamento dissipativo expectável em situação sísmica. São também discutidas as vantagens e limitações em função do método de análise e da configuração estrutural. Para o caso dos pórticos contraventados, salienta-se a dificuldade em garantir simultaneamente o limite de esbelteza e a disposição do Eurocódigo 8 relativa ao controlo dos níveis de sobrerresistência dos elementos dissipativos. Como tentativa de contornar esta situação aplica-se uma solução alternativa que permite cumprir com relativa facilidade as referidas dificuldades associadas ao regulamento. Esta solução consiste em reduzir localmente a secção da diagonal de contraventamento, criando um “fusível” no elemento estrutural. Com o objectivo de validar este procedimento alternativo efectuam-se simulações numéricas não lineares monotónicas e cíclicas no programa de elementos finitos ABAQUS de diagonais de contraventamento com e sem furação. Os resultados obtidos não são optimistas, devido ao facto dos contraventamentos furados apresentarem níveis de ductilidade reduzidos em comparação com os contraventamentos correntes.

PALAVRAS-CHAVE: Pórticos Metálicos Simples, Pórticos Metálicos Contraventados, Dimensionamento Sísmico, Improved Force-Based Design, Secção Perfurada.

ABSTRACT

In this dissertation a comparative study is carried out on the seismic design of steel structures composed by two different types of lateral resistant framing systems: moment-resisting and concentrically-braced frames. The methodology prescribed in Eurocode 8 [1] and the Improved Force-Based Design (IFBD) procedure proposed by Castro et al. [2] fully compatible with Eurocode 8, are applied. After a description of the two methodologies, the work develops with the design of two steel structures with five and eight stories considering the seismic design scenario for Lisbon prescribed in Eurocode.

The solutions obtained are compared in terms of member sizes, weight of steel involved and expected dissipative behaviour. The design methodologies are compared and the advantages and limitations of each framing solution are discussed. For the concentrically-braced frames it is highlighted the difficulty in complying with both the brace slenderness limit and the overstrength variation criteria defined in Eurocode 8. In an attempt to overcome the limitation associated with the overstrength control, a procedure is employed that consists of reducing locally the cross-section of the brace by perforating the member, thus creating a fuse in the diagonal. In order to validate this procedure, monotonic and cyclic nonlinear analysis of standard and perforated braces are carried out in the ABAQUS FE package. The results are not very encouraging, as the perforated braces exhibit a considerable reduction of ductility in comparison with standard braces.

KEYWORDS: Moment-Resisting Frames, Concentrically-Braced Frames, Seismic Design, Improved Force-Based Design, Perforated Braces.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. OBJECTIVOS DA INVESTIGAÇÃO.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS.....	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. EUROCÓDIGO 8.....	6
2.2.1. Generalidades	6
2.2.2. Princípios básicos de concepção e projecto.....	6
2.2.3. Acção sísmica	7
2.2.4. Considerações sobre o comportamento dissipativo	8
2.2.5. Regras específicas para estruturas metálicas e tipos de estruturas	10
2.2.6. Regras e verificações relativas a pórticos simples	13
2.2.7. Regras e verificações relativas a pórticos contraventados centrados	16
2.3. IMPROVED FORCE-BASED DESIGN	17
3. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS METÁLICOS.....	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. ESTUDO PARAMÉTRICO	19
3.3. CONFIGURAÇÕES ESTRUTURAIS	20
3.4. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS	22
3.5. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	23
3.6. ACÇÃO SÍSMICA E METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	24
3.7. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS SIMPLES DE 5 PISOS	26
3.7.1. Dimensionamento para cargas verticais	26
3.7.2. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS	28
3.7.3. Soluções obtidas nos diferentes dimensionamentos.....	31

3.8. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS DE 5 PISOS	32
3.8.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	32
3.8.2. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS.....	33
3.8.3. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS – procedimento alternativo.....	39
3.8.4. Soluções obtidas nos diferentes dimensionamentos.....	41
3.9. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS SIMPLES DE 8 PISOS	43
3.9.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	43
3.9.2. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS.....	44
3.9.3. Soluções obtidas nos diferentes dimensionamentos.....	47
3.10. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS DE 8 PISOS	48
3.10.1. Dimensionamento para cargas verticais.....	48
3.10.2. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS.....	49
3.10.3. Dimensionamento sísmico para ELU e ELS – procedimento alternativo.....	54
3.10.4. Soluções obtidas nos diferentes dimensionamentos.....	58
3.11. DRIFTS PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO	60
3.12. ANÁLISE COMPARATIVA E CONCLUSÕES.....	62
 4. ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO	 65
4.1. INTRODUÇÃO	65
4.2. APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	65
4.3. ESTUDO PRELIMINAR DE UM CONTRAVENTAMENTO	66
4.3.1. Propriedades do elemento	66
4.3.2. Modelação em Abaqus.....	67
4.3.3. Estudo de sensibilidade.....	69
4.3.4. Estudo paramétrico do contraventamento à compressão	70
4.4. ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PERFIS BRUTOS E COM FURAÇÃO	74
4.4.1. Análise de perfis circulares ocos (CHS)	75
4.4.2. Análise de perfis quadrados ocos (SHS).....	81
4.5. CONCLUSÕES.....	86
 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 87
5.1. CONCLUSÕES.....	87
5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTURO	88
 BIBLIOGRAFIA.....	 89
ANEXOS	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Espectro de resposta elástica, EC8	7
Figura 2.2 – Representação do comportamento não linear [4]	8
Figura 2.3 – Comportamento plástico uniforme vs <i>soft-storey</i> [4]	12
Figura 2.4 – Pannel da alma confinado por banzos e esquadros de reforço.....	15
Figura 2.5 – Curva de resposta lateral (Castro, Miguel).....	18
Figura 3.1 – Planta do edifício.....	20
Figura 3.2 – Alçado do pórtico simples de 5 pisos	21
Figura 3.3 – Alçado do pórtico contraventado de 5 pisos.....	21
Figura 3.4 – Alçado do pórtico simples de 8 pisos	21
Figura 3.5 – Alçado do pórtico contraventado de 8 pisos.....	21
Figura 3.6 – Distribuição das cargas gravíticas num piso de um pórtico simples	22
Figura 3.7 – Distribuição das cargas gravíticas num piso de um pórtico contraventado	23
Figura 3.8 – Espectro de resposta elástico e de cálculo ($q = 4$).....	25
Figura 3.9 – Modelo estrutural do pórtico simples de 5 pisos	27
Figura 3.10 – Modelo estrutural do pórtico contraventado de 5 pisos	33
Figura 3.11 – Forças equivalentes que representam as diagonais comprimidas.....	37
Figura 3.12 – Secção de um elemento de contraventamento com furos - CHS 114.3_F40.....	40
Figura 3.13– Modelo estrutural do pórtico simples de 8 pisos	43
Figura 3.14 – Modelo estrutural do pórtico contraventado de 8 pisos.....	48
Figura 3.15 – Secção de um elemento de contraventamento com furos - CHS 114.3_F44.....	54
Figura 3.16 – Secção de um elemento de contraventamento com furos - SHS 120_F61.....	56
Figura 3.17 – Drifts entre pisos para o pórtico simples de 5 pisos	60
Figura 3.18 – Drifts entre pisos para o pórtico simples de 8 pisos	60
Figura 3.19 – Drifts entre pisos para o pórtico contraventado de 5 pisos.....	61
Figura 3.20 – Drifts entre pisos para o pórtico contraventado de 8 pisos.....	61
Figura 4.1 – Condições de apoio de um contraventamento	66
Figura 4.2 – Geometria da secção	66
Figura 4.3 – Lei constitutiva do material.....	67
Figura 4.4 – Modelo de um elemento de contraventamento no programa ABAQUS	68
Figura 4.5 – Primeiro modo de encurvadura	69
Figura 4.6 – Segundo modo de encurvadura	69
Figura 4.7 – Esquema de ensaio monotónico à compressão.....	71

Figura 4.8 – Comportamento à compressão para diferentes imperfeições iniciais	71
Figura 4.9 – Influência da classe do material no comportamento à compressão	72
Figura 4.10 – Influência do comprimento de encurvadura.....	72
Figura 4.11 – Influência do diâmetro da secção.....	73
Figura 4.12 – Curva europeia de encurvadura e resultados dos ensaios à compressão	74
Figura 4.13 – Modelo do elemento de contraventamento furado (CHS 114.3_F40)	75
Figura 4.14 – Pormenor dos furos realizados a meio vão do perfil CHS	75
Figura 4.15 – Comportamento monotónico à tracção de perfis em CHS bruto e com furos.....	77
Figura 4.16 – Comportamento monotónico à compressão de perfis em CHS bruto e com furos.....	77
Figura 4.17 – Tensões normais (σ_{11})	78
Figura 4.18 – Tensões transversais (σ_{22})	78
Figura 4.19 – Deformação do elemento de contraventamento CHS furado sujeito à tracção	79
Figura 4.20 – Deformação do elemento CHS furado em compressão	79
Figura 4.21 – Comportamento cíclico do contraventamento bruto CHS 114.3x3.....	80
Figura 4.22 – Comportamento cíclico do contraventamento furado CHS 114.3_F40	81
Figura 4.23 – Modelo do elemento de contraventamento furado (SHS 120_F61)	82
Figura 4.24 – Pormenor dos furos realizados a meio vão do perfil SHS	82
Figura 4.25 - Comportamento monotónico à tracção de perfis em SHS bruto e com furos.....	83
Figura 4.26 - Comportamento monotónico à compressão de perfis em SHS bruto e com furos.....	83
Figura 4.27 – Deformação do elemento de contraventamento SHS furado sujeito à tracção	84
Figura 4.28 – Deformação do elemento SHS furado em compressão	84
Figura 4.29 – Comportamento cíclico do contraventamento bruto SHS 120x4.....	85
Figura 4.30 – Comportamento cíclico do contraventamento furado SHS 120_F61.....	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Gama de coeficientes de comportamento previstos no EC8.....	10
Tabela 2.2 – Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura (EC8).....	11
Tabela 2.3 – Classe da secção em função do coeficiente de comportamento.....	12
Tabela 3.1 – Estruturas e metodologias abordadas no estudo paramétrico	19
Tabela 3.2 – Cargas verticais para dimensionamento	22
Tabela 3.3 – Cargas gravíticas para o dimensionamento do pórtico simples (MRF 2)	22
Tabela 3.4 – Cargas gravíticas para o dimensionamento do pórtico contraventado.....	23
Tabela 3.5 – Parâmetros relativos à acção sísmica Tipo 1 (EC8).....	24
Tabela 3.6 – Parâmetros relativos à acção sísmica Tipo 2 (EC8).....	24
Tabela 3.7 – Esforços axiais devido às cargas gravíticas no pórtico simples de 5 pisos	27
Tabela 3.8 – Secções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico simples de 5 pisos	28
Tabela 3.9 – Flechas máximas das vigas para ELS (MRF - 5 pisos).....	28
Tabela 3.10 – Massas por piso do edifício e do pórtico simples de 5 pisos	29
Tabela 3.11 – Secções finais do pórtico simples de 5 pisos ($q = 4$).....	30
Tabela 3.12 – Secções finais do pórtico simples de 5 pisos (IFBD).....	31
Tabela 3.13 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico simples de 5 pisos.....	31
Tabela 3.14 – Resumo dos cortes basais para o pórtico simples de 5 pisos	32
Tabela 3.15 – Flechas máximas das vigas para ELS (CBF – 5 pisos).....	33
Tabela 3.16 – Massas por piso do edifício e do pórtico contraventado de 5 pisos	34
Tabela 3.17 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 5 pisos ($q = 4$).....	35
Tabela 3.18 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 5 pisos).....	35
Tabela 3.19 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos ($q = 4$)	36
Tabela 3.20 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 5 pisos).....	36
Tabela 3.21 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 5 pisos (IFBD).....	38
Tabela 3.22 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 5 pisos).....	38
Tabela 3.23 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos (IFBD)	38
Tabela 3.24 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 5 pisos).....	39
Tabela 3.25 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos (Proced. Alternativo)	40
Tabela 3.26 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Proced. Alternativo, CBF 5 pisos)	41
Tabela 3.27 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico contraventado de 5 pisos ..	41

Tabela 3.28 – Resumo dos cortes basais para o pórtico contraventado de 5 pisos.....	42
Tabela 3.29– Esforços axiais devido às cargas gravíticas no pórtico simples de 8 pisos	43
Tabela 3.30 – Secções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico simples de 8 pisos.....	44
Tabela 3.31 – Flechas máximas das vigas para ELS.....	44
Tabela 3.32 – Massas por piso do edifício e do pórtico simples de 8 pisos	45
Tabela 3.33 – Secções finais do pórtico simples de 8 pisos ($q = 4$)	45
Tabela 3.34 – Secções finais do pórtico simples de 8 pisos (IFBD).....	46
Tabela 3.35 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico simples de 8 pisos.....	47
Tabela 3.36 – Resumo dos cortes basais para o pórtico simples de 8 pisos	47
Tabela 3.37 – Massas por piso do edifício e do pórtico contraventado de 8 pisos.....	49
Tabela 3.38 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 8 pisos ($q = 4$)	50
Tabela 3.39 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 8 pisos).....	50
Tabela 3.40 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos ($q = 4$)	51
Tabela 3.41 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 8 pisos).....	51
Tabela 3.42 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 8 pisos (IFBD)	52
Tabela 3.43 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 8 pisos).....	52
Tabela 3.44 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (IFBD)	53
Tabela 3.45 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 8 pisos).....	53
Tabela 3.46 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (Alternativa 1).....	55
Tabela 3.47 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Alternativa 1, CBF de 8 pisos).....	55
Tabela 3.48 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (Alternativa 2).....	56
Tabela 3.49 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Alternativa 2, CBF de 8 pisos).....	56
Tabela 3.50 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico contraventado de 8 pisos ..	58
Tabela 3.51 – Resumo dos cortes basais para o pórtico contraventado de 8 pisos.....	59
Tabela 4.1 – Propriedades geométricas.....	66
Tabela 4.2 – Valores da carga crítica para elementos S4R e S8R	69
Tabela 4.3 – Valores da carga crítica para elementos S4R de 10, 15 e 20mm.....	70
Tabela 4.4 – Propriedades das secções CHS standard e com furos	76

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

CBF – Pórtico metálico com contraventamentos centrados (*Concentrically-Braced Frame*)

EC8 – Eurocódigo 8

ELS – Estado limite de serviço

ELU – Estado limite último

EN – Norma Europeia

IFBD – Improved Force-Based Design

MRF – Pórtico metálico de ligações rígidas (*Moment-Resisting Frame*)

q – Coeficiente de comportamento

T_1 – Período fundamental de vibração

T_B – Limite inferior do troço de aceleração constante

T_C – Limite superior do troço de aceleração constante

T_D – Valor que define o troço de deslocamento constante

V_d – Corte basal de cálculo

V_{el} – Corte basal elástico

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento horizontal

$\bar{\lambda}$ – Esbelteza normalizada

Ω – Coeficiente de sobrerresistência

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A engenharia sísmica é um ramo relativamente recente da engenharia civil e registou evoluções significativas sobretudo durante a segunda metade do século XX. Os fenómenos sísmicos desde sempre afectaram de forma trágica as civilizações, mas apenas recentemente os avanços técnicos e científicos possibilitaram a tomada de medidas preventivas com maiores níveis de eficiência e fiabilidade. A também recente teoria da tectónica de placas (meados do século XX) permitiu uma melhor caracterização da acção sísmica, o que é fundamental para a adopção de disposições construtivas na concepção de estruturas sismo-resistentes.

Apesar do avançado conhecimento técnico e científico actualmente disponível, ainda não é possível uma previsão rigorosa e um alerta antecipado da ocorrência de um sismo. É de referir no entanto que “...as catástrofes sísmicas não são catástrofes naturais, são catástrofes provocadas pelas construções edificadas pelo Homem...” [3]. Isto retira o carácter fatalista com que usualmente o fenómeno é encarado, estando nas mãos do Homem a possibilidade de minimizar as consequências advindas de um abalo sísmico, dotando as estruturas de resistência e comportamento dinâmico adequados.

O sismo de Lisboa de 1755 foi um importante marco histórico para a engenharia sísmica. Com efeito, a seguir aos enormes prejuízos sócio-económicos assistiu-se à construção de raiz de uma nova cidade com disposições construtivas pensadas para resistir à acção dos sismos, sendo Portugal pioneiro numa abordagem desta dimensão. Nessa reconstrução, foi implementada uma solução contraventada nos novos edifícios, a gaiola pombalina. Este sistema consiste numa estrutura triangulada, que apresenta elevada rigidez devido à sua configuração geométrica, não sendo possível deformar um triângulo sem variar o comprimento dos seus lados.

Outros eventos sísmicos recentes também reflectem as consequências mais ou menos devastadoras em função da ausência de medidas preventivas na concepção das estruturas para resistirem a este tipo de acção ou da sua cuidada consideração. É exemplo do primeiro cenário o sismo que atingiu Port-au-Prince (Haiti) em 2010, contrastante com o desempenho verificado pelas construções japonesas aquando do sismo de 2011 que afectou a costa nordeste do Japão. Este segundo exemplo é uma referência do benefício que pode ser alcançado com o projecto preventivo das edificações, traduzido naturalmente na mitigação de perdas de vidas humanas.

Além do não-colapso das estruturas (salvaguarda das vidas humanas), tem vindo também gradualmente a assumir um papel importante o requisito de controlo de danos para solicitações sísmicas de menor intensidade. Os enormes prejuízos económicos resultantes da reparação de estruturas metálicas profundamente danificadas durante os sismos de Northridge (Califórnia) em 1994 e de Kobe (Japão) em 1995, promoveram um conjunto de campanhas de investigação com o objectivo de impedir que tais danos se verificassem no futuro. É de todo desejável que as estruturas permaneçam

pouco danificadas, não impondo reparações com custos desproporcionalmente elevados quando solicitadas por acções sísmicas de menor importância.

A introdução destes conceitos de dimensionamento sísmico nos regulamentos tem sido feita de forma gradual. Em Portugal, a norma actualmente em vigor que define a acção sísmica bem como as disposições construtivas que o projectista deve ter em consideração para o dimensionamento de estruturas é a EN 1998-1 [1], Eurocódigo 8 (com estatuto de norma desde 2005), substituindo o anterior regulamento, RSA (Regulamento de Segurança e Acções) de 1983. A evolução das abordagens de cálculo e dos requisitos cada vez mais exigentes dos regulamentos representa o sério esforço que tem sido desenvolvido para a optimização dos processos de dimensionamento sísmico. Nos dias que correm, as normas são ainda foco de discussão e investigação constante.

O processo de dimensionamento de estruturas para resistirem a acções sísmicas envolve o controlo de diversos parâmetros que dependem da configuração estrutural proposta e da metodologia adoptada. É neste contexto que se desenvolve este trabalho, apresentando-se um estudo comparativo da aplicação do EC8 a duas estruturas metálicas.

1.2. OBJECTIVOS DA INVESTIGAÇÃO

Este trabalho tem como principal objectivo efectuar um estudo comparativo sobre o dimensionamento sísmico de pórticos metálicos simples (abreviadamente MRF) e contraventados (CBF).

Procura-se avaliar os parâmetros que mais influenciam o dimensionamento destes dois sistemas estruturais aplicando diferentes metodologias de cálculo, nomeadamente a prevista no Eurocódigo 8 [1] e a recentemente proposta por Castro et al. [2] designada por *Improved Force-Based Design* (IFBD), metodologia totalmente compatível com o EC8.

Em primeiro lugar apresentam-se os sistemas estruturais que a norma europeia propõe para resistir à acção sísmica assim como as regras de dimensionamento previstas no referido regulamento. Algumas limitações que podem ser identificadas no regulamento justificam a aplicação do novo procedimento (IFBD). Esta nova metodologia é totalmente consistente com as disposições enunciadas no EC8, baseando-se numa reordenação da sequência dos passos da análise, o que permite uma escolha mais criteriosa do coeficiente de comportamento a adoptar no dimensionamento, atendendo às características de comportamento das estruturas idealizadas.

No estudo são consideradas duas estruturas localizadas em Lisboa com cinco e oito pisos, constituídas por pórticos simples na direcção longitudinal e por pórticos contraventados da direcção transversal.

Uma primeira análise é efectuada para os pórticos simples (ou de ligações rígidas) e em seguida apresenta-se o estudo para os pórticos com contraventamentos diagonais centrados.

Depois de dimensionadas as diferentes estruturas de acordo com as metodologias referidas, é apresentada uma comparação entre os casos de estudo, com referência às soluções obtidas, sendo identificadas as dificuldades e as vantagens associadas a cada solução porticada, em função da metodologia de dimensionamento adoptada.

A parte final deste trabalho tem por objectivo validar uma proposta de optimização do dimensionamento das estruturas porticadas com contraventamentos centrados. Para o efeito, considera-se a possibilidade de intervir na geometria da secção dos elementos de contraventamento de modo a ultrapassar as dificuldades inerentes ao projecto deste tipo de sistemas. Neste estudo são efectuadas análises não lineares monotónicas e cíclicas de contraventamentos.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é constituída por cinco capítulos, contendo também referências bibliográficas e anexos, em que se destacam duas partes principais. Na parte inicial são descritas diferentes metodologias de dimensionamento sísmico e aplicadas as prescrições de projecto a estruturas de ligações rígidas e a estruturas com contraventamentos diagonais centrados, seguindo diferentes abordagens de cálculo. A segunda parte foca-se exclusivamente no estudo de elementos de contraventamento com vista à optimização do dimensionamento de sistemas contraventados, procedendo-se a análises não-lineares de vários casos de estudo.

A organização dos capítulos permite uma apresentação estruturada da informação contida neste trabalho. Desta forma, no primeiro capítulo consta uma breve referência à evolução das preocupações e dos conceitos que envolvem a concepção de estruturas sísmo-resistentes. São ainda apresentados os objectivos da presente dissertação e respectiva estruturação.

No segundo capítulo apresentam-se as regras de dimensionamento sísmico prescritas pela norma europeia EC8 [1]. São identificadas algumas limitações desta norma que têm sido alvo de investigação e que culminaram na proposta de um procedimento melhorado (IFBD) recentemente apresentada por Castro et al. [2]. As recomendações desta nova metodologia são também detalhadas neste capítulo.

O terceiro capítulo é destinado à apresentação dos casos de estudo bem como a aplicação prática de diferentes abordagens de cálculo aos dois sistemas estruturais considerados. O capítulo termina com uma análise crítica sobre a metodologia mais adequada a cada sistema analisado e com considerações que confrontam as características dos dois tipos de sistemas porticados considerados.

O capítulo quatro aborda o estudo do comportamento de elementos diagonais de contraventamento em regime não-linear, atendendo à natureza cíclica da excitação sísmica. São propostas alterações na geometria da secção transversal da diagonal como possível medida de optimização do dimensionamento de pórticos contraventados, aplicadas no contexto das soluções obtidas no capítulo três. As análises apresentadas são efectuadas com recurso ao programa de elementos finitos ABAQUS, terminando com a discussão dos resultados obtidos e respectivas conclusões.

Por último, no quinto capítulo são enunciadas as principais conclusões proporcionadas pela investigação. Apresentam-se também algumas recomendações para desenvolvimentos futuros no âmbito do dimensionamento sísmico de estruturas metálicas, em particular dos sistemas abordados neste trabalho.

2

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se duas metodologias de dimensionamento sísmico, nomeadamente a abordagem presente no regulamento actualmente em vigor, o Eurocódigo 8 [1], e a nova metodologia *Improved Force-Based Design* proposta por Castro et al. [2] que procura ultrapassar algumas limitações da norma europeia.

A prática corrente consiste em utilizar regulamentos prescritivos que abordam regras de cálculo baseadas em forças (*Force-Based Design*). Deste modo, a metodologia de cálculo comum presente nos principais regulamentos internacionais consiste na obtenção de uma força estática equivalente, o corte basal, que reflecte o efeito da acção sísmica, devendo ser considerada no dimensionamento estrutural juntamente com as restantes acções de projecto em combinação própria. O cálculo do corte basal é efectuado, à luz do regulamento actual, com recurso a um espectro de resposta, função do período fundamental de vibração da estrutura, das características do terreno, do amortecimento viscoso e da aceleração sísmica prevista para a localização geográfica considerada. A acção sísmica de projecto que será contemplada no dimensionamento da estrutura depende directamente da aceleração de cálculo extraída do espectro de resposta e da massa da própria estrutura. Aqui, as estruturas metálicas revelam uma considerável vantagem face ao outro material de construção muito utilizado no nosso país, o betão armado, no que diz respeito aos reduzidos pesos próprios que apresentam. Por conseguinte, o efeito da acção sísmica é tendencialmente menos severo nas estruturas metálicas, o que aliado a uma elevada resistência deste material, torna estes sistemas estruturais a melhor opção para construção em altura.

Em geral, os regulamentos sísmicos têm como principal objectivo assegurar que, na eventualidade da ocorrência de um sísmico:

- As vidas humanas estão protegidas;
- Os danos são limitados;
- As infra-estruturas públicas tais como pontes, instalações de protecção civil, hospitais, entre outras, permanecem operacionais.

No caso particular da norma europeia são definidos dois requisitos de desempenho:

- Exigência de não colapso. Na ocorrência de um sismo raro (baixa probabilidade de ocorrência) as estruturas não devem colapsar local ou globalmente e deverão apresentar uma capacidade residual de resistência após o sismo;
- Exigência de limitação de danos. No caso da actuação de um sismo com maior probabilidade de ocorrência que o sismo de projecto, os danos na construção devem ser limitados. Embora

ocorram alguns danos, os custos relativos à sua reparação e reconstrução não devem ser muito elevados (custos desproporcionalmente elevados face ao custo da estrutura).

2.2. EUROCÓDIGO 8

2.2.1. GENERALIDADES

Os principais objectivos da regulamentação europeia (EC8, Cl. 2.1) no contexto do dimensionamento sísmico são a protecção da vida humana pela prevenção do colapso estrutural e a limitação de danos. Como tal, existe a necessidade de garantir que as estruturas são dotadas de capacidade resistente suficiente para resistir ao sismo de projecto, atendendo aos parâmetros definidos no EC8. O nível de protecção que é atribuído a um edifício depende da sua classe de importância que é traduzida por um coeficiente de importância (γ_I). Por outro lado, o nível de intensidade sísmica varia consoante a localização geográfica, uma vez que o regulamento também define um zonamento sísmico do território nacional.

Deste modo, para atingir estes objectivos, o EC8 define dois parâmetros que devem ser verificados em todos os dimensionamentos. O critério de não colapso é definido pela acção de um sismo com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos, correspondendo a um período de retorno de 475 anos. Nestas circunstâncias a estrutura tem de assegurar a salvaguarda dos seus ocupantes sem mostrar qualquer sinal de mecanismo de colapso global ou parcial. O requisito de limitação de danos tem em conta que para uma probabilidade de 10% de exceder em 10 anos, isto é, um período de retorno de cerca de 95 anos, os deslocamentos têm de ser reduzidos, de forma que, numa eventual intervenção de reabilitação, esta tenha um custo relativamente baixo. Para se verificarem os critérios descritos é necessário verificar a segurança dos elementos estruturais e o nível de deformação lateral entre pisos (drifts), respectivamente.

2.2.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEPÇÃO E PROJECTO

O EC8 enuncia uma série de princípios básicos de concepção dos edifícios resistentes aos sismos na secção 4, aos quais faz-se uma breve referência:

- Simplicidade estrutural, transmissão de forças através de trajectórias claras e directas;
- Uniformidade, simetria e redundância, distribuição regular dos elementos estruturais em planta e uniformidade da estrutura em altura;
- Resistência e rigidez bi-direccionais, dispor os elementos estruturais de modo que a estrutura resista a acções horizontais em qualquer direcção pois o movimento sísmico é um fenómeno bi-direccional;
- Limitar o desenvolvimento de movimentos de torção que conduzem a esforços não uniformes;
- Acção de diafragma ao nível dos pisos, de modo a assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que estes sistemas actuam em conjunto na resistência a essas forças;
- Existência de uma fundação adequada para assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo.

Com o objectivo de se obter uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico deve-se ter uma transmissão simples e directa das forças sísmicas, evitar zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar colapso prematuro. É

fundamental dotar a estrutura de rigidez de forma a acomodar os efeitos da acção e limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos.

2.2.3. ACÇÃO SÍSMICA

A norma distingue dois tipos de acção sísmica: Acção Sísmica Tipo 1 (sismo afastado, com epicentro na região Atlântica) e Acção Sísmica Tipo 2 (sismo próximo, com epicentro no território Continental). Os tipos de acção sísmica diferem na máxima aceleração sísmica de referência (a_{gR}), definida no Anexo Nacional do regulamento, em função do zonamento sísmico. A acção sísmica é traduzida por espectros de resposta elástica em acelerações que representam a componente horizontal do movimento do solo (Figura 2.1).

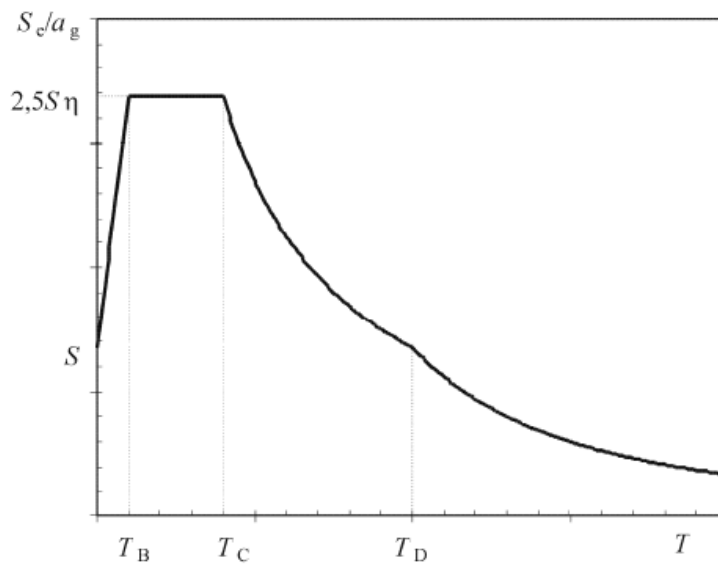


Figura 2.1 – Espectro de resposta elástica, EC8

Os espectros elásticos são definidos com base nas seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{Eq.1, EC8 Cl.3.2.2.2}$$

Onde:

$S_e(T)$ – Aceleração espectral

a_g – Valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A ($a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$)

S – Factor do solo

T – Período de vibração do sistema

T_B – Limite inferior do troço de aceleração constante

T_C – Limite superior do troço de aceleração constante

T_D – Valor do período que define o início do troço de deslocamento constante

η – Factor de correcção do amortecimento

Para além da aceleração sísmica de referência, o espectro de resposta é definido pelos períodos T_B , T_C e T_D , que dependem do tipo de solo tal como o factor S. Atendendo às propriedades da estrutura define-se o coeficiente de amortecimento viscoso e o período fundamental de vibração que permitem determinar a aceleração espectral (S_e), e correspondente força de corte elástica (F_{el}).

2.2.4. CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DISSIPATIVO

Dimensionar estruturas para resistirem de forma elástica às acções sísmicas pode tornar-se demasiado dispendioso. Estruturas menos robustas também têm capacidade para acomodar os efeitos da referida acção, desde que seja considerado um comportamento não linear como o representado na Figura 2.2.

A resposta em regime não linear traduz um comportamento dissipativo, que é tido em conta no regulamento através do coeficiente de comportamento (q). Este coeficiente representa a ductilidade global do sistema, isto é, a energia que o sistema pode dissipar através da deformação plástica. No EC8, o coeficiente de comportamento é função do material, do tipo de sistema estrutural e da classe de ductilidade da estrutura. O regulamento europeu define três classes de ductilidade: baixa (DCL), média (DCM) e alta (DCH) e estabelece níveis de verificação e detalhe em função de cada classe.

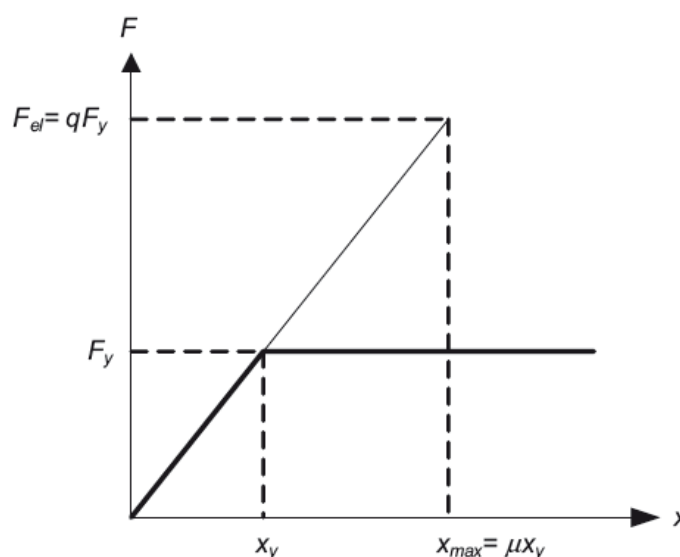


Figura 2.2 – Representação do comportamento não linear [4]

No comportamento dissipativo, além do coeficiente de comportamento (q), é tido em conta o factor de amplificação de deslocamentos (μ), de acordo com as seguintes relações:

$$q = \frac{F_{el}}{F_y} \quad (\text{Eq.2})$$

$$\mu = \frac{x_{\max}}{x_y} \quad (\text{Eq.3})$$

Uma vez que a acção sísmica resulta em deslocamentos impostos à estrutura, estes podem ser acomodados pela mesma em regime linear elástico ou em regime não linear como na Figura 2.2.

O factor de amplificação de deslocamentos (μ) relaciona o deslocamento máximo da estrutura em regime não linear ($x_{\max}$) e o deslocamento elástico (x_y), quando sujeita ao corte basal de dimensionamento (F_y). Segundo o EC8, para estruturas com período fundamental de vibração igual ou superior a T_c este factor deve tomar um valor igual ao valor do coeficiente de comportamento, isto é, o regulamento adopta a regra da igualdade de deslocamentos.

A utilização do coeficiente de comportamento no dimensionamento sísmico de estruturas porticadas metálicas tem uma influência directa na verificação dos efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$). Este factor adquire então uma relevância adicional, pois a forma de quantificar os efeitos de segunda ordem é feita com o cálculo do coeficiente de sensibilidade a deslocamentos horizontais (θ) para cada piso, que é directamente proporcional ao coeficiente de comportamento:

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i} \cdot \Delta_{el} \cdot q}{V_{tot,i,el} \cdot h_i} \quad (\text{Eq.4})$$

Onde $P_{tot,i}$ é a carga vertical total instalada nos pilares do andar i em análise, Δ_{el} representa o deslocamento elástico entre pisos, $V_{tot,i,el}$ corresponde ao esforço de corte horizontal elástico instalado no andar e h_i representa a altura do andar.

Como tal, pode dizer-se que a escolha do coeficiente de comportamento tem um papel muito importante no dimensionamento da estrutura. A selecção de um valor elevado de q conduz necessariamente a valores elevados de θ que, por sua vez, implica a eventual necessidade de rigidificação do sistema estrutural. Isto porque na Equação 4 está implícita a rigidez horizontal do andar (k_i), atendendo a que:

$$\frac{\Delta_{el}}{V_{tot,i,el}} = \frac{1}{k_i} \quad (\text{Eq.5})$$

Logo,

$$\theta_i = \frac{P_{tot,i}}{h_i} \cdot \frac{1}{k_i} \cdot q \quad (\text{Eq.6})$$

A verificação dos drifts entre pisos é efectuada com base na regra da igualdade dos deslocamentos ($\mu = q$), o que implica a utilização do coeficiente de comportamento adoptado através do EC8. Assim, este coeficiente é aplicado para reduzir a força elástica (F_{el}) calculada com base nas características dinâmicas do sistema estrutural e, por outro lado, é utilizado para amplificar os deslocamentos dos pisos obtidos do cálculo elástico.

2.2.5. REGRAS ESPECÍFICAS PARA ESTRUTURAS METÁLICAS E TIPOS DE ESTRUTURAS

Na Secção 6 do EC8 são estabelecidos, para os vários níveis de ductilidade estrutural (DCL, DCM ou DCH) o intervalo de valores para o coeficiente de comportamento, em função do princípio de projecto.

Tabela 2.1 – Gama de coeficientes de comportamento previstos no EC8

Princípio de projecto	Classe de ductilidade	Intervalo de valores de referência para coeficiente de comportamento q
Comportamento estrutural de baixa dissipação	DCL (Baixa)	$\leq 1,5 - 2$
Comportamento estrutural dissipativo	DCM (Média)	≤ 4 e limitado pela Tabela 2.2
	DCH (Alta)	Limitado pela Tabela 2.2

O coeficiente de comportamento a adoptar no dimensionamento de uma estrutura em aço é ainda dependente do sistema estrutural escolhido para resistir às acções horizontais. Para o efeito, o regulamento considera a classificação dos seguintes tipos de estruturas:

- Pórticos simples, resistem às acções horizontais essencialmente por flexão dos elementos e pela transmissão de momentos flectores nas ligações entre vigas e pilares;
- Pórticos com contraventamento centrado, resistem às acções horizontais por elementos sujeitos a esforços normais;
- Pórticos com contraventamento excêntrico, a resistência sísmica é assegurada por elementos à tracção e à compressão e por dissipação de energia nos ligadores sísmicos;
- Estruturas em pêndulo invertido, dissipam energia na base dos pilares;
- Estruturas com núcleos ou paredes de betão;
- Pórticos simples combinados com contraventamentos centrados;
- Pórticos simples combinados com enchimentos.

Na Tabela 2.2 apresentam-se os valores máximos previstos no EC8 do coeficiente de comportamento para os vários tipos de estruturas, com particular interesse nos valores referidos para os pórticos simples e para os contraventados que são os analisados neste trabalho.

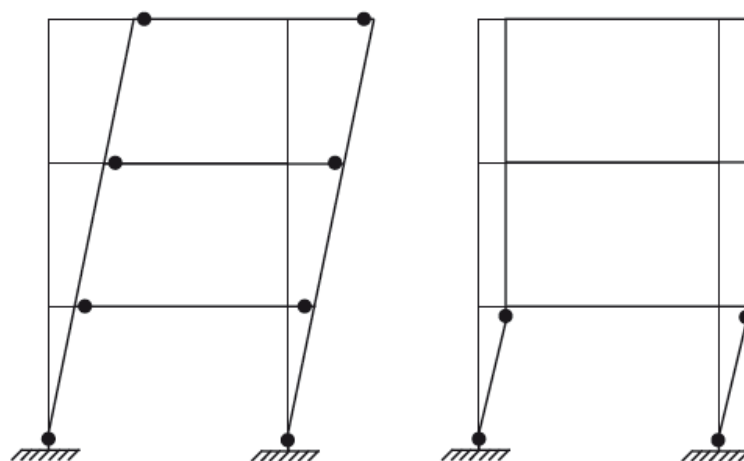
Tabela 2.2 – Coeficiente de Comportamento para estruturas regulares em altura (EC8)

Tipo de Estrutura	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
a) Pórticos simples	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
b) Pórticos com contraventamentos centrados		
Contraventamentos diagonais	4	4
Contraventamentos em V	2	2,5
c) Pórticos com contraventamentos excêntricos	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
d) Pêndulo invertido	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
e) Estruturas com núcleos ou paredes de betão	Ver a secção 5 (EC8)	
f) Pórticos simples com contraventamento centrado	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
g) Pórticos simples com enchimentos		
Enchimentos de betão ou de alvenaria não ligados, em contacto com o pórtico	2	2
Enchimentos de betão armado ligados	Ver a secção 7 (EC8)	
Enchimentos isolados de pórticos simples (ver pórticos simples)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Ao comportamento dissipativo das estruturas está associado o conceito de *capacity design*. Este conceito é prescrito pelo regulamento como regra essencial para o eficiente desempenho das estruturas quando a solicitação induzir deformações plásticas. Para que o sistema estrutural tenha um desempenho adequado durante a actuação de um sismo é necessário que ocorra a formação de um mecanismo de cedência estável em estado limite último (ELU). Deste modo, o *capacity design* baseia-se no controlo das zonas de plastificação. Para cada tipo de estrutura, o EC8 define quais os elementos que devem acomodar as deformações plásticas e quais devem permanecer em regime elástico, sendo os primeiros denominados de elementos dissipativos e os segundos de não-dissipativos.

A título de exemplo, para os pórticos simples deve ser aplicado o princípio de viga fraca/pilar forte, que tem como objectivo impor a formação de rótulas plásticas nas vigas de modo a garantir que não se formam mecanismos de rotura instáveis do tipo *soft-storey* (Figura 2.3).

No caso de pórticos com contraventamentos centrados é aplicado o mesmo conceito, mas neste tipo de estruturas os elementos considerados dissipativos são apenas as diagonais traccionadas, enquanto as vigas e os pilares devem garantir a capacidade resistente para as cargas verticais.

Figura 2.3 – Comportamento plástico uniforme vs *soft-storey* [4]

Através da Tabela 2.2 pode concluir-se que tanto nos pórticos simples como nos contraventados é possível adoptar-se um valor elevado para o coeficiente de comportamento e , portanto, é esperado que estes sistemas apresentem uma ductilidade considerável.

Contudo, é de referir que o valor do coeficiente de comportamento aplicado para reduzir o corte basal elástico é também o valor utilizado para a multiplicação dos deslocamentos, de acordo com as considerações do ponto 2.2.4. Posto isto, e atendendo à Equação 6, a escolha de um q elevado pode implicar dificuldades em controlar o coeficiente de sensibilidade, principalmente nos pórticos simples, dada a sua natureza flexível. Neste contexto, a nova metodologia de dimensionamento abordada no subcapítulo 2.3 apresenta uma forma de ultrapassar essa dificuldade.

Em função do coeficiente de comportamento considerado para o dimensionamento, o Eurocódigo 8 estabelece também limites para as classes das secções transversais (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 – Classe da secção em função do coeficiente de comportamento

Classe de ductilidade	Valor de referência do coeficiente de comportamento q	Classe de secção transversal necessária
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	Classe 1

Este requisito regulamentar pretende garantir que, para elevados níveis de ductilidade exigidos às estruturas, os elementos dissipativos disponham da capacidade resistente plástica sem ser afectados por efeitos de instabilidade local, e que os elementos não dissipativos não sejam também prejudicados por esses efeitos em regime linear, exigindo então secções transversais da classe 1 ou 2.

2.2.6. REGRAS E VERIFICAÇÕES RELATIVAS A PÓRTICOS SIMPLES

Para os pórticos simples, o regulamento refere que estes devem ser projectados de modo a que as rótulas plásticas se formem nas vigas ou nas ligações das vigas aos pilares, e não nos pilares, com excepção para a base do pórtico e o topo do último piso.

Nos elementos dissipativos, neste caso as vigas, deve verificar-se que o momento plástico total não é reduzido pelas forças de compressão e de corte nos locais onde se prevê a formação de rótulas plásticas. Para o efeito devem ser verificadas as condições:

$$\begin{aligned}\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} &\leq 1,0 \\ \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} &\leq 0,15 \\ \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} &\leq 0,5\end{aligned}\quad (\text{Eq.7, EC8 Cl. 6.6.2})$$

Em que M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} são os esforços de cálculo para a combinação de estado limite último (momento flector, esforço axial e transversal respectivamente);

O esforço transversal tem uma forma específica de cálculo, que tem em conta a situação mais desfavorável, com formação de rótulas plásticas em ambas as extremidades das vigas:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ são as resistências de cálculo de acordo com o Eurocódigo 3 [5].

Para os pilares (elementos não dissipativos), é necessário garantir a permanência em regime linear elástico. Deste modo, o cálculo dos esforços é efectuado com a aplicação do conceito *capacity design*, atendendo às seguintes expressões:

$$\begin{aligned}N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E}\end{aligned}\quad (\text{Eq.8, EC8 Cl. 6.6.3})$$

Onde:

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$ $V_{Ed,G}$) representam os esforços devidos às acções não sísmicas na combinação quase permanente ($G+\psi_2Q$);

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$ $V_{Ed,E}$) são os esforços resultantes da acção sísmica;

γ_{ov} e 1,1 são factores de majoração que têm em conta o facto de a resistência média do aço ser superior à nominal e por outro lado para entrar com o efeito do endurecimento (*hardening*). Segundo a norma, γ_{ov} toma o valor de 1,25;

Ω é o factor de sobrerresistência, considerado no EC8 como o valor mínimo em todas as zonas dissipativas de:

$$\Omega = \min \left(\frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right) \quad (\text{Eq.9})$$

Sendo $M_{pl,Rd,i}$ o momento plástico da viga i .

Este factor de sobrerresistência (Ω), da forma como é definido no regulamento, tem sido alvo de discussão, uma vez que pode ser consideravelmente subestimando nos casos em que haja preponderância das cargas verticais. Para contornar esta questão, aplica-se uma forma mais precisa de quantificar este factor (Elghazouli 2007) [6]

$$\Omega_{mod} = \min \left(\frac{M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}}{M_{Ed,E,i}} \right) \quad (\text{Eq.10})$$

Obtidos os esforços de cálculo do modo definido na Equação 8, procede-se às verificações de segurança seccionais e de estabilidade dos elementos não-dissipativos previstas no Eurocódigo 3.

Verificação seccional:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &\leq 0,25 N_{pl,Rd} \\ N_{Ed} &\leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma M_0 \\ M_{Ed} &\leq M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1 - n)}{(1 - 0,5a)} \\ V_{Ed} &\leq 0,5 V_{pl,Rd} \end{aligned} \quad (\text{Eq.11, EC3 Cl. 6.2.9})$$

Verificação da estabilidade do elemento:

$$\begin{aligned} \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} &\leq 1,0 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} &\leq 1,0 \end{aligned} \quad (\text{Eq.12, EC3 Cl. 6.3.3})$$

O EC8 também impõe a seguinte verificação em todos os nós das vigas com os pilares, de forma a evitar a formação de rótulas nos pilares (soft-storey).

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \geq 1,3 \quad (\text{Eq.13, EC8 Cl. 4.4.2.3})$$

M_{Rc} representa o momento resistente dos pilares e M_{Rb} o das vigas.

Por último, é efectuada uma verificação da resistência ao esforço transversal dos painéis de alma nas ligações viga-pilar de acordo com a expressão:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Eq.14, EC8 Cl. 6.6.3})$$

Onde $V_{wp,Ed}$ é o valor de cálculo do esforço transversal no painel da alma do pilar e $V_{wp,Rd}$ a respectiva resistência.

Sempre que não seja satisfeito este requisito é necessário colocar esquadros de reforço (Figura 2.4).

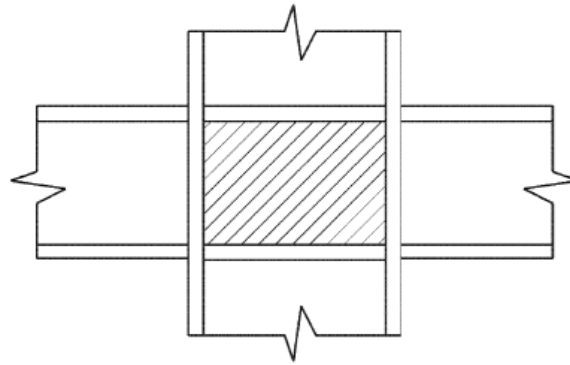


Figura 2.4 – Painel da alma confinado por banzos e esquadros de reforço

Em relação às verificações de deformações, impõe-se que o coeficiente de sensibilidade (θ) seja inferior a 0,1, para dispensar-se a consideração dos efeitos de segunda ordem. Em relação aos deslocamentos entre pisos, para satisfazer o requisito de limitação de danos, deve ser verificado o limite (caso específico de edifícios com elementos não estruturais dúcteis):

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (\text{Eq.15, EC8 Cl. 4.4.3.2})$$

Em que

d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos (drift), $d_r = (A_{e,i} - A_{e,i-1}) \cdot q$

v é o coeficiente de redução para sismos com maior probabilidade de ocorrência. O Anexo Nacional do EC8 atribui a este coeficiente o valor de 0,4 para a acção sísmica tipo 1 e 0,55 para a acção tipo 2.

h é a altura do piso

2.2.7. REGRAS E VERIFICAÇÕES RELATIVAS A PÓRTICOS CONTRAVENTADOS CENTRADOS

De acordo com o regulamento, os pórticos com contraventamentos centrados devem ser projectados de modo a que sejam as diagonais os elementos dissipativos. Estes elementos devem ser dispostos de forma tendencialmente simétrica para que a estrutura apresente igual capacidade resistente sob a inversão de esforços.

Nesta configuração estrutural, apenas as vigas e pilares são considerados para resistirem a cargas gravíticas (são os elementos não dissipativos). As diagonais de contraventamento têm o propósito de resistirem exclusivamente às acções horizontais. De acordo com o Eurocódigo 8, numa análise elástica da estrutura sob a acção de um sismo, apenas as diagonais traccionadas devem ser consideradas.

Estes elementos de contraventamento devem ainda respeitar um conjunto de requisitos (EC8, Cl. 6.7.3), entre os quais, limitação da esbelteza normalizada (Eq.16) e do esforço normal (Eq.17), bem como apresentar um comportamento dissipativo homogéneo que se impõe por limitação da diferença entre os valores das sobrerresistências máxima e mínima de todas as diagonais dos contraventamentos (Eq.18).

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (\text{Eq.16})$$

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (\text{Eq.17})$$

$$\frac{\Omega_{máx}}{\Omega_{mín}} \leq 1,25 \quad (\text{Eq.18})$$

As vigas e os pilares devem ser dimensionados em fase elástica, respeitando a condição de *capacity design*:

$$E_d = E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega E_{d,E} \quad (\text{Eq.19, EC8 Cl. 6.7.4})$$

Onde

$$\Omega = \min\left(\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right) \quad (\text{Eq.20})$$

Após o cálculo dos esforços pela combinação de efeitos (Eq.19), a verificação de segurança das vigas e dos pilares é efectuada atendendo às disposições do EC3, enunciadas na Equação 11.

O EC8 (Cl. 6.7.4(3)) faz ainda referência aos casos em que as diagonais traccionadas e comprimidas não se cruzam, devendo ser tido em conta os esforços que se desenvolvem nos elementos adjacentes às diagonais comprimidas, através de forças iguais à resistência de cálculo à encurvadura dessas diagonais ($N_{b,Rd}$).

A verificação de deformações é efectuada de igual modo como considerado para os pórticos simples, impondo $\theta \leq 0,1$ para dispensar-se a consideração dos efeitos P-Δ

Para satisfazer o critério de limitação de danos aplica-se a Equação 15, com o objectivo de limitar os drifts durante um sismo de menor intensidade a 0,75% da altura do piso, admitindo tratar-se de edifícios com elementos não estruturais dúcteis.

2.3. IMPROVED FORCE-BASED DESIGN

A metodologia de dimensionamento aqui apresentada, denominada IFBD [2], pretende conduzir a soluções mais eficientes e por isso mais económicas. O processo de dimensionamento é muito semelhante ao indicado no EC8 e não implica qualquer alteração das verificações e/ou imposições regulamentares.

Este método baseia-se numa selecção criteriosa do valor do coeficiente de comportamento (q), em vez da forma tabelada com que o regulamento apresenta os valores para este coeficiente. Assim, atendendo às propriedades da estrutura que se pretende dotar de resistência às acções sísmicas, procura-se um valor mais adequado do coeficiente de comportamento que respeita os valores máximos propostos pelo EC8 e verifica todas as disposições regulamentares. De seguida apresentam-se os passos essenciais desta metodologia:

1. Determinação do corte basal elástico com base nas características dinâmicas da solução estrutural resultante do dimensionamento para cargas verticais.
2. Verificação da condição de limitação das deformações entre pisos para o sismo frequente (Cl. 4.4.3 do EC8). Este passo poderá ser iterativo dada a eventual necessidade de se proceder a uma nova escolha de secções.
3. Estimativa do coeficiente de comportamento através da comparação entre o corte basal elástico associado à solução estrutural resultante do passo anterior e a uma estimativa da capacidade resistente da estrutura (V_{ly}) na formação da primeira rótula plástica, facilmente obtida através de uma análise elástica.
4. Análise elástica da estrutura e quantificação do coeficiente de sensibilidade (θ) para cada andar. Este passo poderá também ser iterativo dada a eventual necessidade de se proceder a uma nova escolha de secções para manter os valores de θ dentro dos limites regulamentares.
5. Cálculo do corte basal de dimensionamento (V_d) aplicando o valor estimado do coeficiente de comportamento e distribuição do mesmo pelos pisos da estrutura.
6. Verificações de segurança dos elementos estruturais dissipativos e não-dissipativos.

Conforme se pode concluir, as principais diferenças entre a metodologia aqui apresentada e a prevista no EC8 residem na sequência de passos e no facto do coeficiente de comportamento ser avaliado com base nas características mecânicas da estrutura em análise.

A verificação das deformações como primeiro passo justifica-se pelo facto desta verificação ser independente do coeficiente de comportamento, atendendo à regra da igualdade deslocamentos referida em 2.2.4 ($\mu = q$).

A metodologia descrita pretende reflectir a necessidade de, para o caso de estruturas metálicas de ligações rígidas, se controlar a rigidez da estrutura numa fase inicial do dimensionamento. Este parâmetro está directamente relacionado com o nível de resistência lateral da estrutura e influencia determinantemente a gama de valores a adoptar em termos do coeficiente de comportamento.

Neste método, o coeficiente de comportamento é obtido com base no corte basal necessário para a formação da primeira rótula plástica, como apresentado na Eq.21:

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_{1y}} \quad (\text{considerando } V_d = V_{1y}) \quad (\text{Eq.21})$$

As grandezas consideradas no procedimento são ilustradas na Figura 2.5. Esta representação de uma resposta lateral típica permite uma interpretação mais clara do processo descrito.

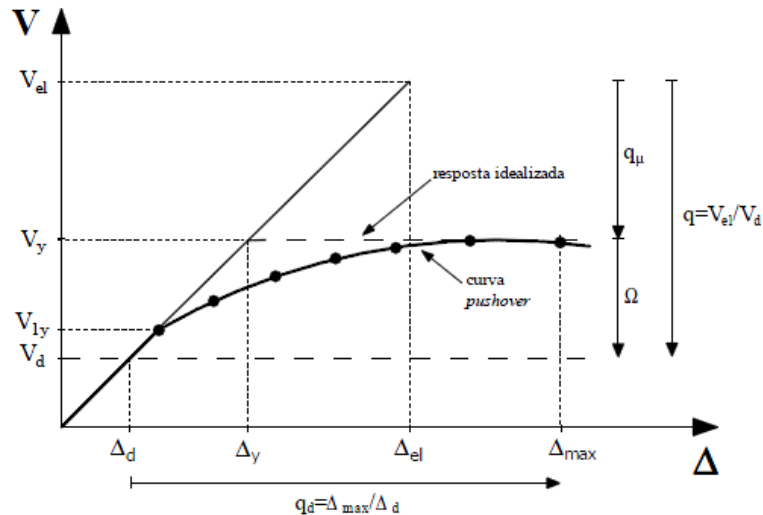


Figura 2.5 – Curva de resposta lateral (Castro, Miguel)

O coeficiente de comportamento pode ainda ser decomposto em duas componentes, com base numa curva de resposta experimental definida em termos do corte basal (V) e do deslocamento horizontal do último piso (Δ) de dada estrutura, da seguinte forma:

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el}}{V_y} \times \frac{V_y}{V_d} = q_\mu \times \Omega \quad (\text{Eq.22})$$

Os termos q_μ e Ω representam respectivamente as componentes de ductilidade e sobre-resistência do coeficiente de comportamento. A aplicação da metodologia aqui apresentada permite actuar essencialmente ao nível da sobre-resistência, recorrendo a um processo iterativo que tem por objectivo igualar o corte basal de cálculo (V_d) ao corte que provoca o início da cedência da estrutura (V_{1y}).

Esta abordagem, que admite a selecção de um coeficiente de comportamento (q) mais adequado à solução estrutural que se pretende adoptar, tem uma influência directa nas verificações de segunda ordem. Através da relação apresentada na Eq.6, é possível afirmar que a consideração dos efeitos P-Δ depende essencialmente do coeficiente de comportamento e da rigidez lateral de cada andar da estrutura. Assim, ao considerar-se um coeficiente de comportamento menor que o máximo proposto pelo EC8 para uma dada classe de ductilidade, isso reflectir-se-á directamente na rigidez que a estrutura terá de apresentar para cumprir o limite de θ . Deste modo, a escolha de um q mais adequado pode traduzir-se na possibilidade de adoptar secções menos robustas e que verificam de igual forma todas as disposições regulamentares, desde que sejam os efeitos de segunda ordem o critério mais condicionante no dimensionamento sísmico.

3

DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS METÁLICOS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feito o dimensionamento sísmico de pórticos metálicos simples e contraventados que constituem a estrutura de um edifício de habitação localizado na zona de Lisboa.

A estrutura é dimensionada de acordo com os critérios previstos no EC8, para o nível de ductilidade pretendido DCM, e também pela metodologia IFBD.

O estudo é efectuado para duas alturas distintas do edifício e no final do dimensionamento de cada pórtico é feita uma comparação entre as soluções obtidas pelas diferentes metodologias, sendo ainda apresentado no final do capítulo uma análise comparativa entre os dois tipos de pórticos.

3.2. ESTUDO PARAMÉTRICO

Este estudo engloba dois tipos de pórticos correntemente utilizados para resistir a acções sísmicas, inseridos num edifício de habitação que é estudado para duas alturas: 5 e 8 pisos. No dimensionamento sísmico destes pórticos são aplicadas diferentes metodologias como se apresenta na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Estruturas e metodologias abordadas no estudo paramétrico

Configuração estrutural	Tipologia	Metodologia de dimensionamento
5 pisos/8 pisos	Pórtico	EC8 (DCM; $q = 4$)
	Simples	IFBD
	Pórtico	EC8 (DCM; $q = 4$); IFBD
	Contraventado	Procedimento alternativo ¹

¹ Procedimento que contempla uma intervenção na geometria seccional das diagonais

O dimensionamento por meio destas metodologias, deste conjunto de estruturas, permite avaliar qual a metodologia mais adequada a cada configuração de pórtico, comparar o processo de dimensionamento dos dois pórticos em questão e identificar as vantagens e as limitações de cada metodologia.

No que concerne a limitações/dificuldades enfrentadas em relação ao método de dimensionamento e em função do tipo de pórtico são propostas algumas soluções possíveis.

3.3. CONFIGURAÇÕES ESTRUTURAIS

O edifício analisado é constituído por dois tipos de pórticos que suportam as acções verticais e horizontais de projecto. Na direcção longitudinal (X), a estrutura é composta por três pórticos simples (MRF) com três vãos de 6m e na direcção transversal (Y), por dois pórticos contraventados centrados (CBF, um em cada extremidade) com dois vãos de 6m, como ilustra a Figura 3.1. A ligação entre os pórticos simples é feita através de vigas secundárias de 6m de comprimento que também suportam as lajes de betão armado unidireccionais.

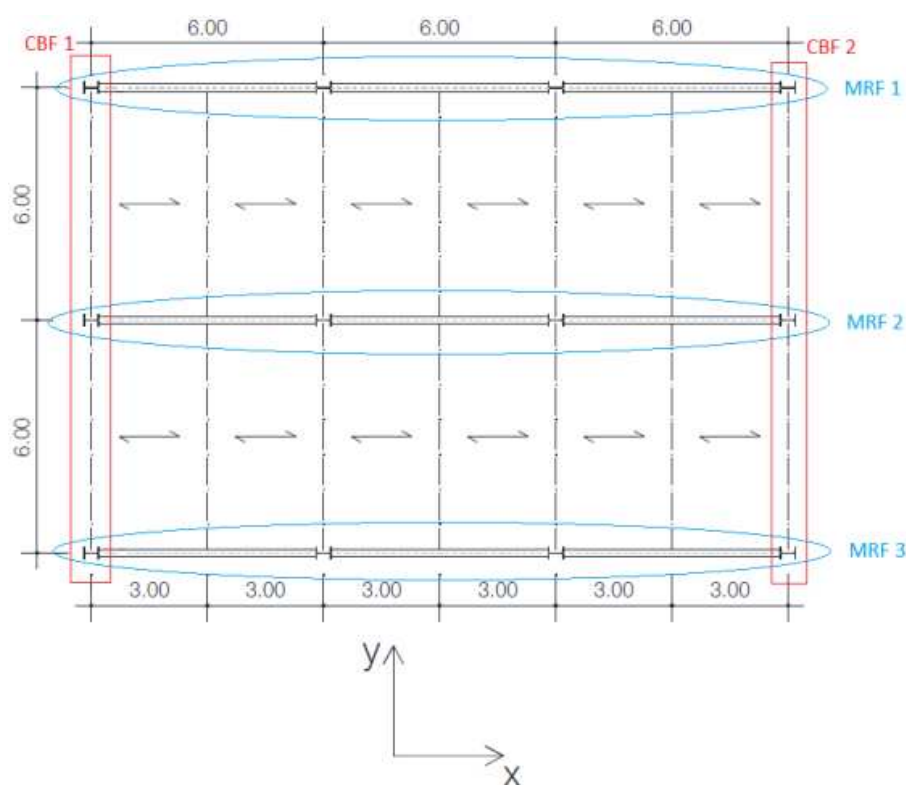


Figura 3.1 – Planta do edifício

As Figuras 3.2 a 3.5 apresentam o alçado das diferentes tipologias de estruturas abordadas no estudo paramétrico. Em todos os casos de estudo o edifício apresenta um pé-direito de 4.5m no primeiro andar e 3.5m nos restantes.

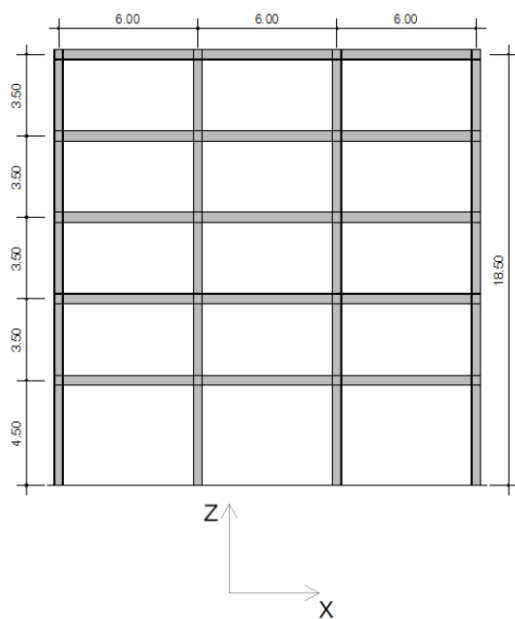


Figura 3.2 – Alçado do pórtico simples de 5 pisos

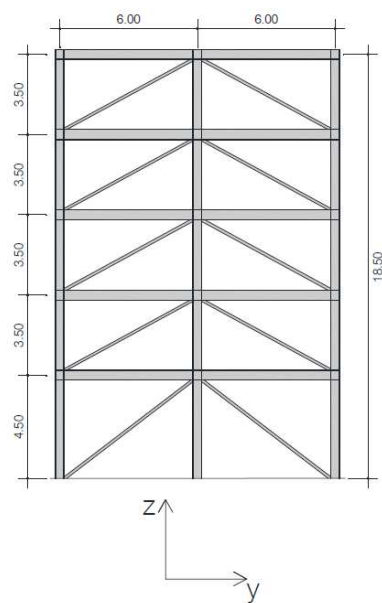


Figura 3.3 – Alçado do pórtico contraventado de 5 pisos

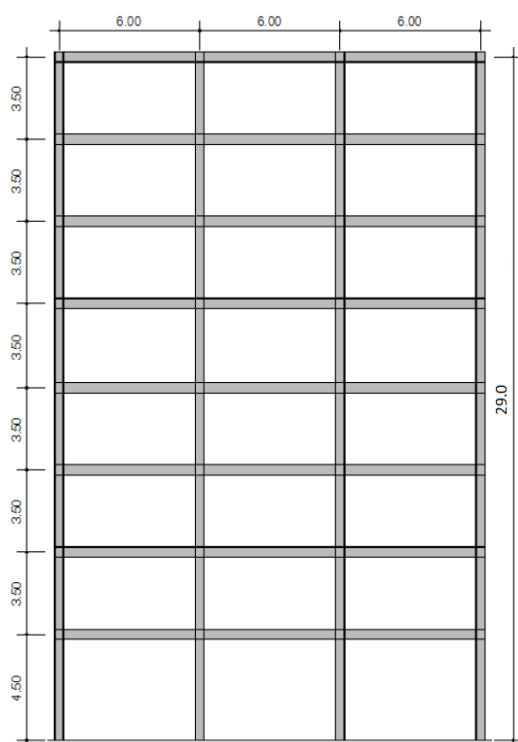


Figura 3.4 – Alçado do pórtico simples de 8 pisos

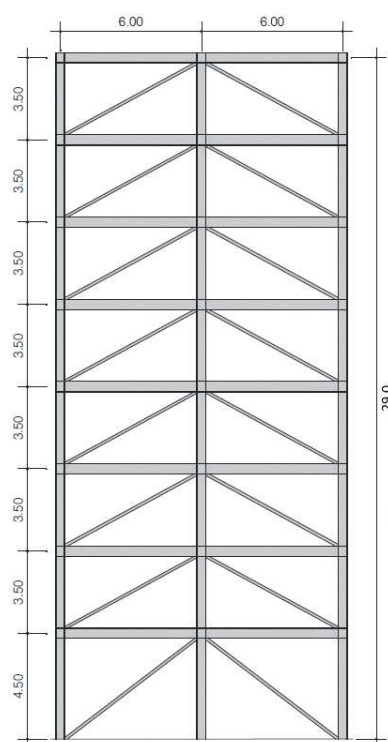


Figura 3.5 – Alçado do pórtico contraventado de 8 pisos

3.4. DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS

Na Tabela 3.2 são apresentados os valores característicos das cargas consideradas no dimensionamento estrutural, tendo em atenção as características ocupacionais do edifício.

Tabela 3.2 – Cargas verticais para dimensionamento

	Cargas permanentes (kN/m ²)	Sobrecargas (kN/m ²)
Cobertura	4,75	1,0
Piso tipo	5,75	2,0

De acordo com a Figura 3.1, a transmissão das cargas verticais aos pórticos simples é efectuada pelas vigas secundárias sob a forma de cargas concentradas, como descrito pela Figura 3.6 e pela Tabela 3.3.

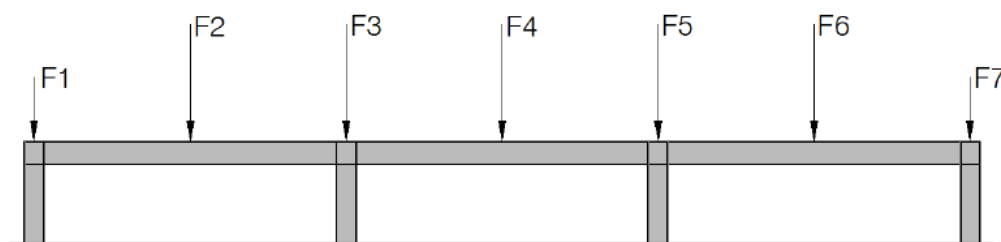


Figura 3.6 – Distribuição das cargas gravíticas num piso de um pórtico simples

Tabela 3.3 – Cargas gravíticas para o dimensionamento do pórtico simples (MRF 2)

	Carga	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	F4 (kN)	F5 (kN)	F6 (kN)	F7 (kN)
Cobertura	G _k	42,75	85,5	85,5	85,5	85,5	85,5	42,75
	Q _k	9	18	18	18	18	18	9
Piso Tipo	G _k	51,75	103,5	103,5	103,5	103,5	103,5	51,75
	Q _k	18	36	36	36	36	36	18

Já nos pórticos contraventados, a transmissão das cargas é realizada por forças distribuídas e concentradas tal como apresentado na Figura 3.7 e na Tabela 3.4.

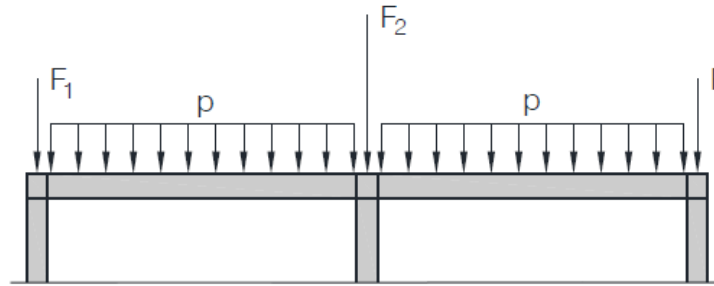


Figura 3.7 – Distribuição das cargas gravíticas num piso de um pórtico contraventado

Tabela 3.4 – Cargas gravíticas para o dimensionamento do pórtico contraventado

Carga		p (kN/m)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)
Cobertura	G _k	7,13	21,38	42,75
	Q _k	1,50	4,50	9,00
Piso Tipo	G _k	8,63	25,88	51,75
	Q _k	3,00	9,00	18,00

3.5. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

No processo de dimensionamento é utilizado aço da classe S275, laminado a quente, caracterizado por uma tensão de cedência nominal (f_y) com o valor de 275 MPa (Quadro 3.1, Cl. 3.1 do EC3).

Os perfis adoptados têm as características apresentadas nos catálogos comerciais da marca Arcelor-Mittal para os pilares e vigas, das gamas HE e IPE respectivamente. Nas diagonais de contraventamento são aplicados preferencialmente perfis tubulares circulares (CHS) e quadrados (SHS), do fabricante CORUS.

É de referir também que o aço utilizado tem as características enunciadas no ponto 3.2.6 do EC3:

- módulo de elasticidade: $E = 210$ GPa;
- módulo de distorção: $G = 81$ GPa;
- coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$.

3.6. ACÇÃO SÍSMICA E METODOLOGIA DE ANÁLISE

Para a definição da acção sísmica são considerados os seguintes parâmetros:

- localização do edifício: Lisboa;
- tipo do solo: B;
- amortecimento: 5% ($\eta = 1$);
- classe de importância da estrutura: II (coeficiente de importância $\gamma_I = 1,0$)

Tabela 3.5 – Parâmetros relativos à acção sísmica Tipo 1 (EC8)

a_{gR}	Tipo de solo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1,5	B	1,292	0,10	0,60	2,0

Tabela 3.6 – Parâmetros relativos à acção sísmica Tipo 2 (EC8)

a_{gR}	Tipo de solo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
1,7	B	1,268	0,10	0,25	2,0

Os espectros de cálculo em acelerações definidos no Eurocódigo 8 podem ser obtidos através das seguintes expressões (EC8 Cl.3.2.2.5):

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{Eq. 23}$$

Em que:

$S_d(T)$ aceleração espectral de cálculo;

q coeficiente de comportamento;

β coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Nos dimensionamentos que se seguem são utilizados diferentes coeficientes de comportamento (q). A título de exemplo, são apresentados na Figura 3.8 os espectros de resposta elástica e de cálculo para os dois tipos de acção sísmica, considerando uma classe de ductilidade média (DCM), com o máximo coeficiente de comportamento permitido pelo regulamento, isto é, $q = 4$.

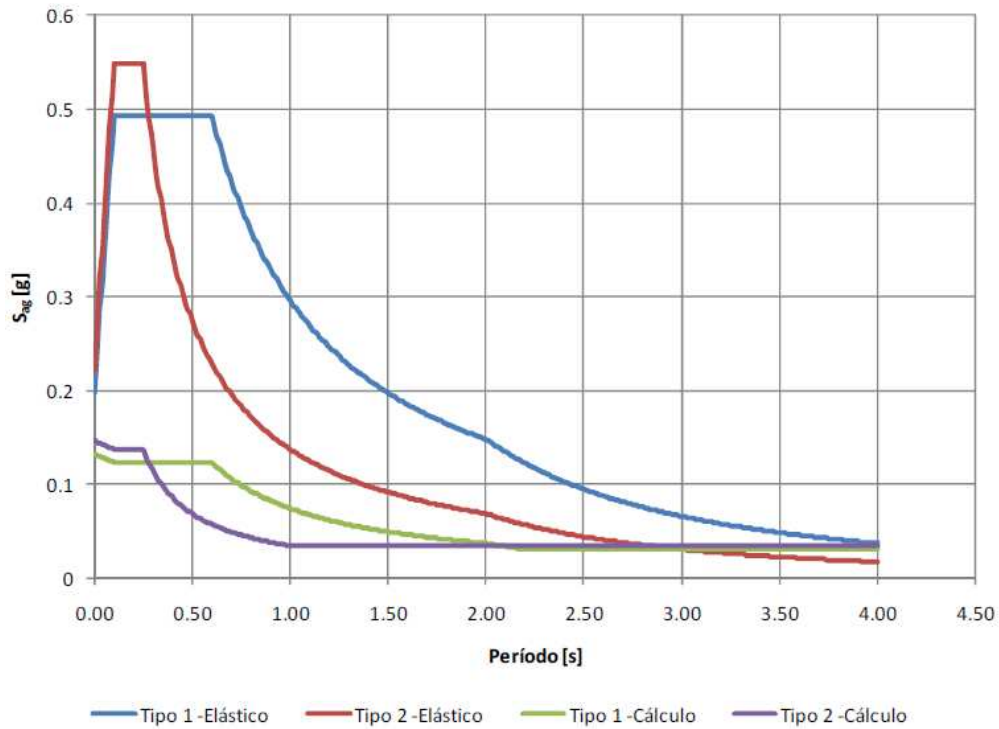


Figura 3.8 – Espectro de resposta elástica e de cálculo ($q = 4$)

O dimensionamento sísmico dos pórticos apresentados é realizado com base no método das forças horizontais equivalentes (EC8 Cl.4.3.3.2). Este método pode ser utilizado para estruturas com regularidade em planta e em altura, que é o caso das estruturas em estudo. Por outro lado, para que se possa aplicar, é necessário que se verifique a seguinte condição:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Eq.23, EC8 Cl. 4.3.3.2.1})$$

Onde T_1 é o período fundamental da estrutura. O EC8 propõe a seguinte fórmula para o cálculo do corte basal de dimensionamento (F_b):

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Eq.24, EC8 Cl. 4.3.3.2.2})$$

Onde m é a massa total do edifício, e λ representa o factor de redução da massa modal, que para estruturas com baixo período de vibração corresponde a uma massa cerca de 15% inferior à massa total sísmica do edifício. Assim, de acordo com cláusula 4.3.3.2.2 do EC8, quando o edifício tiver mais de dois pisos e $T_1 \leq 2T_C$, pode-se utilizar o valor de $\lambda = 0,85$, caso contrário, $\lambda = 1,0$.

Para a distribuição das forças pela estrutura, foi adoptada a proposta do EC8, isto é, as forças a aplicar ao nível dos pisos são proporcionais à massa (m_i) e à altura (z_i) do piso:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (\text{Eq.25, EC8 Cl. 4.3.3.2.3})$$

Os efeitos acidentais de torção são considerados de acordo com as cláusulas 4.3.2 e 4.3.3.2.4 do EC8:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (\text{Eq.26})$$

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (\text{Eq.27})$$

Sendo as forças sísmicas horizontais, F_i , amplificadas pelo coeficiente δ :

$$F_{i,amp.} = F_i \times \delta \quad (\text{Eq.28})$$

3.7. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS SIMPLES DE 5 PISOS

3.7.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

O pórtico simples considerado nos dimensionamentos que se seguem é o central, designado de MRF 2 na Figura 3.1. Para este pórtico metálico efectua-se inicialmente o dimensionamento para os Estados Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS) de acordo com os critérios previstos no Eurocódigo 3 [5]. Na escolha das secções, para cada elemento é considerada a resistência seccional e eventual redução devido ao efeito de instabilidade. São também verificados os limites de deformação vertical regulamentares.

É ainda importante referir que o dimensionamento estático tem em conta as imperfeições para análise global de pórticos de acordo com a cláusula 5.3.2 do EC3.

A combinação de acções considerada para ELU é a prevista no Eurocódigo 0 [8] (EC0, Cl. 6.4.3).

$$F_d = 1.35 G_k + 1.5 Q_K \quad (\text{Eq. 29})$$

Para a verificação das deformações em ELS foi considerada a combinação prescrita pelo EC3 (NA-7.2.1(1)B).

$$F_d = 1.0 G_k + 1.0 Q_{kl} + \psi_{1i} Q_{ki} \quad (\text{Eq. 30})$$

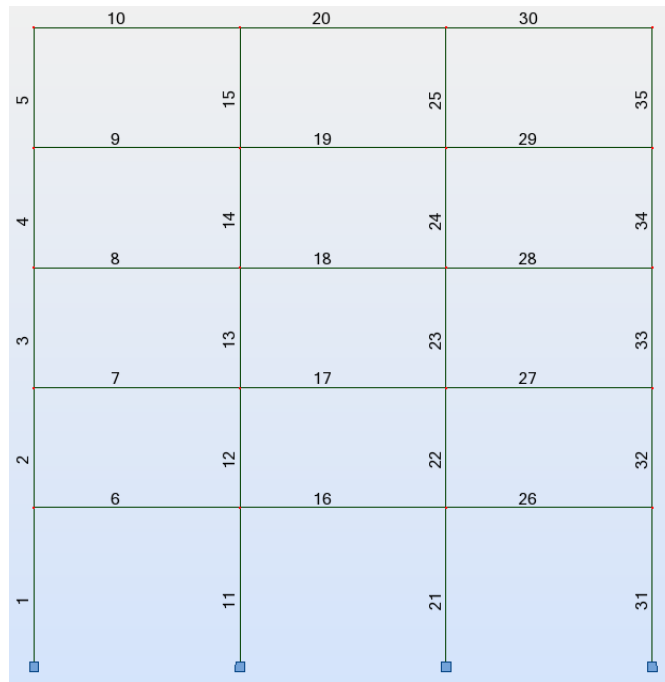


Figura 3.9 – Modelo estrutural do pórtico simples de 5 pisos

Na Tabela 3.8 apresentam-se as secções finais adoptadas para as vigas e pilares do pórtico em estudo. Para as vigas foi verificado o ELU e ELS, podendo ser consultadas as flechas em serviço na Tabela 3.9. As secções dos pilares apresentam valores de esforços seccionais resistentes bastante superiores ao valor dos esforços actuantes (Tabela 3.7), devido à redução de capacidade resistente pelo efeito de encurvadura por flexão. Outra razão que justifica a adopção de perfis mais robustos é a necessidade de conferir uma rigidez lateral suficiente para controlar a mobilidade lateral da estrutura.

Tabela 3.7 – Esforços axiais devido às cargas gravíticas no pórtico simples de 5 pisos

Piso	N _{Ed} (kN)		Área mínima (cm ²)	
	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Pilares Exteriores
5	290	138	10,53	5,02
4	679	330	24,70	12,01
3	1069	523	38,86	19,03
2	1458	717	53,02	26,08
1	1849	909	67,25	33,06

Tabela 3.8 – Secções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico simples de 5 pisos

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
5	HE 280 B	HE 240 B	IPE 300
4	HE 280 B	HE 240 B	IPE 300
3	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300
2	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300
1	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300

Tabela 3.9 – Flechas máximas das vigas para ELS (MRF - 5 pisos)

	Secção	Flecha máxima (mm)	$\delta_{max,EC3} = L/250$ (mm)
Cobertura	IPE 300	8,1	24
Piso Tipo	IPE 300	10	24

Com as secções calculadas para as acções gravíticas, obtém-se a estrutura que servirá de ponto de partida para o dimensionamento sísmico.

3.7.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS

A combinação de acções utilizada para o dimensionamento sísmico em ELU é a prevista no EC0 (Cl. 6.4.3.4):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,1} \times Q_{k,i} + A_{Ed} \quad (\text{Eq. 31})$$

onde G_k e Q_k são as acções devido às cargas características permanentes e sobrecargas, respectivamente. O parâmetro ψ_2 é considerado igual a 0.3 para os pisos correntes e 0.0 para a cobertura. Na combinação o valor A_{Ed} refere-se à acção correspondente ao carregamento sísmico.

De seguida, apresentam-se as massas consideradas para o dimensionamento sísmico, por piso do edifício e por piso de pórtico analisado (Tabela 3.10). A massa considerada no pórtico corresponde a um terço da massa total para a combinação quase permanente, uma vez que estão previstos três pórticos de igual rigidez para as acções horizontais segundo a direcção X.

Tabela 3.10 – Massas por piso do edifício e do pórtico simples de 5 pisos

Piso	Área (m²)	Massa do edifício (t)		Massa no pórtico (t)
		Gk	$\Psi_2.Qk$	
5	216	102,6	0	34,2
4		124,2	12,96	45,72
3		124,2	12,96	45,72
2		124,2	12,96	45,72
1		124,2	12,96	45,72
			$\Sigma =$	217,08

A distribuição em altura das forças horizontais equivalentes é feita conforme a Equação 25 e tendo em consideração o multiplicador δ , que traduz os efeitos de torção do modo descrito nas Equações 26 a 28.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times 12 = \pm 0,6m$$

$$\delta = 1 + 1,2 \times \frac{2 \times 0,6}{12} = 1,12$$

Chama-se especial atenção para o facto de o dimensionamento sísmico segundo uma análise linear elástica, com recurso a forças horizontais equivalentes, ser aplicável apenas a estruturas com baixo período de vibração, como enunciado na Cláusula 4.3.3.2.1 do EC8 (Eq.23). Este requisito impõe um limite para o período fundamental de vibração ($T_1 < 4T_C$) que nem sempre se consegue respeitar para a acção sísmica Tipo 2 ($4T_{C2} = 4 \times 0,25 = 1,0s$). Contudo, pode constatar-se pelo espectro de resposta de cálculo (Figura 3.8) que a acção sísmica mais condicionante é a Tipo 1, para a gama de períodos fundamentais das estruturas analisadas neste trabalho (T_1 aproximadamente entre 1,0s a 1,6s).

Refere-se a este propósito, que a verificação dos efeitos de segunda ordem é independente do tipo de acção considerada (Eq.6) e que o requisito de limitação de danos é mais condicionante para a acção sísmica Tipo 1 devido à maior intensidade deste tipo de acção como acima referido. Para ser correctamente considerada a acção sísmica Tipo 2 seria necessário recorrer a outro método de análise, como por exemplo análise modal por espectro de resposta, situação não considerada no âmbito deste estudo.

Deste modo, sempre que o período fundamental da estrutura for superior a 1,0s ($4T_{C2}$) é efectuada uma análise sísmica pelo método das forças laterais apenas para a acção sísmica Tipo 1.

Por fim refere-se que nos dimensionamentos sísmicos a seguir apresentados impõe-se o limite do coeficiente de sensibilidade $\theta \leq 0.1$ de modo a poder dispensar-se a consideração dos efeitos de segunda ordem. Em relação critério de limitação de danos, é fixado o limite de deslocamento entre pisos sob acção sísmica de menor intensidade a 0.75% da altura do andar (Eq.15).

a) Metodologia: EC8 (DCM; $q = 4$)

Atendendo a uma análise linear elástica verifica-se que para a acção sísmica Tipo 1, as secções dimensionadas para resistirem às acções gravíticas satisfazem o estado de limitação de danos, mas não

verificam a condição $\theta \leq 0.1$, sendo necessário proceder à rigidificação da estrutura (Valores das deformações entre pisos e dos coeficientes de sensibilidade em anexo).

A solução final apresentada na Tabela 3.11 foi obtida de forma iterativa, aumentando primeiro a secção dos pilares e só depois a secção das vigas de modo a respeitar a condição de ductilidade local ao nível dos nós viga-pilar (*capacity design*) $\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \geq 1.3$.

Tabela 3.11 – Secções finais do pórtico simples de 5 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
5	HE 450 B	HE 450 B	IPE 300
4	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400
3	HE 500 B	HE 500 B	IPE 400
2	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450
1	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450

As secções propostas para o pórtico simples de 5 pisos verificam as condições impostas pelo método de dimensionamento sísmico adoptado, verificando o estado de limitação de danos e dispensando a consideração dos efeitos de segunda ordem (valores detalhados em anexo).

Em anexo apresentam-se as verificações de segurança dos elementos estruturais mais condicionantes, atendendo aos critérios previstos nos EC3 e EC8.

b) Metodologia: IFBD

A determinação do corte basal de dimensionamento (V_d) nesta metodologia, passa pela determinação da força de corte necessária (V_{1y}) para o aparecimento da primeira rótula plástica na viga mais crítica, isto é, impõe-se que $V_d = V_{1y}$.

O espectro de acelerações elástico regulamentar, em conjunto com os dados relativos às características dinâmicas da estrutura, permitem determinar o valor do corte basal elástico (V_{el}). Por outro lado, com base na análise elástica, é possível estimar qual o valor do corte basal necessário para que se forme a primeira rótula plástica. Com a razão destes valores determina-se o coeficiente de comportamento (q) mais ajustado às características reais da estrutura em análise.

O processo inicia-se com a estrutura obtida do dimensionamento para cargas gravíticas, determinando-se o coeficiente de comportamento através da aplicação do procedimento acima descrito.

Para ter em consideração o efeito amplificador devido aos efeitos de torção é preciso ter em atenção a seguinte relação:

$$q = \frac{V_{el}}{V_d} = \frac{V_{el} \cdot \delta}{V_d \cdot \delta} \Leftrightarrow q = \frac{V_{el} \cdot \delta}{V_{1y}} \quad (\text{com } V_d \cdot \delta = V_{1y}) \quad (\text{Eq.32})$$

Contudo, com as secções gravíticas apresentadas na Tabela 3.8, a estrutura não verifica a condição $\theta \leq 0.1$, logo há necessidade de rigidificar o pórtico. Após um processo iterativo, adoptam-se as secções da Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Secções finais do pórtico simples de 5 pisos (IFBD)

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
5	HE 320 B	HE 320 B	IPE 300
4	HE 320 B	HE 320 B	IPE 330
3	HE 360 B	HE 360 B	IPE 330
2	HE 360 B	HE 360 B	IPE 330
1	HE 360 B	HE 360 B	IPE 360

A estrutura apresentada com as secções da Tabela 3.12 e analisada de acordo com a metodologia IFBD, verifica a segurança em todos os elementos estruturais, de acordo com o EC3 e o EC8. Neste caso adoptou-se um coeficiente de comportamento $q = 1,85$.

3.7.3. SOLUÇÕES OBTIDAS NOS DIFERENTES DIMENSIONAMENTOS

Tabela 3.13 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico simples de 5 pisos

Solução	q	Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
Gravítica	* ²	5	HE 280 B	HE 240 B	IPE 300	1,58	11,24
		4	HE 280 B	HE 240 B	IPE 300		
		3	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300		
		2	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300		
		1	HE 300 B	HE 260 B	IPE 300		
EC8 (DCM)	4	5	HE 450 B	HE 450 B	IPE 300	0,81	19,35
		4	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400		
		3	HE 500 B	HE 500 B	IPE 400		
		2	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450		
		1	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450		
IFBD	1,85	5	HE 320 B	HE 320 B	IPE 300	1,21	14,51
		4	HE 320 B	HE 320 B	IPE 330		
		3	HE 360 B	HE 360 B	IPE 330		
		2	HE 360 B	HE 360 B	IPE 330		
		1	HE 360 B	HE 360 B	IPE 360		

² A solução não verifica as condições do EC8

Em função das propriedades das estruturas apresentadas (sobretudo rigidez e consequentes características dinâmicas), resumem-se na Tabela 3.14 os parâmetros de dimensionamento relativos à acção sísmica Tipo 1, em termos elásticos e de cálculo e também a estimativa do corte basal que dá origem ao início da plastificação do sistema estrutural (V_{1y}).

Tabela 3.14 – Resumo dos cortes basais para o pórtico simples de 5 pisos

	EC8 ($q = 4$)	IFBD ($q = 1,85$)
Vel	662,21	521,53
Vel $\cdot\delta$	741,68	584,11
Vd	165,55	282,14
Vd $\cdot\delta$	185,42	315,99
V _{1y}	773,93	315,99

A análise das Tabelas 3.13 e 3.14 permite tecer algumas considerações em relação às soluções estruturais obtidas após o dimensionamento sísmico. Para o caso do pórtico simples calculado pela abordagem do EC8 ($q=4$) verifica-se uma exigência consideravelmente elevada de rigidez lateral para que se possam dispensar os efeitos de segunda ordem, impondo secções robustas em todos os elementos. Em consequência, esta solução apresenta capacidade para resistir ao sismo em regime linear elástico, uma vez que o corte basal que conduz ao início da plastificação da estrutura é superior ao máximo corte estimado para a acção sísmica Tipo 1 ($V_{1y} = 773,93 \text{ kN} > V_{el} \cdot \delta = 741,68 \text{ kN}$). Esta situação denuncia uma estrutura claramente sobredimensionada face ao comportamento dissipativo que se esperava obter.

Já no caso do pórtico dimensionado de acordo com a metodologia IFBD ($q=1,85$) destaca-se a igualdade entre os valores da acção de cálculo ($V_d \cdot \delta$) e do corte que provoca a cedência (V_{1y}), o que sugere efectivamente um comportamento dissipativo em regime não linear. Com a aplicação de um coeficiente de comportamento menor que o sugerido pelo EC8 consegue-se uma estrutura menos rígida e consideravelmente mais económica, respeitando igualmente todas as disposições regulamentares.

3.8. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS DE 5 PISOS

3.8.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

Inicialmente, o pórtico é dimensionado para os Estados Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS), de acordo com os critérios prescritos pelo EC3. Neste caso em particular dos pórticos contraventados, já são conhecidas as secções dos pilares, uma vez que já foi efectuado o dimensionamento para a direcção longitudinal, sendo estes pilares os de extremidade dos pórticos simples estudados na Secção 3.7. Assim, procede-se neste ponto ao dimensionamento das vigas.

Como referido no EC8 (Cl. 6.7.2), para o dimensionamento de pórticos com contraventamentos diagonais numa análise elástica, consideram-se apenas as diagonais em tracção (Figura 3.10). Refere também o regulamento que nas condições de força gravítica, devem considerar-se que apenas as vigas e os pilares resistem a essas cargas, obrigando desta forma que as diagonais resistam apenas a acções horizontais.

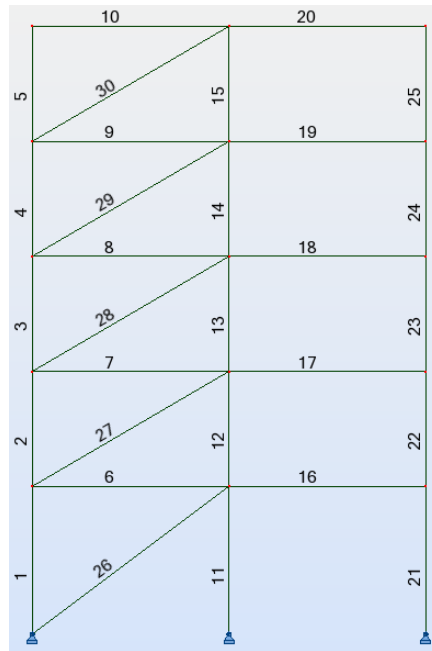


Figura 3.10 – Modelo estrutural do pórtico contraventado de 5 pisos

Nesta configuração estrutural, as vigas são consideradas simplesmente apoiadas e os pilares contínuos desde a base até ao topo, sendo rotulados na base. O facto de os pilares serem contínuos tem benefícios no desempenho da estrutura em Estado Limite Último, conferindo uma melhor distribuição das deformações plásticas [7].

O dimensionamento das vigas para ELU e ELS conduz à adopção de perfis IPE 270 em todos os pisos. Na Tabela 3.15 apresentam-se as flechas máximas expectáveis em serviço.

Tabela 3.15 – Flechas máximas das vigas para ELS (CBF – 5 pisos)

	Secção	Flecha máxima (mm)	$\delta_{max,EC3} = L/250$ (mm)
Cobertura	IPE 270	12,0	24
Piso Tipo	IPE 270	16,2	24

3.8.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS

A combinação de acções utilizada para o dimensionamento sísmico em ELU é também a prescrita pelo EC0 (Cl. 6.4.3.4), como efectuado para o pórtico simples (Eq.31). Contudo, nos pórticos com contraventamentos diagonais centrados, os elementos dissipativos resistem apenas a acções horizontais, não constando assim na combinação a parcela correspondente às acções verticais, como a seguir se apresenta:

$$E_d = A_{Ed} \quad (\text{Eq.33})$$

Na Tabela 3.16 estão apresentadas as massas consideradas para o cálculo das forças de inércia, referindo-se que a massa que contribui para a solicitação do pórtico contraventado durante um evento sísmico corresponde a metade da massa do edifício, considerando a combinação quase permanente das cargas verticais.

Tabela 3.16 – Massas por piso do edifício e do pórtico contraventado de 5 pisos

Piso	Área (m ²)	Massa do edifício (t)		Massa no pórtico (t)
		Gk	Ψ ₂ .Qk	
5	216	102,6	0	51,3
4		124,2	12,96	68,58
3		124,2	12,96	68,58
2		124,2	12,96	68,58
1		124,2	12,96	68,58
			Σ =	325,62

Adoptando perfis tubulares circulares (CHS) para os elementos de contraventamento, podem definir-se as secções mínimas que satisfazem a condição limite de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$) definida no EC8: $\bar{\lambda} \leq 2.0$. Para esse propósito, e considerando um comprimento de encurvadura no plano do pórtico e fora do plano igual ao comprimento do contraventamento, é calculado o raio de giração (i) mínimo que verifica esse requisito.

$$\text{Sendo } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \left(\lambda = \frac{L_{cr}}{i} ; \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right)$$

$$1^\circ \text{ Piso: } L_{cr} = 7,50m$$

$$i_{min} \geq 4,24cm$$

$$\text{Restantes pisos: } L_{cr} = 6,95m$$

$$i_{min} \geq 3,93cm$$

Nos dimensionamentos que se seguem é também tida em consideração a amplificação das forças de inércia pelo efeito de torção, como definido nas Equações 26 a 28.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times 18 = \pm 0,9m$$

$$\delta = 1 + 1,2 \times \frac{2 \times 0,9 + 9}{18} = 1,72$$

Atendendo a todas as considerações mencionadas relativamente às secções das vigas, pilares e elementos diagonais, procede-se ao dimensionamento sísmico do sistema porticado contraventado de 5 pisos.

a) Metodologia: EC8 (DCM; $q = 4$)

O recurso a um dimensionamento iterativo, efectuado de acordo com as disposições do EC8 ($q = 4$), conduz a uma primeira solução apresentada na Tabela 3.17:

Tabela 3.17 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 5 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
5	HE 450 B	IPE 270	CHS 114.3x3
4	HE 450 B	IPE 270	CHS 114.3x3
3	HE 500 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
2	HE 500 B	IPE 270	CHS 139.7x3.6
1	HE 500 B	IPE 270	CHS 168.3x3.6

Tabela 3.18 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 5 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
5	CHS 114.3x3	2,0	105,45	288,75	2,74	113,7	62,51
4	CHS 114.3x3	2,0	189,06	288,75	1,53	19,2	62,51
3	CHS 139.7x3.2	1,7	279,82	376,75	1,35	5,1	118,00
2	CHS 139.7x3.6	1,7	323,63	423,50	1,31	2,1	131,67
1	CHS 168.3x3.6	1,5	399,21	511,50	1,28	0,0	193,91

É importante referir que os elementos de contraventamento foram dimensionados com o critério de aplicação do mínimo perfil comercial disponível que tem capacidade resistente suficiente face aos valores dos esforços actuantes (dimensionamento económico). O facto de no último piso a solicitação ser consideravelmente baixa conduz a um valor elevado do coeficiente de sobrerresistência (Ω). Neste piso já está colocado o menor perfil que respeita a condição de esbelteza ($\bar{\lambda} \leq 2.0$).

Assim, pela Tabela 3.18, pode constatar-se que não foi possível verificar no quinto andar a condição de comportamento homogéneo, imposto pelo limite da diferença das sobrerresistências ($\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25$).

Uma vez que a solução apresentada não satisfaz todos os requisitos regulamentares, é apresentada na Tabela 3.19 uma nova solução consistente com todas as exigências normativas. De modo a verificar todas as condições do EC8 torna-se necessário proceder a um aumento global das secções das diagonais de contraventamento, ou seja, aumenta-se o valor da sobrerresistência mínima (Ω_{min}) de forma a satisfazer a diferença em relação ao Ω_{max} que se observa no último andar.

Tabela 3.19 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
5	HE 450 B	IPE 270	CHS 114.3x3
4	HE 450 B	IPE 270	CHS 139.7x4
3	HE 500 B	IPE 270	CHS 139.7x6
2	HE 500 B	IPE 270	CHS 168.3x6
1	HE 500 B	IPE 270	CHS 193.7x6

Tabela 3.20 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 5 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
5	CHS 114.3x3	2,0	123,74	288,75	2,33	20,5	62,51
4	CHS 139.7x4	1,7	242,90	470,25	1,94	0,0	145,67
3	CHS 139.7x6	1,7	349,60	693,00	1,98	2,4	209,15
2	CHS 168.3x6	1,4	408,10	841,50	2,06	6,5	353,85
1	CHS 193.7x6	1,3	497,47	973,50	1,96	1,1	457,29

O sobredimensionamento geral das diagonais permite efectivamente cumprir os limites de esbelteza de todos os elementos e de diferença da sobrerresistência entre eles. Esta é a solução que corresponde às exigências do regulamento, contudo existem alguns pontos negativos a referir. Esta solução apresentada tem maior rigidez, logo será excitada por uma acção sísmica de maior intensidade (menor T_1) o que induz maiores esforços na estrutura. Por outro lado, esta solução com elementos de contraventamento com maior capacidade resistente também apresenta maior factor de sobrerresistência (Ω_{min}), o que se reflecte em esforços mais severos nas vigas e pilares, atendendo às verificações de segurança relativas à aplicação do conceito de *capacity design*. Deste modo, o sobredimensionamento do sistema resistente às acções horizontais traduz-se num duplo efeito negativo para os elementos não dissipativos, havendo interesse em minimizar quer a acção quer a sobrerresistência.

Em relação à diferença de peso em aço, verifica-se um acréscimo de cerca de 4.3% da solução final (13.54t) relativamente à inicial (12.98t).

Para a verificação de segurança dos elementos não dissipativos (vigas e pilares), é tida em conta a combinação de acções regulamentar, com vista à aplicação do princípio de *capacity design*. Nesta combinação é adicionado o efeito das barras comprimidas, traduzido pelas forças $N_{b,Rd}$ (Figura 3.11), que representam a resistência de cálculo à encurvadura dessas diagonais (EC8, Cl. 6.7.4).

De acordo com o EC3:

$$N_{b,Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} \quad (\text{Secções das Classes 1, 2 e 3})$$

Onde χ é o factor de redução por encurvadura.

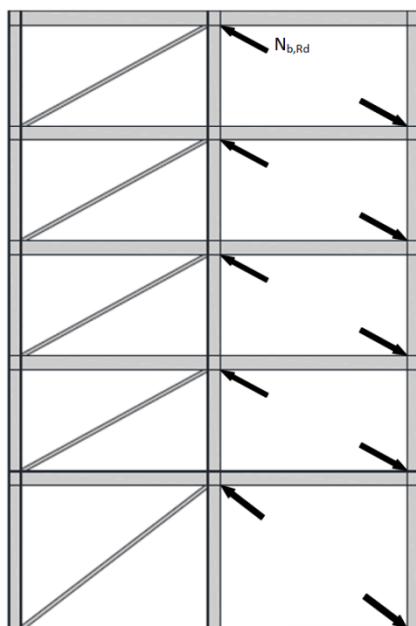


Figura 3.11 – Forças equivalentes que representam as diagonais comprimidas

Assim, a combinação para verificação da resistência dos elementos não dissipativos é a seguinte:

$$E_d = E_{d,G+0,3Q} + 1,1\gamma_{ov} \Omega E_{d,E} + E_{d,Nb,Rd} \quad (\text{Eq.34})$$

Refere-se por fim, que as secções adoptadas (Tabela 3.19) para todos os elementos verificam a segurança, de acordo com as especificações dos EC3 e EC8.

b) Metodologia: IFBD

A aplicação desta metodologia segue o mesmo procedimento descrito em 3.7.2 b). É de referir que, em relação à solução obtida pela metodologia anterior (EC8, $q = 4$), a aplicação da metodologia IFBD apenas difere nas secções atribuídas para os pilares. Neste ponto são adoptados os pilares que resultaram do dimensionamento sísmico dos pórticos na direcção X da estrutura.

Apesar de ser tido em conta o comportamento dissipativo real do pórtico pela estimativa do corte basal para a formação da primeira rótula plástica (V_{1y}), não foi possível propor perfis menos resistentes, devido aos fortes condicionalismos dos limites de esbelteza e da diferença das sobrerresistências. Na realidade, a metodologia IFBD tem a vantagem de permitir dispensar a consideração dos efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$) em estruturas menos rígidas que as obtidas pelo procedimento do EC8 ($q = 4$). Isto revela-se vantajoso nos pórticos simples, que em muitos casos, são governados pela condição regulamentar relativa à consideração dos efeitos de segunda ordem. No entanto, nos pórticos contraventados este critério não é condicionante (valores dos drifts e dos coeficientes de sensibilidade em anexo), não existindo um benefício directo ao considerar-se um coeficiente de comportamento menor.

Atendendo novamente a um dimensionamento em função da ordem de grandeza dos esforços actuantes obtém-se a solução da Tabela 3.21, com um coeficiente de comportamento de valor $q = 3,06$.

Tabela 3.21 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 5 pisos (IFBD)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
5	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3
4	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3
3	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
2	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.6
1	HE 360 B	IPE 270	CHS 168.3x3.6

Tabela 3.22 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 5 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
5	CHS 114.3x3	2,0	133,09	288,75	2,17	117,0	62,51
4	CHS 114.3x3	2,0	244,48	288,75	1,18	18,1	62,51
3	CHS 139.7x3.2	1,7	359,37	376,75	1,05	4,8	118,00
2	CHS 139.7x3.6	1,7	417,21	423,50	1,02	1,5	131,67
1	CHS 168.3x3.6	1,5	511,50	511,50	1,00	0,0	193,91

Do mesmo modo como verificado para o dimensionamento segundo o EC8 ($q = 4$), o limite da diferença das sobrerresistências não verifica o limite de 25% para o último piso. De seguida apresenta-se uma solução concordante com todos os requisitos do regulamento (Tabelas 3.23 e 3.24).

Tabela 3.23 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos (IFBD)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
5	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3
4	HE 320 B	IPE 270	CHS 139.7x4
3	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x6
2	HE 360 B	IPE 270	CHS 168.3x6
1	HE 360 B	IPE 270	CHS 193.7x6

Tabela 3.24 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 5 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
5	CHS 114.3x3	2,0	237,21	288,75	1,22	21,7	62,51
4	CHS 139.7x4	1,7	470,22	470,25	1,00	0,0	145,67
3	CHS 139.7x6	1,7	674,25	693,00	1,03	2,8	209,15
2	CHS 168.3x6	1,4	789,85	841,50	1,07	6,5	353,85
1	CHS 193.7x6	1,3	958,46	973,50	1,02	1,6	457,29

Esta solução, com coeficiente de comportamento $q = 2.03$, apresenta um sobredimensionamento generalizado dos elementos dissipativos, para antever à sobrerresistência do último andar, tal como acontece para o caso dimensionado com $q = 4$. Este facto conduz às mesmas desvantagens enunciadas para o referido caso, e têm um efeito mais pronunciado quanto maior for a altura do edifício, pelo que na Secção seguinte sugere-se a reflexão sobre uma possível alternativa ao sobredimensionamento e que respeite igualmente todas as condições do EC8.

Relativamente à quantidade de aço, pode referir-se que a solução final correspondente às secções da Tabela 3.23 é 5.4% mais pesada que a inicialmente proposta, estimando-se um peso de 11.04t para a solução final e 10.48t para a inicial que não verifica todos os requisitos regulamentares.

3.8.3. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS – PROCEDIMENTO ALTERNATIVO

Este procedimento alternativo tem como principal objectivo evitar o sobredimensionamento do sistema de contraventamento. O critério condicionante que sistematicamente conduz a tal sobredimensionamento é a diferença entre as sobrerresistências máxima e mínima, que deve ser inferior a 25%, como evidenciado pela Equação 18:

$$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1,25$$

Posto isto, poder-se-á colocar a hipótese de reduzir o numerador (Ω_{max}) em vez de se aumentar o denominador (Ω_{min}), para satisfazer a referida condição. Para o efeito, procede-se a uma redução da secção transversal do perfil através da realização de quatro furos, mantendo a dupla simetria, como esquematizado na Figura 3.12:

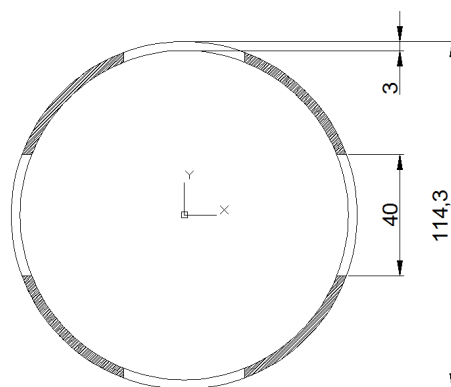


Figura 3.12 – Secção de um elemento de contraventamento com furos - CHS 114.3_F40

O dimensionamento, contemplando o procedimento alternativo descrito, é efectuado com base na abordagem da metodologia IFBD, tendo como referência os resultados apresentados nas Tabelas 3.21 e 3.22 da alínea b) da Secção 3.8.2.

Iterativamente é possível determinar o diâmetro dos furos que é necessário realizar de modo a obter-se uma redução de capacidade resistente axial que satisfaça a diferença das sobrerresistências como pretendido. Para este caso são considerados quatro furos circulares com 40mm de diâmetro cada, realizados a meio vão do elemento de contraventamento do quinto andar.

No Capítulo 4 serão tecidas considerações adicionais sobre as propriedades deste novo elemento de contraventamento com secção furada, como sobre o seu comportamento não linear.

Admitindo a possível viabilidade deste procedimento para o pórtico contraventado em estudo, obtém-se a solução apresentada nas Tabelas 3.25 e 3.26.

Tabela 3.25 – Secções finais do pórtico contraventado de 5 pisos (Proced. Alternativo)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
5	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3_F40
4	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3
3	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
2	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.6
1	HE 360 B	IPE 270	CHS 168.3x3.6

Tabela 3.26 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Proced. Alternativo, CBF 5 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
5	CHS 114.3_F40	1,5	125,00	153,45	1,23	22,8	57,15
4	CHS 114.3x3	2,0	253,77	288,75	1,14	13,8	62,51
3	CHS 139.7x3.2	1,7	358,04	376,75	1,05	5,2	118,00
2	CHS 139.7x3.6	1,7	417,45	423,50	1,01	1,4	131,67
1	CHS 168.3x3.6	1,5	511,50	511,50	1,00	0,0	193,91

Esta solução idealizada apresenta um coeficiente de comportamento $q = 3.03$, o que sugere um comportamento dissipativo consideravelmente superior à solução obtida na Secção anterior (com uma estimativa de $q = 2.03$, de acordo com a aplicação do IFBD).

É de referir que a solução não está validada, uma vez que um dos elementos dissipativos não tem uniformidade geométrica, logo não é conhecido à partida o seu comportamento em regime não linear. A caracterização numérica do comportamento não linear deste elemento será realizada no capítulo seguinte, no qual serão extraídas várias conclusões.

3.8.4. SOLUÇÕES OBTIDAS NOS DIFERENTES DIMENSIONAMENTOS

Tabela 3.27 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico contraventado de 5 pisos

Solução	q	Piso	Pilares	Vigas	Diagonais	T_1 (s)	Peso de aço (t)
EC8 (DCM)	4	5	HE 450 B	IPE 270	CHS 114.3x3	0,88	13,54
		4	HE 450 B	IPE 270	CHS 139.7x4		
		3	HE 500 B	IPE 270	CHS 139.7x6		
		2	HE 500 B	IPE 270	CHS 168.3x6		
		1	HE 500 B	IPE 270	CHS 193.7x6		
IFBD	2,03	5	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3	0,90	11,04
		4	HE 320 B	IPE 270	CHS 139.7x4		
		3	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x6		
		2	HE 360 B	IPE 270	CHS 168.3x6		
		1	HE 360 B	IPE 270	CHS 193.7x6		
Procedimento alternativo	3,03	5	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3_F40	1,13	10,48
		4	HE 320 B	IPE 270	CHS 114.3x3		
		3	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2		
		2	HE 360 B	IPE 270	CHS 139.7x3.6		
		1	HE 360 B	IPE 270	CHS 168.3x3.6		

Tabela 3.28 – Resumo dos cortes basais para o pórtico contraventado de 5 pisos

	EC8 (q=4)	IFBD (q=2,03)	Proced. alternativo
Vel	914,31	893,99	712,03
Vel* δ	1572,61	1537,66	1224,69
Vd	228,58	441,11	234,79
Vd* δ	393,15	758,71	403,84
V _{1y}	761,17	758,71	403,84

Do dimensionamento deste tipo de estruturas porticadas, segundo diferentes abordagens de cálculo, constata-se em primeira instância que os efeitos de segunda ordem não são condicionantes (resultados pormenorizados em anexo), cumprindo $\theta \leq 0.1$ de forma folgada, o que demonstra a natureza mais rígida dos sistemas contraventados. Embora a condição de limitação de danos seja também verificada, os deslocamentos entre pisos assumem valores significativos, apesar da elevada rigidez lateral conferida pelos elementos dissipativos traccionados. Este facto deve-se sobretudo aos efeitos de torção que amplificam de forma considerável a acção sísmica que solicita a estrutura, dado tratar-se de um pórtico de extremidade segundo a maior dimensão do edifício.

De facto, as restrições regulamentares que condicionam as soluções propostas para o pórtico contraventado em análise são o limite de esbelteza e a condição relativa à diferença das sobrerresistências máxima e mínima. Atendendo aos resultados apresentados nas Tabelas 3.27 e 3.28 verifica-se a obtenção de solução idêntica para os dimensionamentos efectuados de acordo com as disposições do EC8 (q=4) e com a metodologia IFBD (q=2,03). Com efeito, a diferença relevante e que se traduz numa economia considerável de material, prende-se com as secções adoptadas para os pilares, condicionados pelo dimensionamento efectuado para a direcção longitudinal da estrutura de cinco pisos. Ao nível dos elementos diagonais, a solução é semelhante segundo as duas metodologias devido a ser condicionada de igual modo pelos critérios supracitados. Contudo, de acordo com a metodologia do regulamento que propõe um coeficiente de comportamento q=4 (DCM), não se verifica o grau de dissipação de energia previsto, uma vez que o corte basal que promove o início da plastificação da estrutura ($V_{1y}=761,17$ kN) é significativamente superior ao corte basal de cálculo ($V_d*\delta=393,15$ kN) proposto pela norma. Por outro lado, a metodologia IFBD permite averiguar de forma mais clara este parâmetro, verificando-se que o valor reduzido do coeficiente de comportamento (q=2,03) indicia que o nível de exploração de ductilidade imposto à estrutura será relativamente baixo.

O procedimento alternativo considerado na Secção 3.8.3 conduziu à solução mais económica, seguindo a filosofia de cálculo do IFBD. As secções finais do dimensionamento consideram a redução de capacidade resistente do elemento de contraventamento do último andar, evitando assim o sobredimensionamento das diagonais dos andares inferiores. Consequentemente, obtém-se uma solução menos rígida que, além de ser solicitada por uma acção sísmica de menor intensidade, exhibe também menor corte basal de início de plastificação (V_{1y}), o que sugere um comportamento mais dissipativo que as restantes soluções propostas, considerando um coeficiente de comportamento q=3,03.

3.9. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS SIMPLES DE 8 PISOS

3.9.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

Inicialmente é efectuado o dimensionamento para os Estados Limite Último (ELU) e de Serviço (ELS) de acordo com os critérios previstos no Eurocódigo 3. A escolha das secções é feita de modo análogo ao referido para o pórtico simples de 5 pisos e é incorporada de igual forma a imperfeição geométrica global. A seguir apresentam-se as tabelas resumo dos valores que conduziram à solução final.

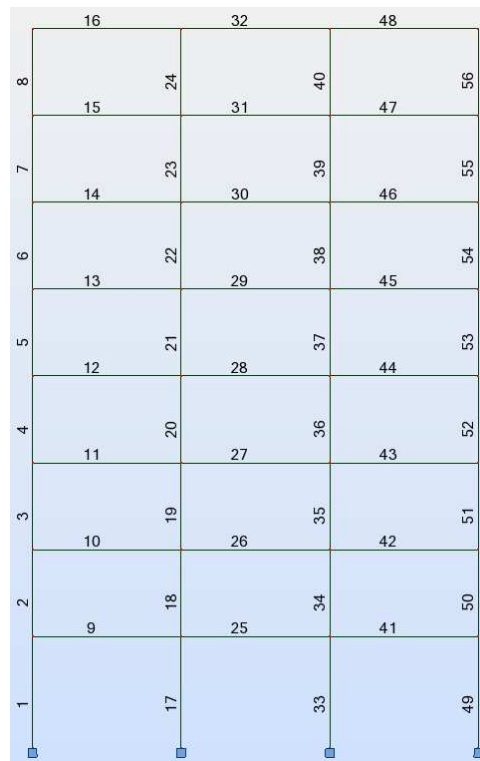


Figura 3.13– Modelo estrutural do pórtico simples de 8 pisos

Tabela 3.29– Esforços axiais devido às cargas gravíticas no pórtico simples de 8 pisos

Piso	N _{Ed} (kN)		Área mínima (cm ²)	
	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Pilares Interiores	Pilares Exteriores
8	285	142	10,38	5,17
7	671	339	24,40	12,31
6	1055	537	38,38	19,52
5	1440	736	52,35	26,75
4	1824	935	66,34	33,98
3	2209	1135	80,31	41,26
2	2594	1334	94,33	48,50
1	2983	1530	108,45	55,64

Tabela 3.30 – Secções resultantes do dimensionamento gravítico do pórtico simples de 8 pisos

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
8	HE 320 B	HE 280 B	IPE 300
7	HE 320 B	HE 280 B	IPE 300
6	HE 360 B	HE 320 B	IPE 330
5	HE 360 B	HE 320 B	IPE 330
4	HE 400 B	HE 360 B	IPE 330
3	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360
2	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360
1	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360

Tabela 3.31 – Flechas máximas das vigas para ELS

	Secção	Flecha máxima (mm)	$\delta_{max,EC3} = L/250$ (mm)
Cobertura	IPE 300	7,7	24
Piso Tipo	IPE 300	9,5	24

É importante referir que tanto as vigas como os pilares apresentam resistência seccional significativamente superior aos esforços que os solicitam na combinação de estado limite último. Com efeito, devido à natureza flexível deste sistema estrutural, torna-se necessário adoptar secções mais robustas de modo a controlar a mobilidade da estrutura (estrutura de nós móveis).

Posto isto, procede-se ao dimensionamento sísmico, tendo como secções iniciais as apresentadas na Tabela 3.30.

3.9.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS

Para os dimensionamentos sísmicos que se seguem é considerada a combinação de acções definida na Equação 31:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,1} \times Q_{k,i} + A_{Ed}$$

Na Tabela 3.32 são apresentadas as massas consideradas para o cálculo das forças horizontais equivalentes à acção sísmica, de acordo com o método simplificado que o regulamento propõe para este tipo de estruturas regulares e de período de vibração relativamente baixo. É de referir também que as forças laterais distribuídas em altura de acordo com a Equação 25 são amplificadas por um coeficiente $\delta = 1.12$, que traduz os efeitos de torção, como considerado na Secção 3.7.1.

Tabela 3.32 – Massas por piso do edifício e do pórtico simples de 8 pisos

Piso	Área (m ²)	Massa do edifício (t)		Massa no pórtico (t)
		Gk	Ψ ₂ .Qk	
8	216	102,6	0	34,2
7		124,2	12,96	45,72
6		124,2	12,96	45,72
5		124,2	12,96	45,72
4		124,2	12,96	45,72
3		124,2	12,96	45,72
2		124,2	12,96	45,72
1		124,2	12,96	45,72
			Σ =	354,24

a) Metodologia: EC8 (DCM; $q = 4$)

Tal como no caso do pórtico simples de cinco pisos, as secções gravíticas revelam-se insuficientes para resistir à acção sísmica. Dada a natureza flexível deste tipo de estruturas porticadas, verifica-se mais uma vez a forma determinante como a satisfação do requisito associado aos efeitos de segunda ordem condiciona a solução final. Seguidamente, procede-se à rigidificação da estrutura de forma iterativa e atendendo à aplicação do conceito de *capacity design*. As secções finais obtidas pela aplicação da metodologia da norma europeia constam na Tabela 3.33.

Tabela 3.33 – Secções finais do pórtico simples de 8 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
8	HE 500 B	HE 500 B	IPE 330
7	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450
6	HE 600 B	HE 600 B	IPE 450
5	HE 600 B	HE 600 B	IPE 450
4	HE 600 B	HE 600 B	IPE 500
3	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500
2	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500
1	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500

b) Metodologia: IFBD

Os procedimentos aplicados no dimensionamento sísmico de acordo com a abordagem de cálculo do IFBD são os adoptados no ponto 3.7.2 b). Importa referir que a estrutura calculada para as acções gravíticas não é suficientemente resistente para acomodar os efeitos da acção sísmica. O dimensionamento efectua-se então iterativamente, de modo a determinar-se o coeficiente de comportamento que iguala o corte basal de cálculo ao valor do corte que conduz à formação da primeira rótula plástica e que satisfaz todos os requisitos do EC8. Como solução final, apresentam-se as secções da Tabela 3.34.

Tabela 3.34 – Secções finais do pórtico simples de 8 pisos (IFBD)

Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas
8	HE 340 B	HE 340 B	IPE 300
7	HE 340 B	HE 340 B	IPE 300
6	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360
5	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360
4	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360
3	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400
2	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400
1	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400

Apesar de para esta solução ser estimado um coeficiente de comportamento consideravelmente baixo ($q = 1,57$), as secções propostas na Tabela 3.34 respeitam todos os requisitos de rigidez e resistência prescritos no EC8, sendo no entanto significativamente mais económicas do que as obtidas com a aplicação de um coeficiente de comportamento igual a 4 (Tabela 3.33).

3.9.3. SOLUÇÕES OBTIDAS NOS DIFERENTES DIMENSIONAMENTOS

As tabelas seguintes apresentam resumidamente as diferentes soluções obtidas para o dimensionamento do pórtico simples de 8 pisos (Tabela 3.35) e os parâmetros mais relevantes relativos à acção sísmica (Tabela 3.36).

Tabela 3.35 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico simples de 8 pisos

Solução	q	Piso	Pilares Interiores	Pilares Exteriores	Vigas	T ₁ (s)	Peso de aço (t)
Gravítica	* ³	8	HE 320 B	HE 280 B	IPE 300	1,88	23,14
		7	HE 320 B	HE 280 B	IPE 300		
		6	HE 360 B	HE 320 B	IPE 330		
		5	HE 360 B	HE 320 B	IPE 330		
		4	HE 400 B	HE 360 B	IPE 330		
		3	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360		
		2	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360		
		1	HE 400 B	HE 360 B	IPE 360		
EC8 (DCM)	4	8	HE 500 B	HE 500 B	IPE 330	1,02	36,84
		7	HE 500 B	HE 500 B	IPE 450		
		6	HE 600 B	HE 600 B	IPE 450		
		5	HE 600 B	HE 600 B	IPE 450		
		4	HE 600 B	HE 600 B	IPE 500		
		3	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500		
		2	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500		
		1	HE 700 B	HE 700 B	IPE 500		
IFBD	1,57	8	HE 340 B	HE 340 B	IPE 300	1,59	26,33
		7	HE 340 B	HE 340 B	IPE 300		
		6	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360		
		5	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360		
		4	HE 400 B	HE 400 B	IPE 360		
		3	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400		
		2	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400		
		1	HE 450 B	HE 450 B	IPE 400		

Tabela 3.36 – Resumo dos cortes basais para o pórtico simples de 8 pisos

	EC8 (q = 4)	IFBD (q = 1,57)
Vel	858,15	647,66
Vel*δ	961,12	725,38
Vd	214,54	411,69
Vd*δ	240,28	461,09
V1y	1032,01	461,09

³ Esta solução não satisfaz as condições do EC8

As Tabelas 3.35 e 3.36 permitem avaliar as principais diferenças entre as soluções obtidas segundo as duas metodologias aplicadas para o dimensionamento sísmico.

Tal como constatado para o caso da estrutura de cinco pisos, a solução obtida com base na aplicação do EC8 ($q = 4$) é fortemente condicionada pelos efeitos de segunda ordem, resultando em secções de tal forma robustas que exibem capacidade para resistir elasticamente à acção sísmica de projecto. Por outro lado, o dimensionamento à luz do IFBD ($q = 1,57$) conduz a uma estrutura mais eficiente e económica, apresentando no entanto um comportamento dissipativo aquém do desejado.

3.10. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS CONTRAVENTADOS DE 8 PISOS

3.10.1. DIMENSIONAMENTO PARA CARGAS VERTICAIS

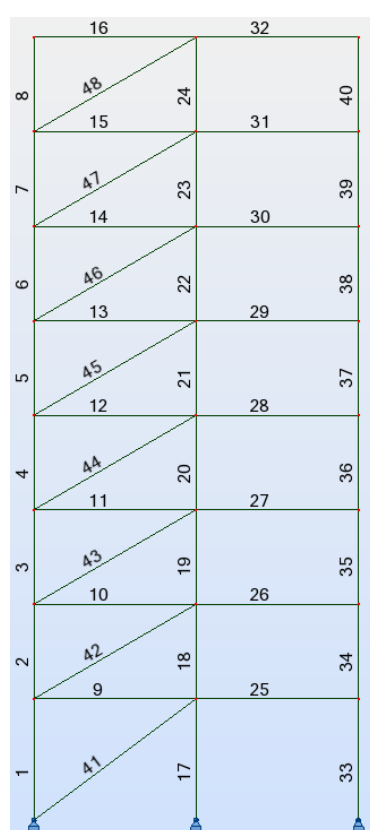


Figura 3.14 – Modelo estrutural do pórtico contraventado de 8 pisos

O dimensionamento do sistema porticado contraventado de oito pisos para as acções gravíticas é efectuado de acordo com as mesmas disposições consideradas para o pórtico contraventado de cinco pisos apresentado na Secção 3.8.

De igual modo, as secções dos pilares são condicionadas pelas adoptadas nos pórticos simples segundo a direcção longitudinal do edifício em estudo. As vigas são materializadas em perfis IPE 270, atendendo à mesma disposição das cargas verticais considerada para a configuração de cinco pisos. Uma vez que as cargas gravíticas são iguais, verificam-se também as mesmas flechas máximas em estado limite de serviço, apresentadas na Tabela 3.15. Refere-se ainda que, neste sistema estrutural, as vigas são consideradas simplesmente apoiadas e os pilares contínuos articulados na base.

3.10.2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS

A combinação de acções utilizada para o dimensionamento sísmico em Estado Limite Último é a definida na Equação 33, da Secção 3.8.2 ($E_d = A_{Ed}$), atendendo ao facto de os elementos diagonais de contraventamento resistirem apenas a acções horizontais.

Na Tabela 3.37 são apresentadas as massas consideradas para o cálculo das forças de inércia, evidenciando-se a contribuição de metade da massa total do edifício para a solicitação sísmica do pórtico contraventado.

Tabela 3.37 – Massas por piso do edifício e do pórtico contraventado de 8 pisos

Piso	Área (m ²)	Massa do edifício (t)		Massa no pórtico (t)
		Gk	Ψ ₂ .Qk	
8	216	102,6	0	51,3
7		124,2	12,96	68,58
6		124,2	12,96	68,58
5		124,2	12,96	68,58
4		124,2	12,96	68,58
3		124,2	12,96	68,58
2		124,2	12,96	68,58
1		124,2	12,96	68,58
			Σ =	531.36

Refere-se ainda que as forças de inércia são majoradas pelo efeito de torção como descrito na Secção 3.8.2, considerando-se $\delta = 1.72$.

Para a selecção das secções das diagonais de contraventamento são tidos em conta os raios de giração como definido para os pórticos contraventados de cinco pisos.

a) Metodologia: EC8 (DCM; $q = 4$)

Após um processo iterativo, resultam do dimensionamento sísmico as secções apresentadas na Tabela 3.38. Tal como efectuado para a estrutura de cinco pisos, são inicialmente estimados os esforços actuantes e adoptados perfis tubulares circulares (CHS) que verificam a limitação de esbelteza e garantem capacidade resistente suficiente.

Tabela 3.38 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 8 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 500 B	IPE 270	CHS 114.3x3
7	HE 500 B	IPE 270	CHS 114.3x3
6	HE 600 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
5	HE 600 B	IPE 270	CHS 168.3x3.2
4	HE 600 B	IPE 270	CHS 168.3x4
3	HE 700 B	IPE 270	CHS 168.3x5
2	HE 700 B	IPE 270	CHS 168.3x5
1	HE 700 B	IPE 270	CHS 193.7x5

Tabela 3.39 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	CHS 114.3x3	2,0	94,65	288,75	3,05	126,3	62,51
7	CHS 114.3x3	2,0	175,14	288,75	1,65	22,3	62,51
6	CHS 139.7x3.2	1,7	268,83	376,75	1,40	3,9	118,00
5	CHS 168.3x3.2	1,4	338,57	456,50	1,35	0,0	197,42
4	CHS 168.3x4	1,4	397,34	566,50	1,43	5,7	242,96
3	CHS 168.3x5	1,4	450,02	706,75	1,57	16,5	300,57
2	CHS 168.3x5	1,4	462,20	706,75	1,53	13,4	300,57
1	CHS 193.7x5	1,3	541,33	814,00	1,50	11,5	385,05

Atendendo à ordem de grandeza dos esforços actuantes nos elementos dissipativos, é possível constatar que o dimensionamento sísmico do sistema porticado contraventado não verifica todos os requisitos regulamentares, ressaltando o valor da diferença das sobrerresistências no último andar. De facto, pode constatar-se na Tabela 3.39 uma diferença de 126.3% da sobrerresistência do andar 8 em relação ao valor mínimo (andar 5), quando o máximo permitido pelo EC8 é 25%. Uma vez que o último piso é pouco solicitado e que já está adoptado o menor perfil comercial que cumpre o limite de esbelzeza normalizada ($\bar{\lambda}$), a solução que verifica todas condições do EC8 passa pela selecção de perfis mais resistentes nos restantes andares, como proposto na Tabela 3.40.

Tabela 3.40 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos ($q = 4$)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 500 B	IPE 300	CHS 114.3x3
7	HE 500 B	IPE 300	CHS 139.7x5
6	HE 600 B	IPE 330	CHS 139.7x6.3
5	HE 600 B	IPE 330	CHS 168.3x8
4	HE 600 B	IPE 330	CHS 168.3x8
3	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x10
2	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x10
1	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x12

Tabela 3.41 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento ($q = 4$, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	CHS 114.3x3	2,0	107,38	288,75	2,69	23,0	62,51
7	CHS 139.7x5	1,7	232,96	583,00	2,50	14,4	178,60
6	CHS 139.7x6.3	1,7	331,95	726,00	2,19	0,0	218,28
5	CHS 168.3x8	1,4	435,95	1108,25	2,54	16,2	456,74
4	CHS 168.3x8	1,4	495,73	1108,25	2,24	2,2	456,74
3	CHS 168.3x10	1,4	564,62	1366,75	2,42	10,7	553,47
2	CHS 168.3x10	1,4	585,27	1366,75	2,34	6,8	553,47
1	CHS 168.3x12	1,6	678,73	1619,75	2,39	9,1	564,40

A solução apresentada na Tabela 3.40 verifica efectivamente todas as disposições regulamentares. É de frisar no entanto a necessidade que houve em aumentar a secção das vigas. Como também referido para o pórtico contraventado de cinco pisos (Secção 3.8.2), o sobredimensionamento das diagonais promove um duplo efeito negativo sobre os elementos não dissipativos, quer pelo aumento do efeito da acção sísmica (devido à redução de T_1), quer pelo elevado Ω_{min} que se verifica. Deste modo, as vigas dimensionadas para as acções gravíticas (presentes na Tabela 3.38) revelam-se insuficientes para resistir aos esforços calculados de acordo com o princípio de *capacity design* (Eq.34).

Por fim, refere-se que esta solução final apresenta um peso de aço de 26.75t que, face às 24.06t de aço da solução inicialmente proposta (Tabela 3.38), representa um acréscimo de 11% de material para atender à condição $\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25$.

b) Metodologia: IFBD

A implementação da metodologia IFBD a este caso tem as implicações já detalhadas aquando do estudo do pórtico equivalente para a estrutura de cinco pisos (3.8.2 b)).

É de salientar que são considerados os pilares resultantes do dimensionamento sísmico segundo a mesma metodologia para a direcção X da estrutura. A solução apresentada na Tabela 3.42 é resultado de um dimensionamento de acordo com a ordem de grandeza dos esforços de cálculo devidos à acção sísmica, tendo-se estimado um coeficiente de comportamento $q = 2.86$.

Tabela 3.42 – Secções iniciais do pórtico contraventado de 8 pisos (IFBD)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3x3
7	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3x3
6	HE 400 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
5	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x3.2
4	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x4
3	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5
2	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5
1	HE 450 B	IPE 270	CHS 193.7x5

Tabela 3.43 – Primeira verificação de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	CHS 114.3x3	2,0	124,75	288,75	2,31	131,5	62,51
7	CHS 114.3x3	2,0	237,68	288,75	1,21	21,5	62,51
6	CHS 139.7x3.2	1,7	362,48	376,75	1,04	3,9	118,00
5	CHS 168.3x3.2	1,4	456,48	456,50	1,00	0,0	197,42
4	CHS 168.3x4	1,4	535,37	566,50	1,06	5,8	242,96
3	CHS 168.3x5	1,4	604,93	706,75	1,17	16,8	300,57
2	CHS 168.3x5	1,4	624,82	706,75	1,13	13,1	300,57
1	CHS 193.7x5	1,3	727,78	814,00	1,12	11,8	385,05

Do mesmo modo como verificado para o dimensionamento segundo o EC8 ($q = 4$), o limite da diferença das sobrerresistências não verifica o limite de 25% no último andar. De seguida apresenta-se uma solução concordante com todos os requisitos do regulamento (Tabelas 3.44 e 3.45).

Tabela 3.44 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (IFBD)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 340 B	IPE 300	CHS 114.3x3
7	HE 340 B	IPE 300	CHS 139.7x5
6	HE 400 B	IPE 330	CHS 139.7x6.3
5	HE 400 B	IPE 330	CHS 168.3x8
4	HE 400 B	IPE 330	CHS 168.3x8
3	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x10
2	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x10
1	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x12

Tabela 3.45 – Verificação final de segurança das diagonais de contraventamento (IFBD, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	CHS 114.3x3	2,0	233,39	288,75	1,24	23,7	62,51
7	CHS 139.7x5	1,7	507,12	583,00	1,15	15,0	178,60
6	CHS 139.7x6.3	1,7	726,00	726,00	1,00	0,0	218,28
5	CHS 168.3x8	1,4	947,84	1108,25	1,17	16,9	456,74
4	CHS 168.3x8	1,4	1082,79	1108,25	1,02	2,4	456,74
3	CHS 168.3x10	1,4	1228,94	1366,75	1,11	11,2	553,47
2	CHS 168.3x10	1,4	1279,72	1366,75	1,07	6,8	553,47
1	CHS 168.3x12	1,6	1477,86	1619,75	1,10	9,6	564,40

De forma a verificar a diferença entre as sobrerresistências inferior a 25%, são consideradas secções com elevada capacidade resistente axial nos andares 1 a 7. Consequentemente, o coeficiente de comportamento estimado reduz-se de 2.86 para 1.74 na solução final, face à inicialmente apresentada (Tabela 3.42). Isto revela uma estrutura notavelmente mais rígida e resistente, sendo por isso de esperar níveis reduzidos de exploração de ductilidade no cenário sísmico regulamentar. Tal como referido no dimensionamento de acordo com o EC8 ($q=4$), o sobredimensionamento do sistema de contraventamento tem consequências ao nível da verificação de segurança dos elementos não dissipativos, assistindo-se igualmente à necessidade de vigas com maior capacidade resistente que as adoptadas no dimensionamento gravítico.

Em relação à quantidade de aço das duas soluções, refere-se que o sistema porticado com as secções finais da Tabela 3.44 (21.46t) revela-se 15% mais dispendioso que a obtida inicialmente (18.77t), a qual não verificava a condição de sobrerresistência no último andar.

3.10.3. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO PARA ELU E ELS – PROCEDIMENTO ALTERNATIVO

Neste ponto é estudada a hipótese de otimizar o dimensionamento de pórticos contraventados centrados, recorrendo a um procedimento alternativo, análogo ao descrito para o sistema estrutural de cinco pisos (Secção 3.8.3). Para o efeito, é proposta a realização de furos circulares na secção transversal do elemento de contraventamento de modo a reduzir a respectiva capacidade resistente aos esforços normais. Com isto pretende-se actuar ao nível da sobre-resistência (Ω) do elemento diagonal do último andar, onde o esforço actuante é particularmente reduzido. Assim, reduzindo o $\Omega_{máx}$ convenientemente, pode respeitar-se a condição de comportamento dissipativo homogéneo que o regulamento impõe para as diagonais através da Cláusula 6.7.3 (Eq.18), sem necessidade de sobredimensionar as diagonais dos andares inferiores.

$$\frac{\Omega_{máx}}{\Omega_{mín}} \leq 1,25 \quad (\text{Eq.18})$$

O dimensionamento sísmico, atendendo à alteração de secção proposta, é efectuado de acordo com a metodologia IFBD, tendo por base os resultados apresentados nas Tabelas 3.42 e 3.43 da Secção anterior.

Para aplicação deste procedimento alternativo são propostas duas soluções diferentes de contraventamento em relação aos perfis seleccionados. Como primeira proposta, é apresentada uma solução que considera perfis CHS para os elementos diagonais, admitindo a possibilidade de se realizarem furos no elemento do último andar. A segunda solução consiste na utilização de perfis tubulares quadrados (SHS) nos quais se admite também a possibilidade de furação no elemento do último andar.

Os resultados para a primeira alternativa são os apresentados nas Tabelas 3.46 e 3.47, considerando uma furação circular de 44mm no elemento do andar 5, conforme ilustrado na Figura 3.15.

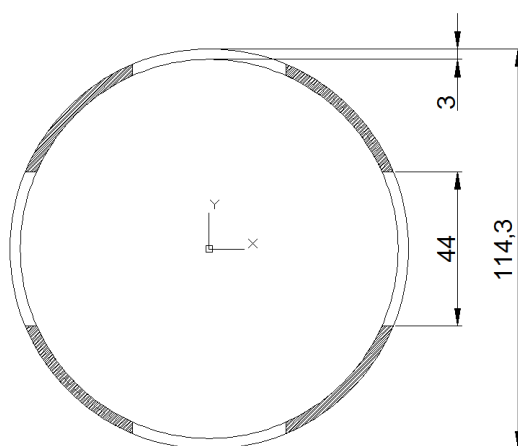


Figura 3.15 – Secção de um elemento de contraventamento com furos - CHS 114.3_F44

Tabela 3.46 – Secções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (Alternativa 1)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3_F44
7	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3x3
6	HE 400 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2
5	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x3.2
4	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x4
3	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5
2	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5
1	HE 450 B	IPE 270	CHS 193.7x5

Tabela 3.47 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Alternativa 1, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	CHS 114.3_F44	1,5	115,83	144,38	1,25	24,6	57,15
7	CHS 114.3x3	2,0	247,66	288,75	1,17	16,6	62,51
6	CHS 139.7x3.2	1,7	360,88	376,75	1,04	4,4	118,00
5	CHS 168.3x3.2	1,4	456,50	456,50	1,00	0,0	197,42
4	CHS 168.3x4	1,4	535,08	566,50	1,06	5,9	242,96
3	CHS 168.3x5	1,4	604,65	706,75	1,17	16,9	300,57
2	CHS 168.3x5	1,4	624,51	706,75	1,13	13,2	300,57
1	CHS 193.7x5	1,3	727,42	814,00	1,12	11,9	385,05

Já no que respeita à proposta do sistema de contraventamento com perfis tubulares quadrados SHS, refere-se que são verificados todos os requisitos regulamentares se adoptadas as secções da Tabela 3.48. Neste caso, a aplicação da filosofia do procedimento alternativo aqui apresentado implica a realização de quatro furos circulares de 61mm na secção transversal do elemento diagonal do último andar, como esquematizado na Figura 3.16.

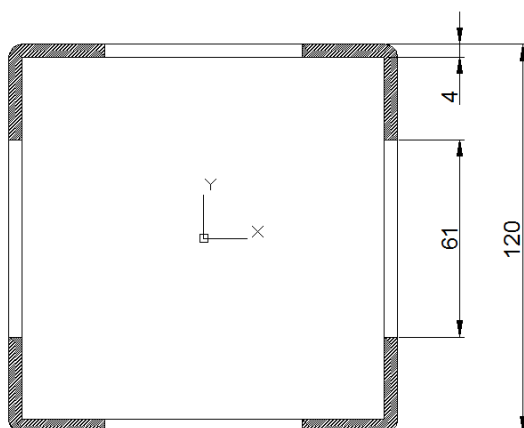


Figura 3.16 – Seção de um elemento de contraventamento com furos - SHS 120_F61

Tabela 3.48 – Seções finais do pórtico contraventado de 8 pisos (Alternativa 2)

Piso	Pilares	Vigas	Diagonais
8	HE 340 B	IPE 270	SHS 120_F61
7	HE 340 B	IPE 270	SHS 120x4
6	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x5
5	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x6.3
4	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x8
3	HE 450 B	IPE 300	SHS 140x8
2	HE 450 B	IPE 300	SHS 140x8
1	HE 450 B	IPE 300	SHS 150x8

Tabela 3.49 – Verificação de segurança das diagonais de contraventamento (Alternativa 2, CBF de 8 pisos)

Piso	Secção	$\bar{\lambda}$	Ned (kN)	Npl,Rd (kN)	Ω	$\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}}$ (%)	Nb,Rd (kN)
8	SHS 120_F61	1,2	193,93	237,88	1,23	22,7	124,35
7	SHS 120x4	1,7	420,91	506,00	1,20	20,2	152,14
6	SHS 120x5	1,7	610,26	624,25	1,02	2,3	184,86
5	SHS 120x6.3	1,7	775,50	775,50	1,00	0,0	224,42
4	SHS 120x8	1,8	908,88	968,00	1,07	6,5	272,56
3	SHS 140x8	1,5	1018,78	1144,00	1,12	12,3	429,18
2	SHS 140x8	1,5	1064,66	1144,00	1,07	7,5	429,18
1	SHS 150x8	1,5	1228,06	1232,00	1,00	0,3	460,28

É possível a selecção de outros tipos de secções transversais para os elementos diagonais de contraventamento. Verifica-se portanto, que a escolha de perfis SHS proporciona uma solução admissível de acordo com as disposições regulamentares (Tabela 3.49).

Contudo, pode afirmar-se que a solução constituída por perfis CHS nos elementos diagonais revela-se mais económica que a segunda alternativa. Isto deve-se sobretudo às propriedades geométricas das secções comerciais disponíveis, isto é, o perfil mínimo em SHS que cumpre o limite de esbelteza apresenta uma área de secção superior ao perfil mínimo possível em CHS (o que se reflecte directamente na capacidade resistente, $N_{pl,Rd}$). Por outro lado, a maior capacidade resistente generalizada dos perfis adoptados na solução com perfis em SHS remete para uma estrutura com maior rigidez lateral, o que conduz a uma maior solicitação dos elementos não dissipativos de acordo com o *capacity design*, obrigando à colocação de vigas mais resistentes nos pisos 1 a 6.

É importante referir que tanto a primeira como a segunda alternativa apresentadas neste ponto, com o intuito de otimizar o dimensionamento sísmico de pórticos contraventados, são meramente teóricas. Com efeito, uma vez que os elementos diagonais localizados no último andar das soluções propostas, não apresentam uniformidade geométrica, não se pode afirmar que estes tenham a ductilidade necessária para dissipar energia sob carregamento cíclico. Para se poder tomar algumas considerações a este respeito, são apresentadas no capítulo seguinte análises não lineares destes elementos de contraventamento furados, para solicitações monotónicas e cíclicas.

De seguida, faz-se referência às soluções obtidas segundo as diferentes abordagens de cálculo no dimensionamento sísmico dos pórticos contraventados centrados de oito pisos (Tabelas 3.50 e 3.51).

3.10.4. SOLUÇÕES OBTIDAS NOS DIFERENTES DIMENSIONAMENTOS

Tabela 3.50 – Resumo das diferentes soluções propostas para o pórtico contraventado de 8 pisos

Solução	q	Piso	Pilares	Vigas	Diagonais	T1 (s)	Peso de aço (t)
EC8 (DCM)	4	8	HE 500 B	IPE 300	CHS 114.3x3	1,24	26,75
		7	HE 500 B	IPE 300	CHS 139.7x5		
		6	HE 600 B	IPE 330	CHS 139.7x6.3		
		5	HE 600 B	IPE 330	CHS 168.3x8		
		4	HE 600 B	IPE 330	CHS 168.3x8		
		3	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x10		
		2	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x10		
		1	HE 700 B	IPE 330	CHS 168.3x12		
IFBD	1,74	8	HE 340 B	IPE 300	CHS 114.3x3	1,31	21,46
		7	HE 340 B	IPE 300	CHS 139.7x5		
		6	HE 400 B	IPE 330	CHS 139.7x6.3		
		5	HE 400 B	IPE 330	CHS 168.3x8		
		4	HE 400 B	IPE 330	CHS 168.3x8		
		3	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x10		
		2	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x10		
		1	HE 450 B	IPE 330	CHS 168.3x12		
Alternativa 1	2,84	8	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3_F44	1,63	18,77
		7	HE 340 B	IPE 270	CHS 114.3x3		
		6	HE 400 B	IPE 270	CHS 139.7x3.2		
		5	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x3.2		
		4	HE 400 B	IPE 270	CHS 168.3x4		
		3	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5		
		2	HE 450 B	IPE 270	CHS 168.3x5		
		1	HE 450 B	IPE 270	CHS 193.7x5		
Alternativa 2	1,96	8	HE 340 B	IPE 270	SHS 120_F61	1,40	20,19
		7	HE 340 B	IPE 270	SHS 120x4		
		6	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x5		
		5	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x6.3		
		4	HE 400 B	IPE 300	SHS 120x8		
		3	HE 450 B	IPE 300	SHS 140x8		
		2	HE 450 B	IPE 300	SHS 140x8		
		1	HE 450 B	IPE 300	SHS 150x8		

Tabela 3.51 – Resumo dos cortes basais para o pórtico contraventado de 8 pisos

	EC8 (q=4)	IFBD (q=1,74)	Alt. 1 (q=2,84)	Alt. 2 (q=1,96)
Vel	1245,70	1179,13	947,65	1103,33
Vel* δ	2142,60	2028,11	1629,95	1897,73
Vd	311,42	678,93	333,22	564,37
Vd* δ	535,65	1167,77	573,13	970,71
V1y	1171,53	1167,77	573,13	970,71

De um modo geral, do dimensionamento do sistema porticado contraventado de oito pisos podem deduzir-se as mesmas conclusões referidas para o caso de cinco pisos abordado na Secção 3.8.

Em suma, refere-se que o projecto sísmico deste tipo de pórticos não é condicionado pelos efeitos de segunda ordem nem pela verificação do estado de limitação de danos, para os edifícios de altura considerada neste estudo. De facto, a elevada rigidez lateral traduz-se numa estrutura altamente resistente na qual serão de esperar níveis de exploração de ductilidade relativamente reduzidos.

Os requisitos regulamentares que condicionam este tipo de soluções são efectivamente o limite de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda} \leq 2.0$) e a diferença máxima entre as sobrerresistências ($\frac{\Omega_{max}}{\Omega_{min}} \leq 1.25$).

Desta forma, a aplicação da menor secção comercial no elemento de contraventamento do último andar, restringe a gama de secções que se podem escolher para as diagonais dos restantes pisos. Dado que geralmente o último andar do edifício é pouco solicitado pelas forças de inércia da acção sísmica, isto conduz a uma elevada sobrerresistência que afecta os restantes elementos dissipativos, de modo a satisfazer a exigência regulamentar de comportamento dissipativo homogéneo.

Em relação às soluções apresentadas na Tabela 3.50, denota-se uma economia considerável em termos de quantidade de aço (menos 20%) se a estrutura for calculada pela metodologia IFBD em vez da abordagem proposta pelo EC8. Pode conseguir-se uma redução de quantidade de material ainda mais expressiva se for considerada a aplicação da solução alternativa 1 (30%), na hipótese de ser válido o procedimento de redução da secção transversal. A alternativa 2 (q=1.96) não é tão atractiva como a primeira (q=2.84), apresentando um comportamento dissipativo potencialmente inferior e uma exigência superior em termos de peso de aço. Contudo, esta solução verifica teoricamente as disposições da norma EC8, sendo a secção tubular quadrada SHS uma hipótese a considerar para os elementos de contraventamento e um caso de estudo no capítulo seguinte no que respeita à caracterização do comportamento não linear.

3.11. DRIFTS PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Nesta secção apresentam-se os deslocamentos máximos entre pisos (drifts) calculados para a combinação de Estado Limite Último em condições sísmicas (acção Tipo 1).

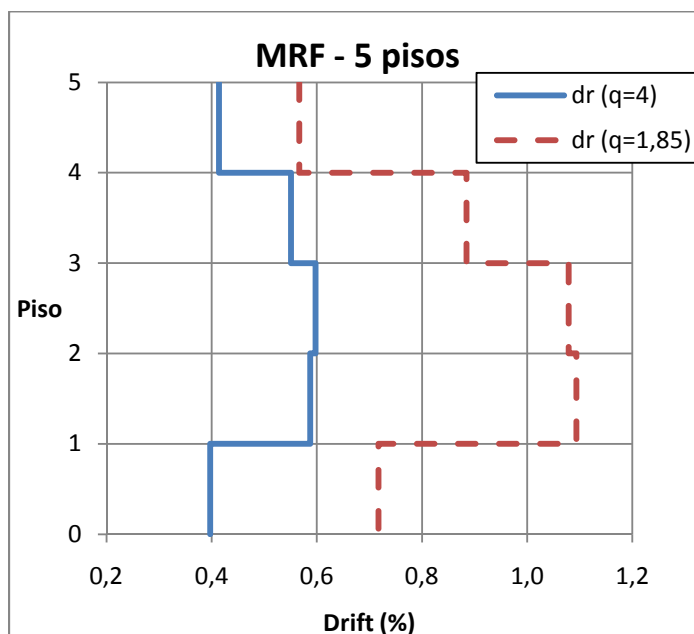


Figura 3.17 – Drifts entre pisos para o pórtico simples de 5 pisos

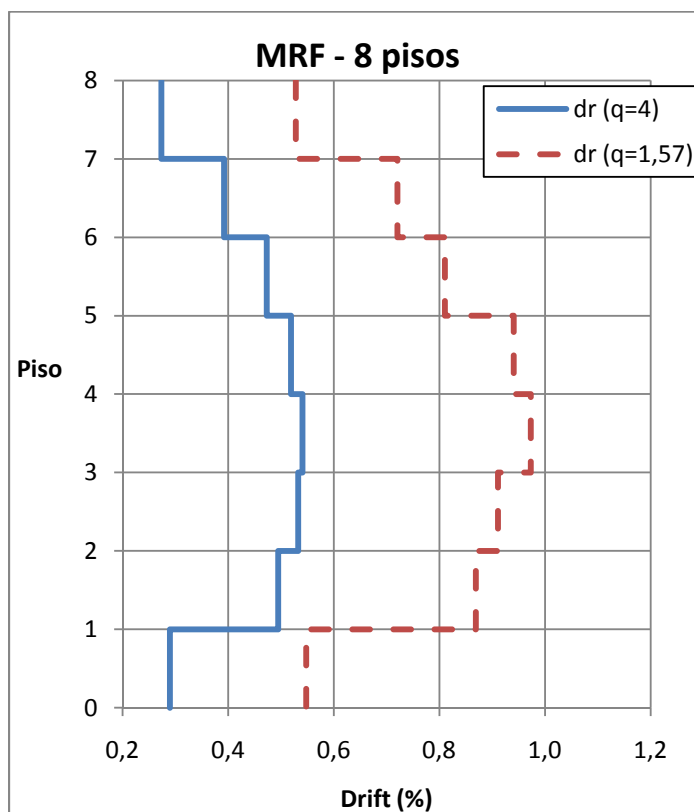


Figura 3.18 – Drifts entre pisos para o pórtico simples de 8 pisos

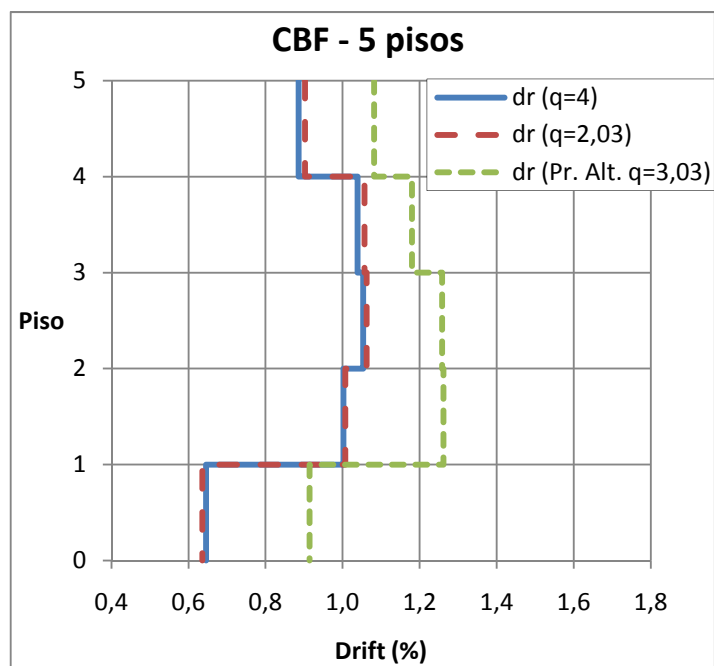


Figura 3.19 – Drifts entre pisos para o pórtico contraventado de 5 pisos

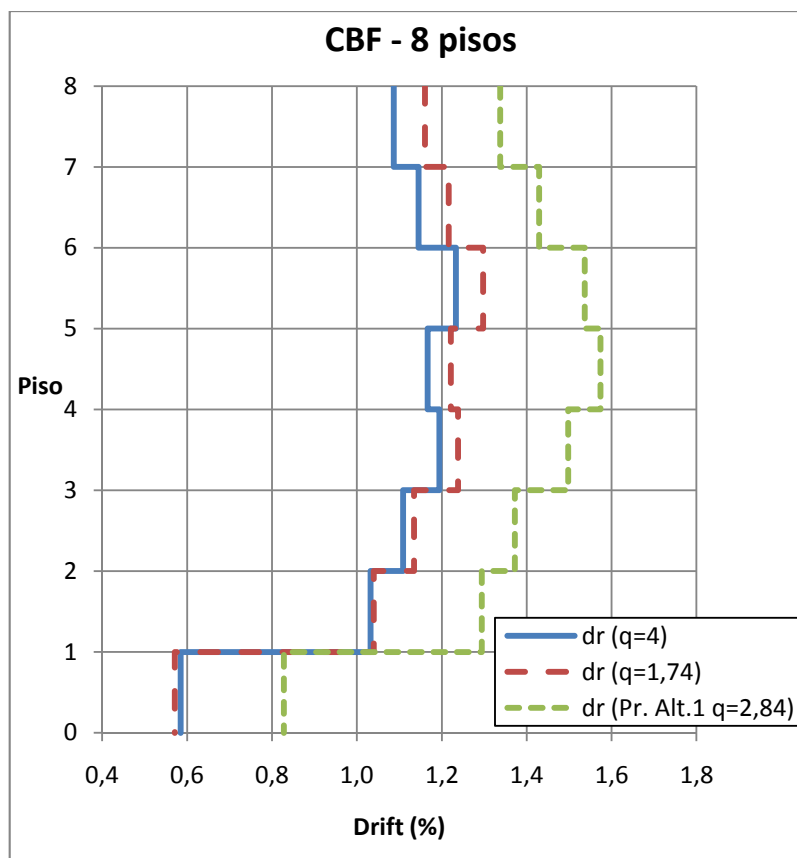


Figura 3.20 – Drifts entre pisos para o pórtico contraventado de 8 pisos

Relativamente aos deslocamentos máximos entre pisos expectáveis para os pórticos simples, dimensionados segundo as duas metodologias (EC8 e IFBD), salientam-se os valores percentuais consideravelmente superiores para os casos das estruturas calculadas pelo IFBD. De facto, esta abordagem de cálculo resulta em sistemas menos rígidos que os determinados pelo procedimento do EC8, logo com secções mais económicas, tanto para a estrutura de cinco pisos como na de oito. Os deslocamentos entre pisos têm uma relação de aproximadamente o dobro entre as duas abordagens de cálculo, reflectindo uma maior exigência de ductilidade para os elementos da estrutura mais flexível.

Nos pórticos contraventados, não se constata diferenças significativas entre os drifts obtidos nas soluções calculadas quer pelo EC8, quer pelo IFBD. Esta situação já se previa, uma vez que é adoptado o mesmo sistema de contraventamento nas duas soluções, variando apenas as secções dos pilares. Por outro lado, tanto para o edifício de cinco como para o de oito pisos, na solução alternativa proposta com elementos diagonais menos robustos verificam-se consequentemente maiores drifts entre pisos e com uma distribuição menos regular que nas soluções anteriores.

3.12. ANÁLISE COMPARATIVA E CONCLUSÕES

Após a aplicação da abordagem de cálculo prevista no Eurocódigo 8 e a nova metodologia IFBD, a casos práticos de dimensionamento sísmico de pórticos simples e contraventados, pode fazer-se uma breve referência a diversos aspectos no que respeita ao projecto destes dois tipos de sistemas estruturais.

No caso dos pórticos simples, a norma europeia especifica que os elementos dissipativos devem ser exclusivamente as vigas, devendo os pilares (exceptuando as secções localizadas na base e no topo do último andar) permanecer em regime elástico para garantirem o suporte das cargas verticais. Tanto as vigas como os pilares apresentam uma interacção de esforços considerável, nomeadamente entre esforços normais e de flexão. Deste modo, a verificação de segurança passa essencialmente pela verificação da capacidade resistente dos elementos à flexão composta e à encurvadura.

Para este tipo de pórticos, verifica-se que a metodologia IFBD é a mais adequada. Dada a elevada flexibilidade destes pórticos, ocorrem frequentemente dificuldades em poder dispensar-se a consideração dos efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$), que num dimensionamento à luz do EC8 pode resultar em estruturas sobredimensionadas e com capacidade para resistirem elasticamente à acção sísmica. Isto deve-se principalmente aos elevados coeficientes de comportamento (q) que o regulamento propõe, tendo implicações no cálculo do coeficiente de sensibilidade (θ), que é directamente proporcional a este factor. Por outro lado, o método IFBD sugere uma escolha criteriosa do coeficiente de comportamento em vez da forma tabelada da norma, conduzindo a soluções menos onerosas que satisfazem igualmente todos os requisitos regulamentares.

Em relação aos pórticos contraventados centrados, o regulamento define como elementos dissipativos as diagonais traccionadas, devendo estas resistir exclusivamente a acções horizontais. As vigas e os pilares devem garantir a resistência da estrutura para as acções gravíticas em regime linear elástico sob a condição de carregamento sísmico. No que respeita aos esforços que solicitam os diferentes elementos, refere-se que tanto as diagonais como os pilares são condicionados apenas por esforços axiais, enquanto as vigas (simplesmente apoiadas) são solicitadas por flexão composta.

Para os sistemas porticados com contraventamentos centrados estudados neste capítulo, refere-se que o dimensionamento dos elementos de contraventamento é independente da metodologia aplicada, isto é, o coeficiente de comportamento proposto para determinar o corte basal de cálculo não influencia a solução final. Isto verifica-se porque este sistema estrutural não é condicionado pelos efeitos de

segunda ordem, devido à elevada rigidez lateral conferida pela capacidade resistente axial dos elementos diagonais. Contudo, aplicando o mesmo princípio de dimensionamento sísmico nas duas direcções principais do edifício, a metodologia IFBD permite estimar o coeficiente de comportamento mais adequado à estrutura em análise, o que possibilita uma noção mais rigorosa sobre o nível de exploração de ductilidade nas condições sísmicas regulamentares.

É de referir que, nos pórticos contraventados, os requisitos regulamentares mais condicionantes são o limite de esbelteza das diagonais de contraventamento e a limitação da diferença entre as sobre-resistências máxima e mínima desses elementos. O que se verifica neste tipo de pórticos é uma solicitação da acção sísmica relativamente baixa no contraventamento do último andar face à sua capacidade resistente, mesmo aplicando a mínima secção que satisfaz o limite de esbelteza. Este facto condiciona determinadamente a solução final das secções para os diferentes elementos estruturais, dado que o regulamento impõe um comportamento dissipativo uniforme através da limitação da diferença das sobre-resistências, o que conduz a um sobredimensionamento do sistema estrutural.

Como forma de contornar as dificuldades inerentes à verificação do limite de diferença das sobre-resistências, é proposto um procedimento alternativo no qual se equaciona a possibilidade de reduzir a capacidade resistente do elemento diagonal do último andar, respeitando naturalmente todos os requisitos regulamentares. Apesar do carácter teórico da solução proposta, uma validação deste procedimento permitiria potencialmente atingir uma solução mais económica que a convencional que se obtém pelo dimensionamento de acordo com o regulamento e também um comportamento mais dissipativo. Para uma consideração melhor fundamentada em relação a esta hipótese, apresenta-se no capítulo seguinte um estudo sobre o comportamento não-linear de elementos de contraventamento com e sem furação.

4

ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO

4.1. INTRODUÇÃO

No âmbito do procedimento alternativo proposto para o dimensionamento dos pórticos com contraventamentos centrados do capítulo anterior, apresenta-se um estudo no qual se avalia o comportamento não linear monotónico e cíclico de elementos de contraventamento com e sem furos.

O principal objectivo é verificar a viabilidade da execução de furos na secção transversal dos elementos dissipativos deste tipo de pórticos como forma de reduzir a elevada sobre-resistência exibida por esses elementos no último andar das referidas estruturas.

Para o efeito, começa-se por apresentar uma análise não linear para um elemento de contraventamento sem furos, constituído por um perfil tubular circular (CHS). Esta análise tem como objectivo validar os resultados obtidos com o software de elementos finitos utilizado e discutir alguns aspectos tratados no âmbito de um estudo de sensibilidade do modelo em relação a parâmetros de modelação. Aproveita-se ainda para apresentar um estudo numérico relativamente curto que permitiu comparar a resistência monotónica de contraventamentos tubulares à compressão com os valores de resistência previstos pelo Eurocódigo 3 sob a forma de curvas de encurvadura.

De seguida efectua-se um conjunto de análises não lineares para elementos dissipativos com furos na secção transversal, de modo testar o comportamento monotónico e cíclico, permitindo avaliar o nível de ductilidade do elemento e consequentemente a sua capacidade de dissipação energética.

4.2. APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

As análises apresentadas neste capítulo foram efectuadas no software de elementos finitos ABAQUS 6.10-1 [9]. Este programa é extensamente utilizado em vários domínios da engenharia, tanto ao nível da investigação científica como da indústria permitindo a execução de diversos tipos de análises tais como análises de encurvadura, estáticas, dinâmicas, entre outras.

Para a simulação numérica das propriedades da estrutura e das acções que a solicitam o referido programa apresenta uma forma bem estruturada e intuitiva de modelação numérica. De forma sumária pode referir-se que a modelação começa pela caracterização das diferentes partes da estrutura a estudar, com a definição da geometria de cada parte individualmente e respectivas propriedades do material e da secção, concluindo com a assemblagem das várias partes definidas. De seguida procede-se à caracterização da malha de elementos finitos do sistema estrutural e das condições de apoio. Por fim cria-se um novo passo de análise, onde é seleccionado o tipo de análise pretendido e definidas as cargas. A análise é efectuada após a criação de um trabalho (*Job*), através do qual o programa reúne

toda informação sobre as propriedades da estrutura, do tipo de carregamento e de análise em ficheiros específicos que podem ser editados caso seja necessário alterar algum parâmetro. A partir destes ficheiros é possível correr as análises em ambiente gráfico Abaqus/CAE ou através da linha de comandos, sendo criados novos ficheiros com os resultados (*Output files*).

4.3. ESTUDO PRELIMINAR DE UM CONTRAVENTAMENTO

4.3.1. PROPRIEDADES DO ELEMENTO

O elemento seleccionado para a validação dos resultados obtidos com o software de análise não linear é um perfil CHS 114.3x3. Esta diagonal de contraventamento é analisada atendendo às características definidas para os pórticos contraventados do Capítulo 3, em particular para as condições do último andar. Deste modo, as ligações rotuladas são simuladas pelas condições de apoio que a Figura 4.1 ilustra, sendo constituídas por um apoio duplo numa extremidade e um apoio simples deslizante na outra, referindo-se ainda que a barra tem 6.95m de comprimento.

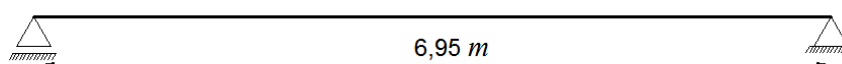


Figura 4.1 – Condições de apoio de um contraventamento

A forma geométrica e dimensões da secção podem também ser consultadas na Figura 4.2, sendo apresentadas as propriedades seccionais mais relevantes na Tabela 4.1.

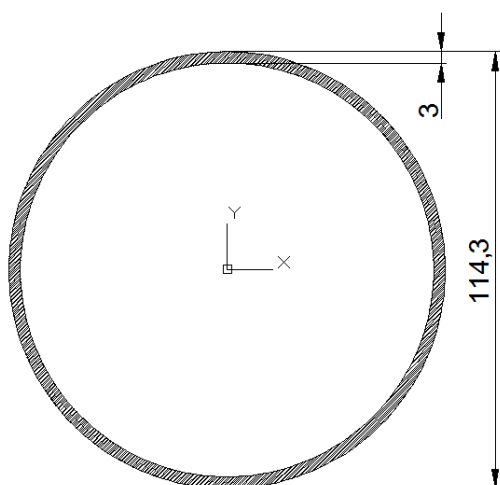


Figura 4.2 – Geometria da secção

Tabela 4.1 – Propriedades geométricas

Propriedades	CHS 114.3x3
D (mm)	114.3
e (mm)	3
A (cm ²)	10.5
I (cm ⁴)	162.6
i (cm)	3.94
N _{pl,Rd} (kN)	288.75

Em relação ao material considera-se um aço da classe S275, com propriedades que se admite seguirem uma lei bilinear com endurecimento, como ilustra a figura seguinte. O endurecimento é tido em conta através da consideração de módulo de elasticidade tangente (E_t) de 0.5% do valor considerado no ramo elástico (E_0).

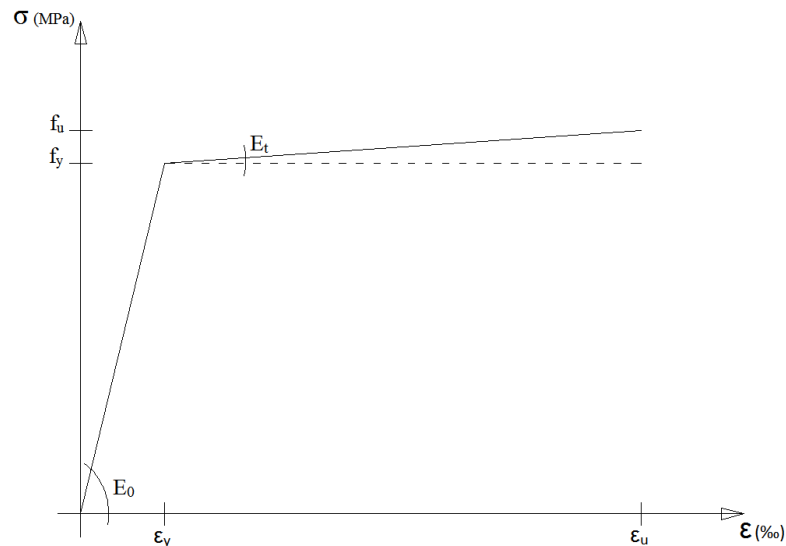


Figura 4.3 – Lei constitutiva do material

4.3.2. MODELAÇÃO EM ABAQUS

Neste ponto é feita uma breve referência em relação às opções consideradas para a modelação do contraventamento acima descrito no programa apresentado. Deste modo, são enunciados os passos relevantes assim como os parâmetros adoptados ao longo da modelação:

- O passo inicial consiste em definir as partes que constituem o sistema que vai ser estudado. É feita uma modelação 3D da secção tubular, atribuindo-se o diâmetro e o comprimento. A secção é caracterizada por uma superfície cilíndrica que representa a secção média do contraventamento. São modeladas também chapas metálicas que serão solidarizadas nas extremidades do tubo de forma a transmitir uniformemente esforços e deslocamentos. Para os casos referidos mais adiante em que se consideram furos na secção transversal, é feita nesta fase uma modelação de toros cilíndricos com o diâmetro desejado dos furos que depois são subtraídos à geometria da secção do tubo.
- A seguir definem-se as características do material. Conforme foi referido, considera-se aço da classe de resistência S275, com as seguintes propriedades:

Propriedades elásticas: Módulo de elasticidade, $E = 210 \text{ GPa}$

Coeficiente de Poisson, $\nu = 0.3$

Propriedades plásticas: Tensão de cedência, $f_y = 275 \text{ MPa}$

Tensão última, $f_u = 314.9 \text{ MPa}$ (0.5% de endurecimento)

Extensão última, $\epsilon_u = 30 \cdot \epsilon_y^* = 39.3 \text{ ‰}$

(* A extensão de cedência é definida pela Lei de Hooke: $\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{275}{210 \times 10^3} = 1.31 \text{ ‰}$)

- Definem-se as propriedades da secção, optando-se por uma casca (*shell*) homogénea e definindo a sua espessura. Neste ponto é necessário atribuir o material, definido no passo anterior, que constitui a secção em causa (salienta-se que a estrutura a ser analisada pode ser constituída por diferentes materiais e secções nas diversas partes). São ainda considerados cinco pontos de integração ao longo da espessura e o cálculo segundo a regra de Simpson (valores pré-definidos do programa).
- Para concluir a modelação do sistema estrutural são atribuídas as propriedades das secções a cada uma das partes consideradas e por fim é efectuada a montagem das partes de modo a constituírem uma estrutura única.
- O passo que se segue diz respeito à definição da malha de elementos finitos, quanto à escolha do tipo de elemento (família, número de nós, integração reduzida opcional) e à dimensão da malha.
- Com a malha de elementos finitos definida procede-se à caracterização das condições de apoio da estrutura nos nós correspondentes da malha. No caso das análises efectuadas neste capítulo, consideram-se chapas de extremidade concêntricas com o perfil tubular. As condições de apoio são definidas no nó central de cada chapa (apoios duplo e simples como na Figura 4.1), de modo a não ocorrer qualquer excentricidade quando a barra for solicitada axialmente.
- Selecciona-se o tipo de análise que se pretende efectuar e definem-se as cargas que solicitam a estrutura no caso de análise considerado (podem ser levadas a cabo várias análises independentes com carregamentos de naturezas distintas).
- No final é criado um trabalho (*Job*) onde o programa considera todos os dados da estrutura e do tipo de análise, armazenando-os em ficheiros específicos que depois de executados permitem obter os resultados do cálculo automático.

Após a aplicação do procedimento descrito obtém-se o modelo que a Figura 4.4 ilustra.

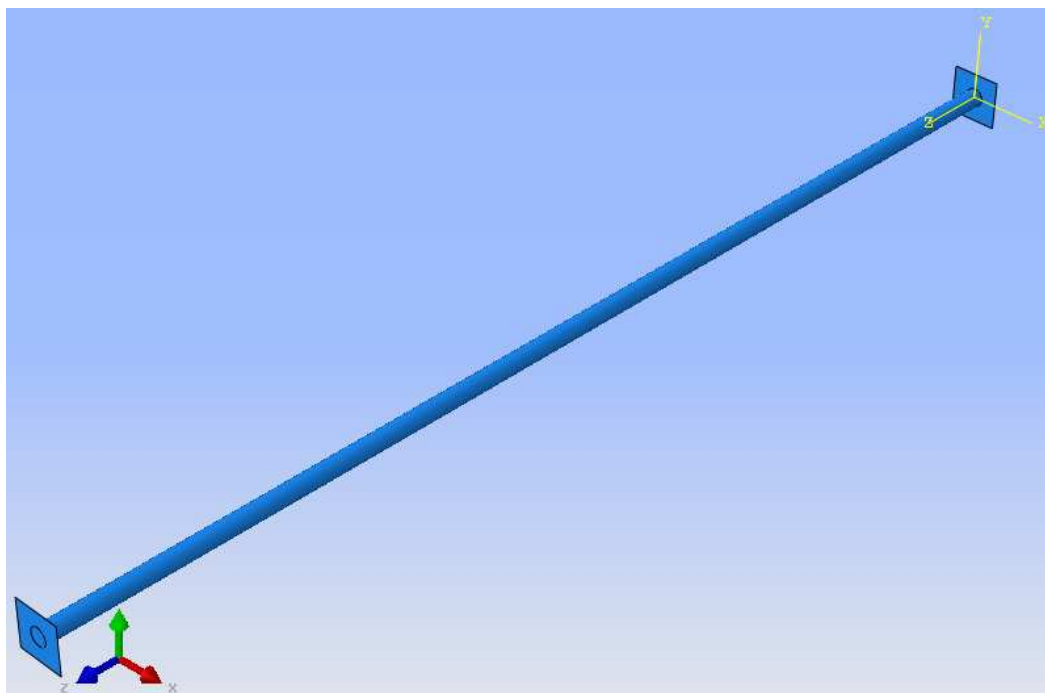


Figura 4.4 – Modelo de um elemento de contraventamento no programa ABAQUS

4.3.3. ESTUDO DE SENSIBILIDADE

A selecção do tipo de elemento finito e da sua dimensão deve ser efectuada de forma criteriosa e ajustada ao modelo estrutural que se pretende estudar. Deste modo, considera-se uma análise de encurvadura do elemento tubular o que permite determinar a carga crítica de compressão que promove a sua instabilidade. Os valores obtidos no Abaqus são confrontados com os teóricos, de acordo com a Equação 35, reflectindo a melhor solução aquela que apresentar menor diferença entre estes dois valores.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (\text{Eq.35})$$

Onde P_{cr} é a carga crítica de encurvadura por flexão e L_{cr} o comprimento de encurvadura.

Este estudo de sensibilidade é focado nos dois primeiros modos de encurvadura (Figuras 4.5 e 4.6). Em relação ao tipo de elemento, são admitidos como possíveis os elementos quadrados de quatro e oito nós (S4R e S8R), com integração reduzida. Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados obtidos com a utilização destes dois tipos de elemento finitos com base numa malha quadrada de 10mm.

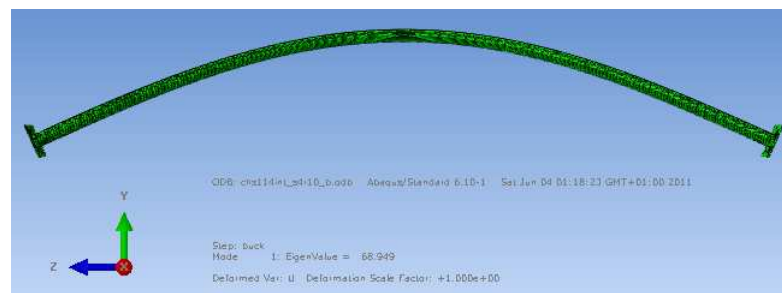


Figura 4.5 – Primeiro modo de encurvadura

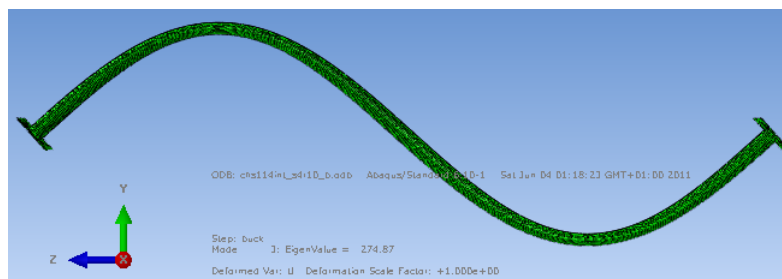


Figura 4.6 – Segundo modo de encurvadura

Tabela 4.2 – Valores da carga crítica para elementos S4R e S8R

	L_{cr}	P (teórico) (kN)	P(S4R) (kN)	Dif, S4R (%)	P(S8R) (kN)	Dif, S8R (%)
P_{cr1}	6,95	69,75	68,95	1,14	69,59	0,23
P_{cr2}	3,475	278,99	274,88	1,47	276,88	0,76

De acordo com resultados obtidos (Tabela 4.2), o tipo elemento que revela maior concordância com os valores teóricos da carga crítica é o S8R. No entanto este elemento não é adequado para todos os tipos de estruturas analisadas. Conforme é referido no Manual de Teoria do Abaqus (Secção 3.6.1), os elementos S8R devem ser utilizados apenas em malhas regulares de elementos de casca espessos. Um teste realizado num contraventamento com furos demonstrou que estes elementos não produzem resultados admissíveis, ocorrendo instabilidade numérica. Posto isto, e porque estamos perante uma modelação com elementos de casca finos, o tipo de elemento finito adoptado para as análises não lineares é o S4R.

Em relação à dimensão da malha de elementos finitos deve-se procurar uma solução que minimize o esforço de cálculo e que produza resultados de qualidade aceitável. Para o efeito, são comparados na Tabela 4.3 os resultados obtidos com a aplicação de três dimensões diferentes (10, 15 e 20mm).

Tabela 4.3 – Valores da carga crítica para elementos S4R de 10, 15 e 20mm

	L _{cr}	P (teórico) (kN)	P(S4R10) (kN)	Dif. (%)	P(S4R15) (kN)	Dif. (%)	P(S4R20) (kN)	Dif. (%)
Pcr1	6,95	69,75	68,95	1,14	68,26	2,13	67,20	3,65
Pcr2	3,475	278,99	274,88	1,47	272,14	2,46	267,94	3,96

Os valores apresentados permitem escolher a dimensão 10mm para os elementos quadrados S4R, considerando uma diferença de aproximadamente 1% em relação aos valores teóricos, o que revela uma precisão considerável, superior à exibida pelos elementos de maior dimensão.

4.3.4. ESTUDO PARAMÉTRICO DO CONTRAVENTAMENTO À COMPRESSÃO

Para uma representação mais rigorosa do elemento estrutural em estudo, é introduzida uma imperfeição geométrica inicial que caracteriza o facto de os perfis comerciais não saírem perfeitamente rectilíneos de fábrica. Essa imperfeição é aplicada no modelo do tubo recorrendo à informação obtida na análise de encurvadura. O programa permite impor uma deformação inicial com base nos modos de encurvadura, multiplicando por um factor de escala a deformação desses modos. Neste caso, é considerada a deformação do primeiro modo, escalada por um factor que permite obter uma excentricidade a meio vão de $L/500$, valor recomendado pelo fabricante no catálogo dos perfis tubulares.

Neste estudo paramétrico, além de ser avaliada a influência do nível de imperfeição geométrica inicial, é também testado o comportamento à compressão do elemento tubular em função de diferentes níveis de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$). Estes resultados são confrontados com a curva europeia de dimensionamento à encurvadura que consta do Eurocódigo 3 (Parte 1-1) [5], permitindo reforçar a confiança nos resultados do programa de cálculo.

O comportamento do elemento em função dos diferentes parâmetros é avaliado com base em ensaios monotónicos à compressão. Estes ensaios são simulados no Abaqus com recurso a uma análise denominada de *Static Riks*, que consiste na aplicação de uma carga estática na extremidade do tubo (Figura 4.7) com sucessivos incrementos até atingir um critério de paragem definido (limitação por carga ou deslocamento máximo).

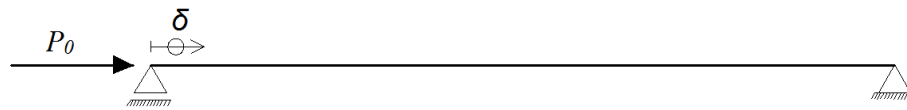


Figura 4.7 – Esquema de ensaio monotónico à compressão

O programa aplica os incrementos de carga através da variação do factor de carga (λ), como apresentado na Equação 36.

$$P_i = \lambda \cdot P_0 \quad (\text{Eq.36})$$

Em que P_i exprime a carga no incremento i e P_0 a carga inicial de referência.

Desta forma é possível obter os gráficos Força vs Deformação axial apresentados neste estudo.

4.3.4.1. Influência do nível de imperfeição inicial

Na Figura 4.8 apresenta-se o comportamento à compressão do perfil tubular CHS 114.3x3 em função de três níveis de imperfeição geométrica: L/250, L/500 e imperfeição praticamente nula (L/50 000).

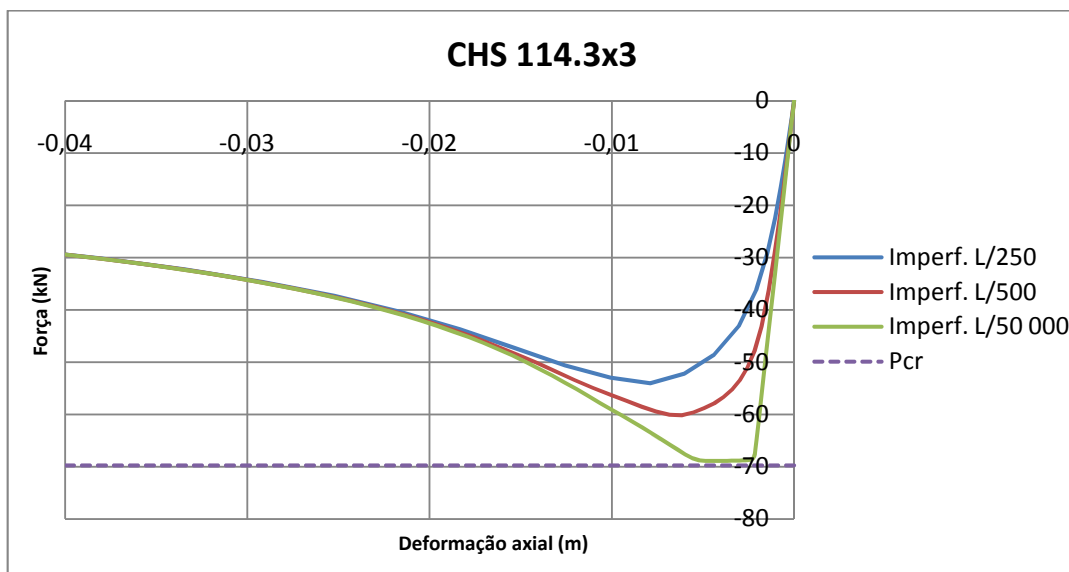


Figura 4.8 – Comportamento à compressão para diferentes imperfeições iniciais

Pode constatar-se que quanto maior é a imperfeição inicial da geometria da barra menor é a resistência à compressão desse elemento. No caso de imperfeição quase nula, o valor da resistência aproxima-se da carga crítica, ocorrendo um patamar de carga que corresponde à formação de rótula plástica a meio vão. Nos outros dois casos verifica-se um decréscimo progressivo da resistência após atingir o valor máximo, em consequência da maior excentricidade associada à imperfeição.

A imperfeição geométrica considerada nos estudos que se seguem é a recomendada pelo fabricante, correspondente a L/500.

4.3.4.2. Influência do nível de esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}$)

Os gráficos seguintes ilustram a diferença do comportamento à compressão de elementos semelhantes ao apresentado, mas com diferentes valores de esbelteza normalizada, considerando diferentes classes de resistência do material, comprimento do tubo e diâmetro da secção.

A esbelteza normalizada pode ser calculada pela Equação 37:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{P_{cr}}} \quad (\text{Eq.37})$$

Os casos considerados são: material da classe S235, S275, S355 e S2750⁴ (Figura 4.9); metade do comprimento de encurvadura (Figura 4.10) e secção de maior diâmetro, neste caso é experimentado um perfil CHS 139.7x3.6 (Figura 4.11).

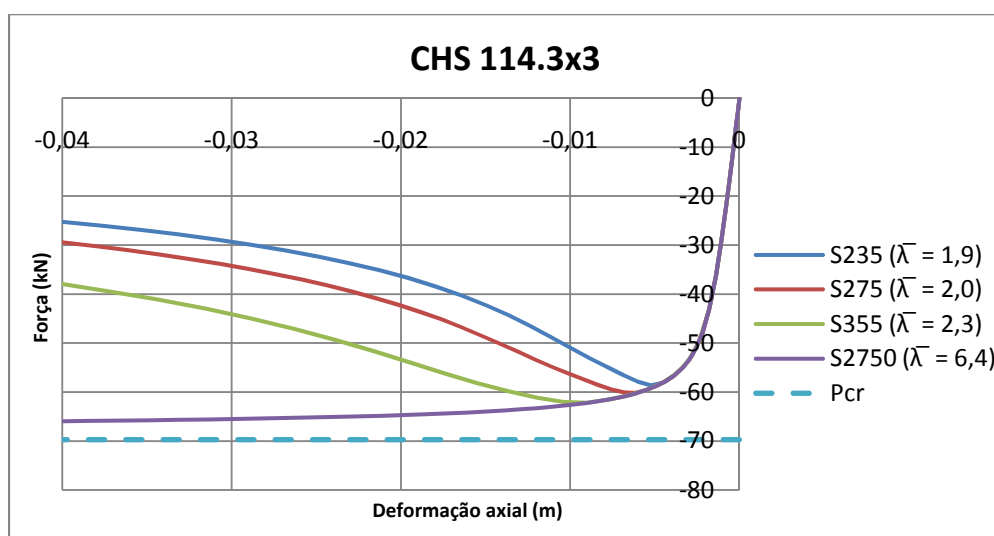


Figura 4.9 – Influência da classe do material no comportamento à compressão

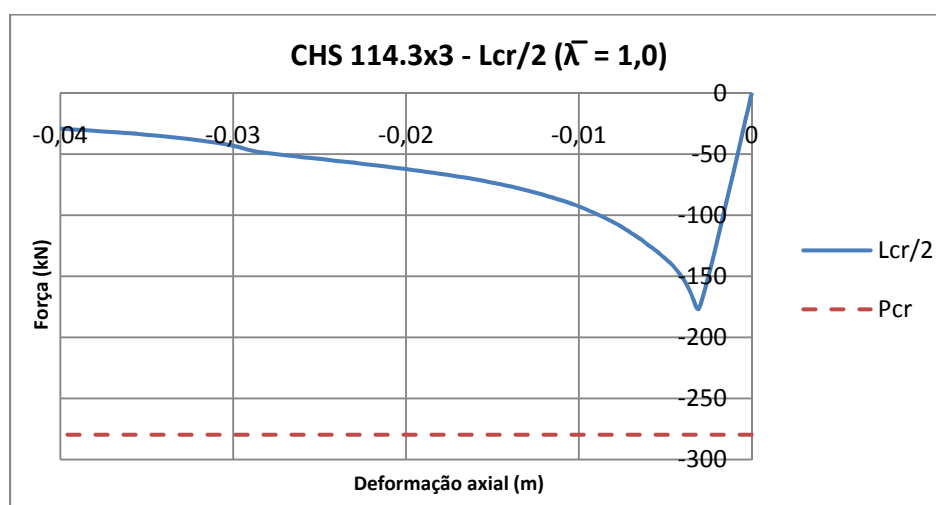


Figura 4.10 – Influência do comprimento de encurvadura

⁴ Material fictício com tensão de cedência teórica $f_y = 2750$ MPa

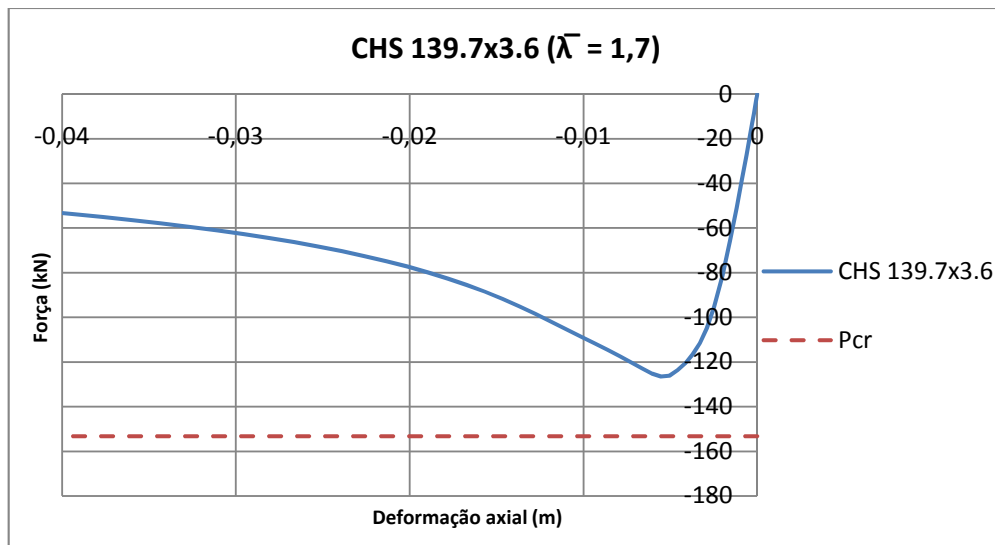


Figura 4.11 – Influência do diâmetro da secção

Dos gráficos pode concluir-se que a uma classe de material superior está associada uma maior capacidade resistente à compressão considerando a mesma imperfeição inicial ($L/500$). No caso com o material fictício S2750 constata-se que não há cedência, isto é, para maior deformação axial imposta é necessário sempre acrescentar mais carga pois o material ainda está em regime elástico.

A redução para metade do comprimento de encurvadura implica uma redução drástica da esbelteza do elemento, resultando numa carga crítica de encurvadura de ordem de grandeza semelhante à resistência plástica à tracção. Deste modo, o elemento recebe esforço axial de compressão consideravelmente elevado e quando a excentricidade devido à imperfeição assume maior influência assiste-se a uma queda abrupta da resistência, não havendo reserva para formação de rótula plástica.

4.3.4.3. Interpretação dos resultados à luz do Eurocódigo 3

Os casos aqui analisados permitem exprimir a carga máxima atingida em compressão em função da resistência axial ($A \cdot f_y$) o que representa o factor de redução por encurvadura (χ). Este factor é definido no EC3, através das curvas europeias de dimensionamento à encurvadura. Para o caso de secções tubulares laminadas a quente, a curva apropriada é a α (com o factor de imperfeição, $\alpha=0,21$), que a seguir se apresenta (Figura 4.12) juntamente com a curva teórica de Euler, possibilitando a comparação com os resultados obtidos nas simulações numéricas anteriores.

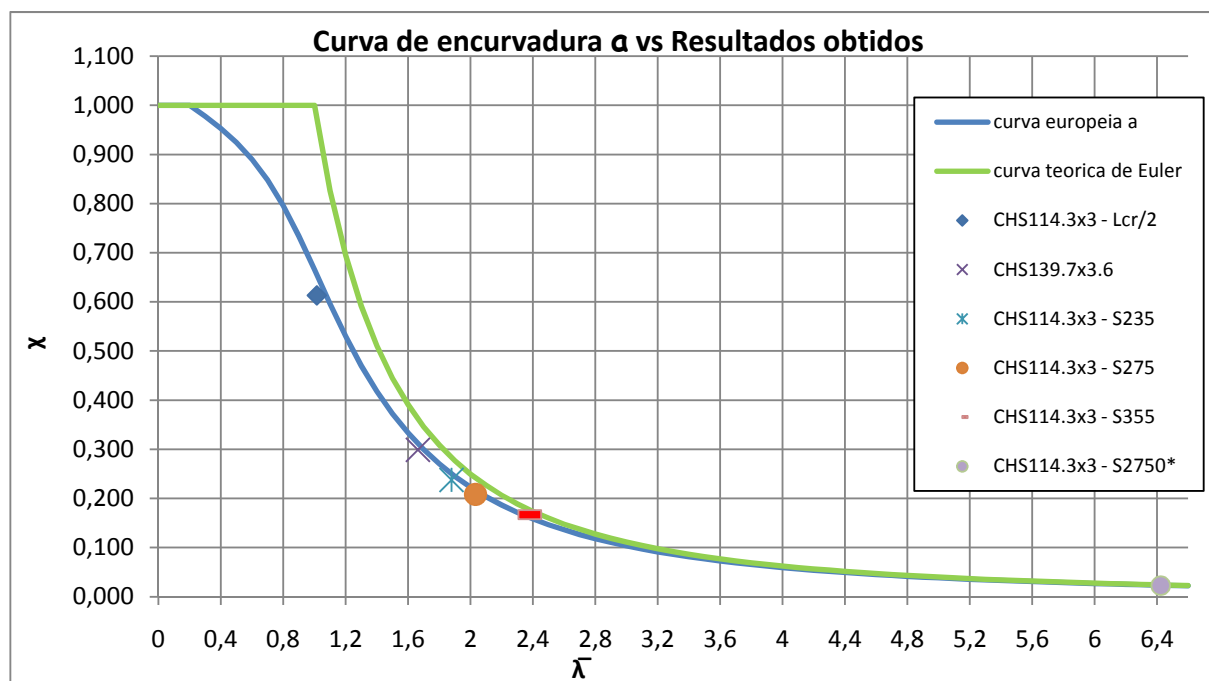


Figura 4.12 – Curva europeia de encurvadura e resultados dos ensaios à compressão

A comparação dos valores obtidos com o programa de cálculo e a curva empírica de dimensionamento à encurvadura permite verificar um elevado grau de concordância entre eles. Deste modo pode-se concluir que a imperfeição $L/500$ aplicada nos modelos é adequada e também avaliar a qualidade da modelação do perfil tubular com elementos finitos S4R de 10mm como uma modelação que garante fiabilidade dos resultados obtidos.

Efectuados os estudos de sensibilidade e paramétricos que permitiram a completa caracterização do modelo a utilizar na simulação numérica de um contraventamento, procede-se de seguida ao estudo comparativo entre os perfis standard e com furos.

4.4. ESTUDO COMPARATIVO ENTRE PERFIS BRUTOS E COM FURAÇÃO

Este estudo é efectuado no âmbito do procedimento alternativo proposto para o dimensionamento dos pórticos contraventados do Capítulo 3. A realização de furos na secção transversal dos elementos diagonais permite reduzir a respectiva capacidade resistente, satisfazendo o limite de esbelteza normalizada, o que assume particular interesse nas diagonais pouco solicitadas pela acção sísmica dos últimos andares das estruturas. Para avaliar o comportamento desses elementos furados são realizadas análises monotónicas e cíclicas. Os casos considerados para este estudo são os propostos nos pontos 3.8.3 (secção circular oca, CHS) e 3.10.3 (secção quadrada oca, SHS).

4.4.1. ANÁLISE DE PERFIS CIRCULARES OCOS (CHS)

A solução do dimensionamento sísmico dos pórticos contraventados de cinco pisos contempla a aplicação de perfis CHS 114.3x3 no último andar. No entanto, este elemento não verifica o requisito regulamentar da diferença entre as sobrerresistências máxima e mínima menor que 25% quando considerado um dimensionamento em função da ordem de grandeza dos esforços actuantes nas diagonais, impondo um sobredimensionamento nos contraventamentos dos andares inferiores. Em alternativa pode considerar-se a hipótese de reduzir localmente a secção através da realização de quatro furos com 40mm de diâmetro (solução do ponto 3.8.3, aplicando a metodologia IFBD). Neste ponto é avaliada a viabilidade desta solução com recurso a análises não lineares.

A modelação do contraventamento furado segue o mesmo procedimento aplicado ao perfil bruto (descrito no ponto 4.3.2). Refere-se que a malha de elementos finitos é mais refinada na zona junto aos furos, passando de elementos de 10mm para 5mm, de modo a aumentar a precisão dos resultados nessa região crítica. As Figuras 4.13 e 4.14 ilustram o modelo utilizado e o pormenor da furação realizada a meio vão do perfil tubular.

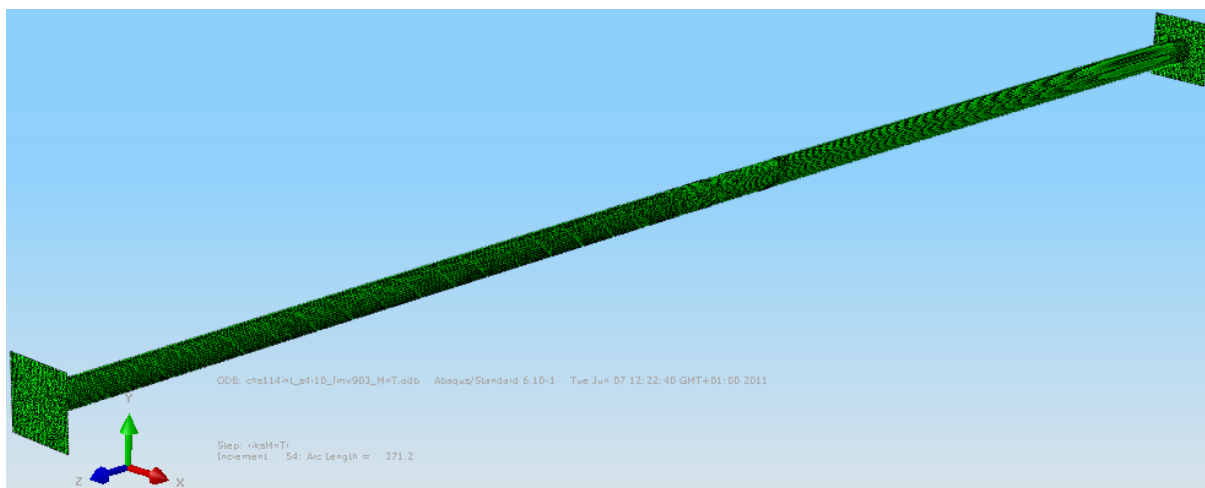


Figura 4.13 – Modelo do elemento de contraventamento furado (CHS 114.3_F40)

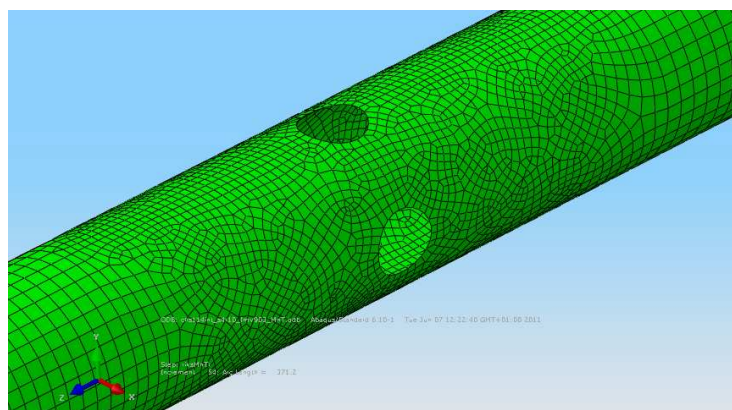
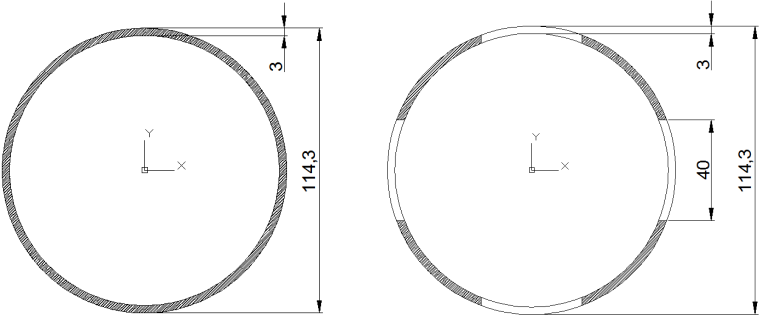


Figura 4.14 – Pormenor dos furos realizados a meio vão do perfil CHS

De seguida apresentam-se as principais propriedades das secções circulares analisadas.

Tabela 4.4 – Propriedades das secções CHS standard e com furos



Propriedades	CHS 114.3x3	CHS 114.3_F40
A (cm ²)	10.5	5.58
N _{pl,Rd} (kN)	288.75	153.45
P _{cr} (kN)	68.95	67.78
$\bar{\lambda}$	2.0	1.5

Uma análise de encurvadura ao perfil furado permite verificar que a carga crítica não reduz significativamente. Por outro lado, a resistência plástica estimada reduz para cerca de metade (tal como a área da secção), conduzindo a uma esbelteza normalizada menor (Eq.37).

4.4.1.1. Comportamento monotónico

Recorrendo a uma análise *Static Riks* como definida no ponto 4.3.4, obtêm-se as curvas que exprimem a carga axial aplicada em função da deformação segundo a direcção do eixo do elemento. Neste caso o critério de paragem da análise é a limitação do deslocamento máximo do apoio deslizante, impondo que este se situe no intervalo [-4;4]cm, correspondendo a um drift do andar de aproximadamente 1.5% projectado segundo a direcção da diagonal de contraventamento.

São realizadas análises para carregamento monotónico à tracção e à compressão cujos resultados se apresentam nas Figuras 4.15 e 4.16. Além das secções referidas, é também testada a hipótese de se realizar uma redução da secção menos severa, com furos com metade do diâmetro. Desta forma, representa-se nas ilustrações o comportamento monotónico de uma secção com furos de 20mm de diâmetro, denominada de CHS 114.3_F20.

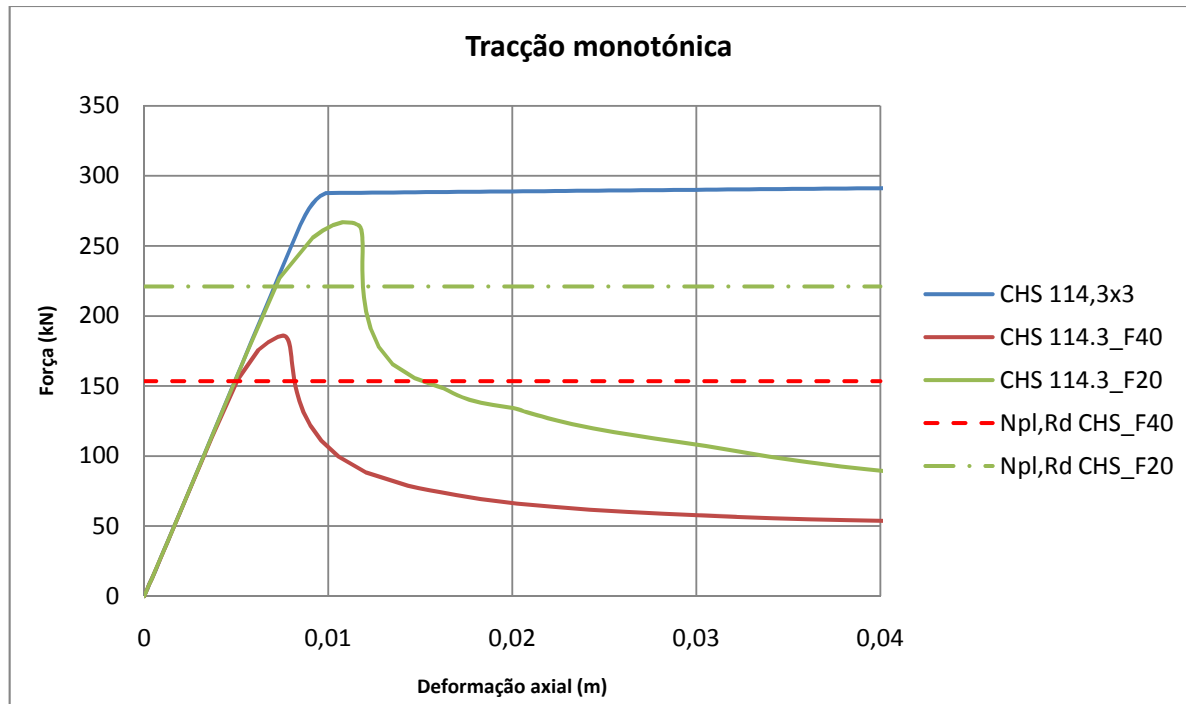


Figura 4.15 – Comportamento monotónico à tracção de perfis em CHS bruto e com furos

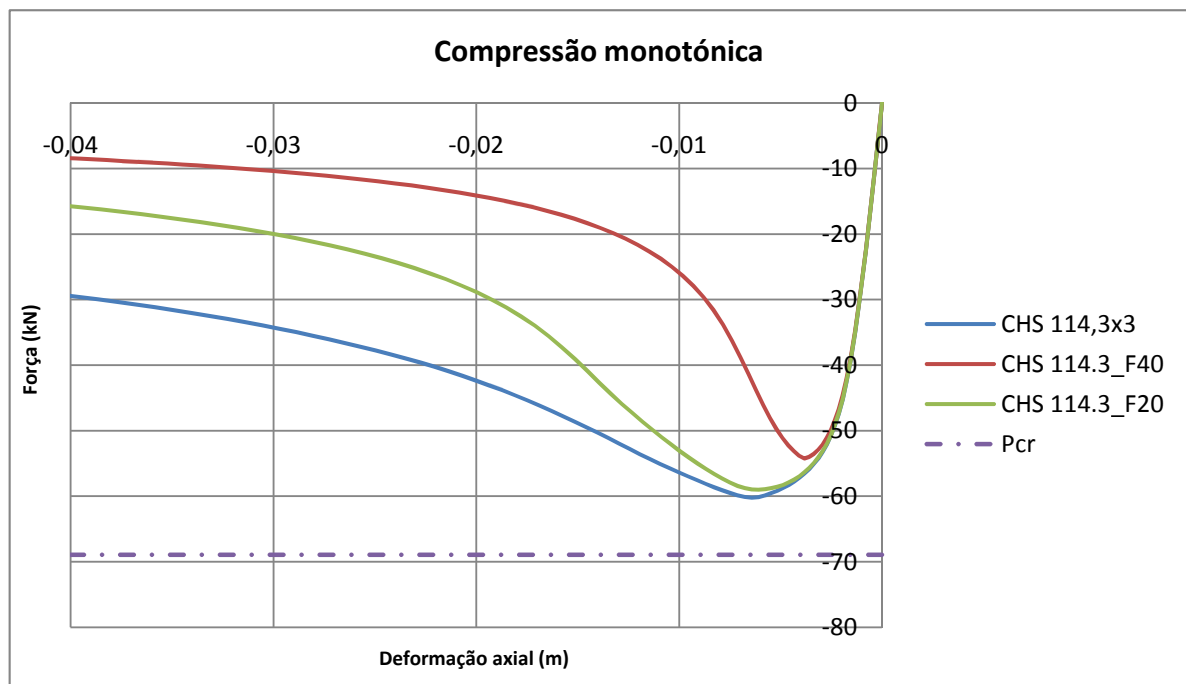


Figura 4.16 – Comportamento monotónico à compressão de perfis em CHS bruto e com furos

Destes gráficos salienta-se o comportamento instável que se verifica nos elementos de contraventamento furados. Para estes casos, independentemente do diâmetro do furo, assiste-se a uma capacidade resistente de pico consideravelmente superior à estimada pelo produto da área de secção pela tensão de cedência (cerca de 20%), seguida de uma perda progressiva de resistência axial.

A capacidade resistente adicional pode ser explicada pelo critério de cedência de Von Mises [10]. Com a presença dos furos desenvolve-se um estado multiaxial de tensões o que permite instalar-se uma tensão normal superior à tensão de cedência. Segundo o critério de cedência de Von Mises, a tensão instalada num elemento pode ser calculada pela combinação das tensões normais, transversais e tangenciais como definido na Equação 38.

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{11} - \sigma_{33})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2)}{2}} \quad (\text{Eq.38})$$

O facto de se instalarem tensões transversais consideráveis na zona dos furos permite que a secção apresente tensões normais superiores à de cedência, resultando numa capacidade resistente última superior à teórica.

As Figuras 4.17 e 4.18 pretendem ilustrar as tensões normais e transversais que ocorrem na secção.

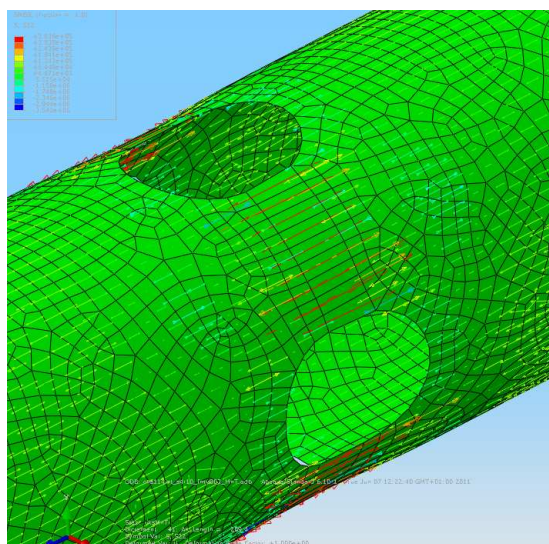


Figura 4.17 – Tensões normais (σ_{11})

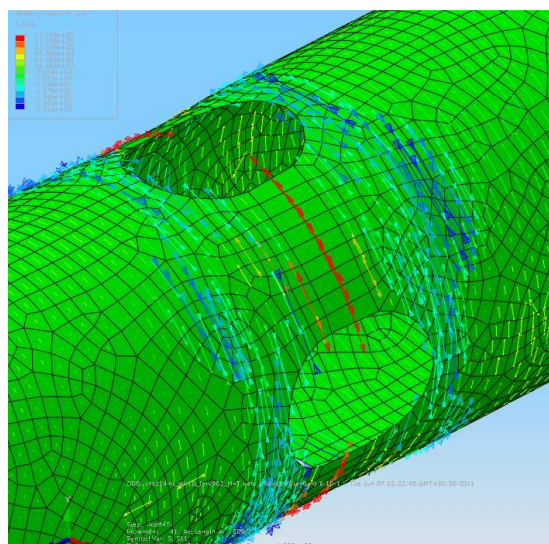


Figura 4.18 – Tensões transversais (σ_{22})

Em relação à perda de resistência que se verifica após o pico de carga em tracção deve-se sobretudo à concentração de tensões na zona da secção entre os furos e consequente concentração de extensões. Uma vez que a secção a meio vão é cerca de metade da existente no restante tubo (CHS 114.3_F40), ocorre plastificação desta zona em primeiro lugar, permanecendo todo o restante elemento em regime elástico. Desta forma, a deformação axial imposta ao perfil tubular concentra-se quase exclusivamente na zona dos furos, verificando-se extensões na ordem dos 2000 ‰, isto é, um elemento finito na zona entre furos triplica de comprimento (Figura 4.19). Este nível de deformação não é possível na realidade. De acordo com a norma EN 10025 [11], considera-se rotura do material para níveis de extensão da ordem dos 20%. Este valor de extensão é verificado num elemento finito entre furos para deformação axial do perfil de cerca 1cm, logo, a partir deste valor a curva de tracção monotónica deixa de fazer sentido para o caso com furos de 40mm. Já no caso do tubo sem furos, as extensões são distribuídas uniformemente por todos os elementos, na ordem dos 6.5 ‰.

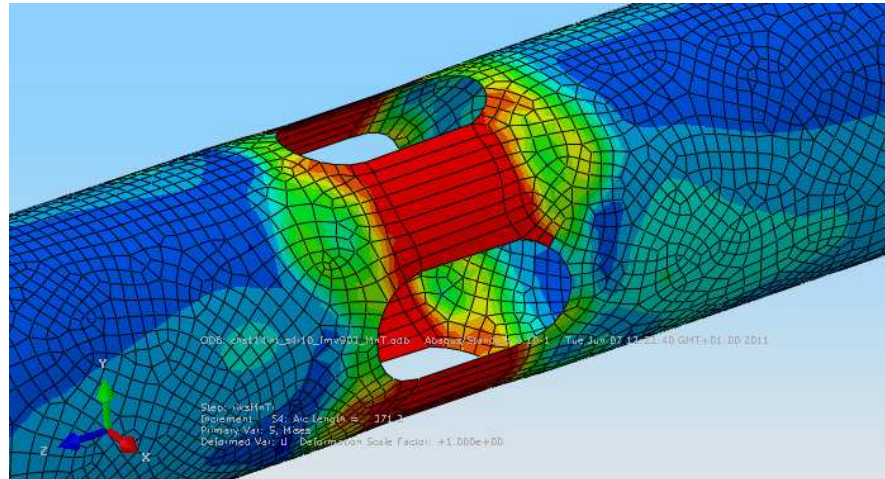


Figura 4.19 – Deformação do elemento de contraventamento CHS furado sujeito à tracção

Em relação ao comportamento em compressão, também se observa uma influência mais pronunciada quanto maior o diâmetro considerado para os furos, notando-se instabilidade local como apresentado na Figura 4.20.

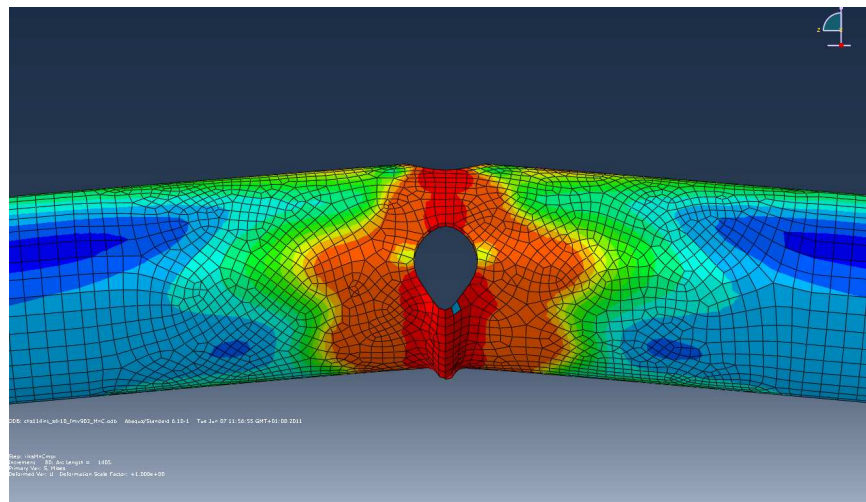


Figura 4.20 – Deformação do elemento CHS furado em compressão

4.4.1.2. Comportamento cíclico

A acção sísmica é um carregamento cíclico, que impõe inversão de esforços nos elementos das estruturas quando por esta são solicitadas. Assim, revela-se da maior importância a necessidade de determinar o comportamento dos elementos dissipativos sob acções cíclicas, de modo a poder estimar-se o nível de dissipação de energia em regime não linear que dado elemento pode proporcionar.

Os casos de estudo correspondem aos perfis em CHS114.3x3 bruto e com furos de 40mm, com recurso a sucessivas análises *Static Riks*. Os intervalos de deslocamentos considerados para as análises cíclicas estão de acordo com as recomendações técnicas da Convenção Europeia para Construções Metálicas (ECCS 45) [12].

O documento técnico define que devem ser efectuadas em primeiro lugar análises monotónicas à tracção e à compressão para se determinarem os deslocamentos que correspondem ao início da plastificação do elemento (e_y^+ e e_y^-). De seguida procede-se ao teste cíclico com deslocamentos crescentes, da seguinte forma:

- um ciclo no intervalo $e_y^+/4, e_y^-/4$;
- um ciclo no intervalo $e_y^+/2, e_y^-/2$;
- um ciclo no intervalo $3e_y^+/4, 3e_y^-/4$;
- um ciclo no intervalo e_y^+, e_y^- ;
- três ciclos no intervalo $2e_y^+, 2e_y^-$;
- três ciclos no intervalo $(2+2n)e_y^+, (2+2n)e_y^-$.

Dado o carácter simétrico dos deslocamentos que a acção sísmica provoca, é considerado o mesmo valor para e_y^+ e e_y^- , sendo o determinado e_y^+ pela curva monotónica à tracção.

Nas Figuras 4.21 e 4.22 apresentam-se os resultados dos testes cíclicos efectuados no programa Abaqus.

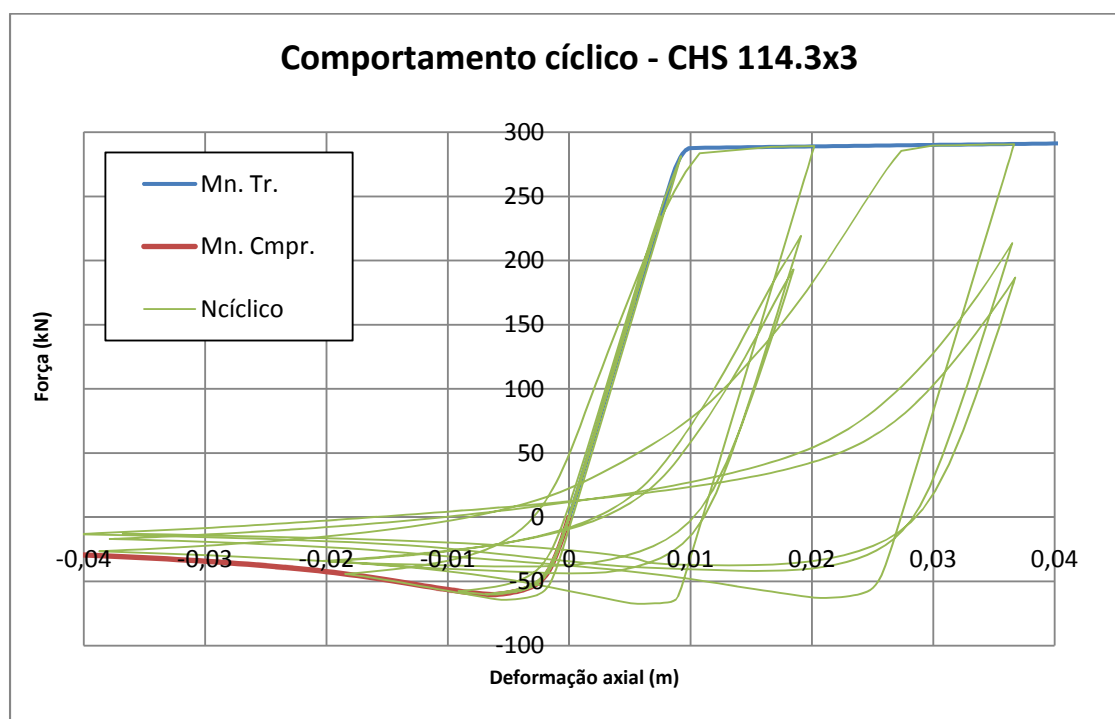


Figura 4.21 – Comportamento cíclico do contraventamento bruto CHS 114.3x3

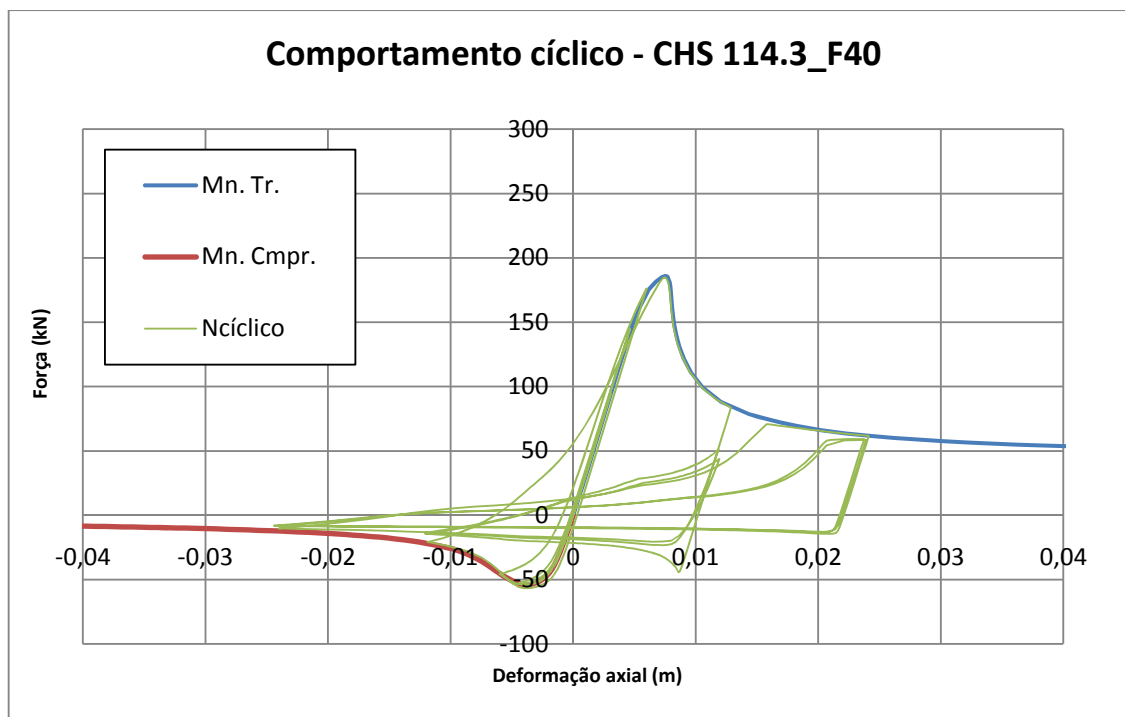


Figura 4.22 – Comportamento cíclico do contraventamento furado CHS 114.3_F40

Dos gráficos apresentados destaca-se o comportamento histerético do elemento sem furos, com uma capacidade de dissipação de energia superior e mais regular face ao caso com furos. É de notar contudo um decréscimo de resistência progressivo nas incursões de igual deslocamento (três ciclos). Estes elementos de contraventamento têm por finalidade dissipar energia por deformação axial, no entanto a eficiência não é a melhor devido à recuperação da deformação que ocorre quando o elemento é comprimido pela inversão de esforços. É importante referir que, no caso com furos, o teste cíclico é meramente teórico a partir do 1cm de deformação axial em tracção, dado que é expectável a ocorrência de rotura do elemento.

4.4.2. ANÁLISE DE PERFIS QUADRADOS OCOS (SHS)

Os perfis tubulares quadrados SHS são adoptados como solução de contraventamento para os pórticos contraventados de oito pisos, dimensionados no ponto 3.10. Da mesma forma como sugerido para os pórticos CBF de 5 pisos, são propostos furos na secção transversal do elemento de forma a controlar-se de forma mais eficiente a diferença entre as sobrerresistências. Neste caso, o perfil mínimo que cumpre o limite de esbelteza normalizada é o SHS 120x4. De acordo com o dimensionamento efectuado em 3.10.3 são propostos furos com 61mm de diâmetro realizados a meio vão da diagonal. Tanto o perfil quadrado bruto como o furado são modelados de acordo com os passos enunciados em 4.3.2, procedendo-se de seguida a análises monotónicas e cíclicas. As Figuras 4.23 e 4.24 pretendem representar o modelo com furos utilizado (SHS 120_F61).

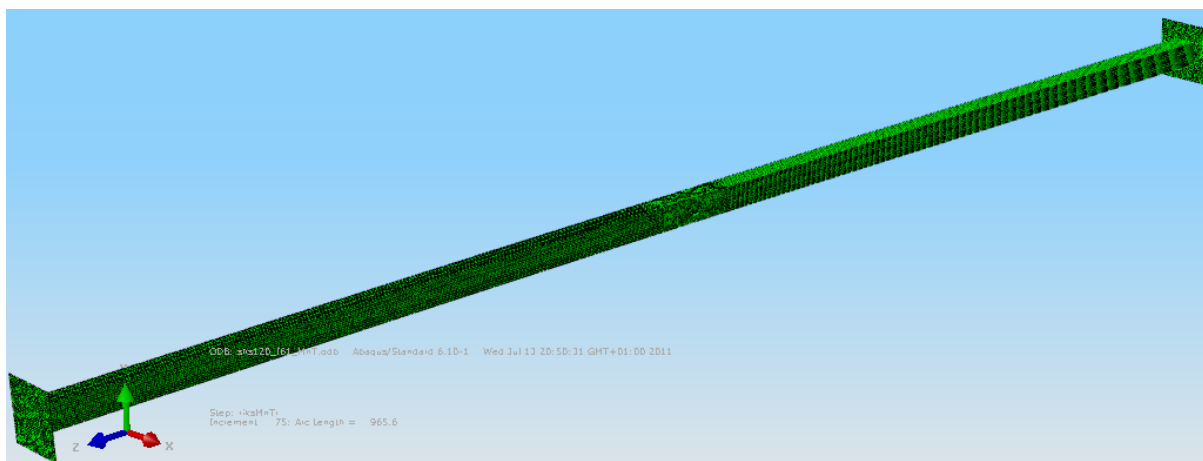


Figura 4.23 – Modelo do elemento de contraventamento furado (SHS 120_F61)

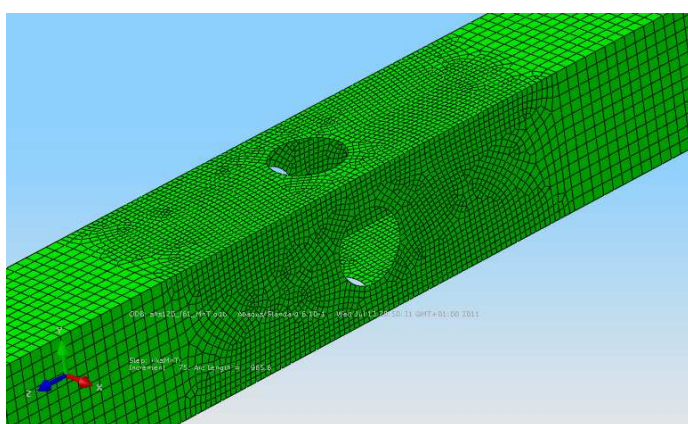


Figura 4.24 – Pormenor dos furos realizados a meio vão do perfil SHS

4.4.2.1. Comportamento monotónico

A simulação numérica de carregamentos monotónicos à tracção e à compressão é efectuada com a análise *Static Riks*, sob as mesmas condições impostas no estudo das secções circulares CHS.

Neste caso também é considerado um caso de furação que produz metade da redução de secção necessária para satisfazer os resultados do dimensionamento dos pórticos CBF de 8 pisos. Este caso é designado de SHS 120_F30,5, consistindo num perfil SHS 120x4 com quatro furos de 30,5mm a meio vão.

As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam os resultados dos casos considerados nas condições de carregamentos monotónicos.

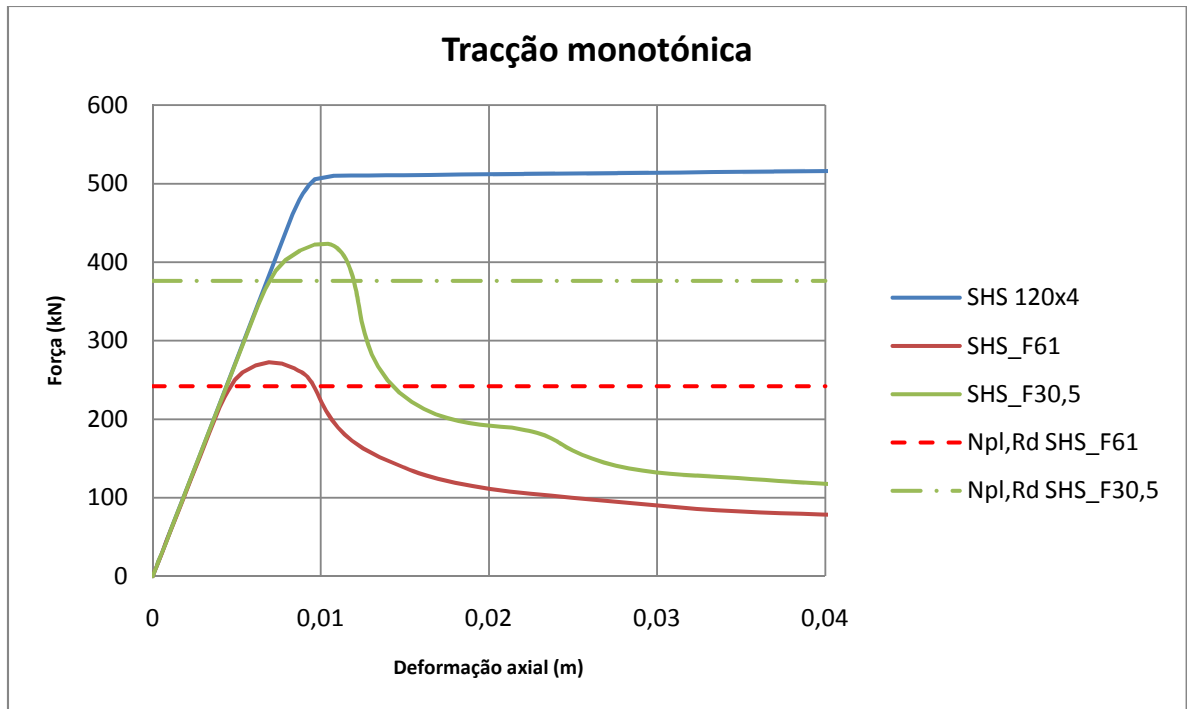


Figura 4.25 - Comportamento monotónico à tracção de perfis em SHS bruto e com furos

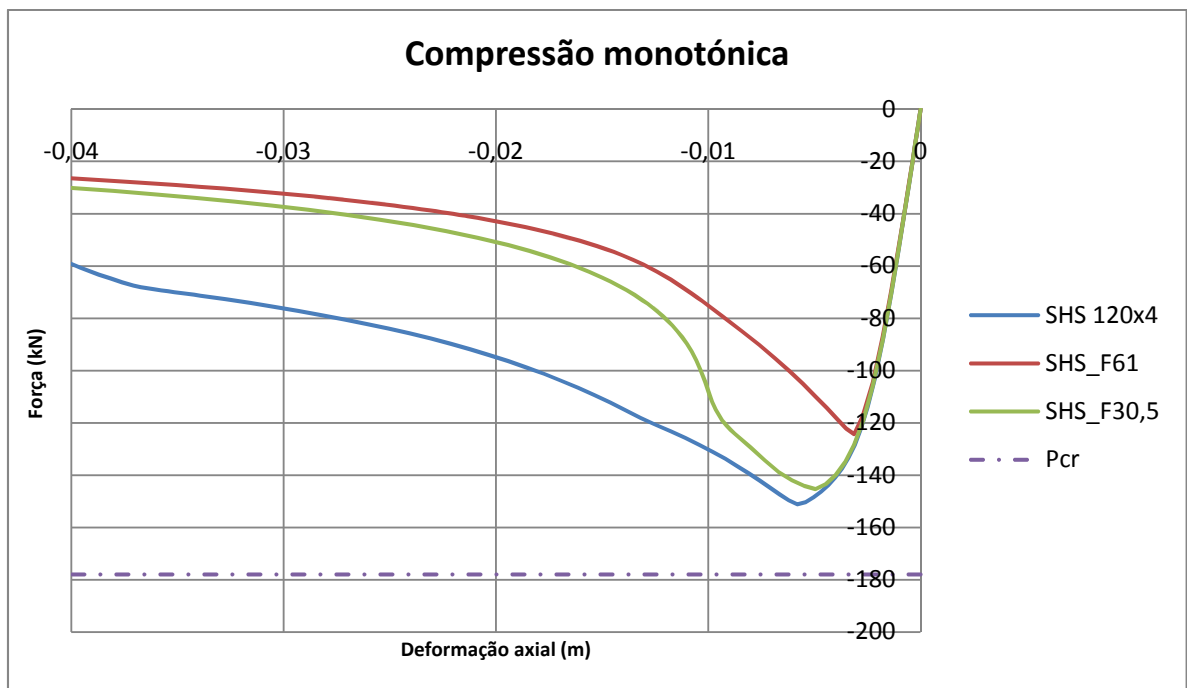


Figura 4.26 - Comportamento monotónico à compressão de perfis em SHS bruto e com furos

Os resultados obtidos são semelhantes aos dos perfis circulares ocos. Para os elementos com furos à tracção, instala-se um estado de tensão multiaxial que permite alcançar uma capacidade resistente superior à calculada segundo o EC3. No entanto, a seguir ao pico máximo de carga advém uma significativa perda resistência por elevada concentração de extensões na zona entre furos. A região

mais estreita medida entre os furos tende a reduzir devido ao efeito de Poisson, à medida que as deformações normais aumentam. Isto traduz-se numa estricção que conduz à rotura do elemento para deformações axiais pouco relevantes (cerca de 1cm).

No que respeita ao comportamento em compressão, verifica-se novamente um decréscimo de resistência em função do diâmetro dos furos, devido quer à menor secção disponível quer à instabilidade local causada pela presença dos furos.

As Figuras 4.27 e 4.28 ilustram as deformações típicas dos elementos com furos.

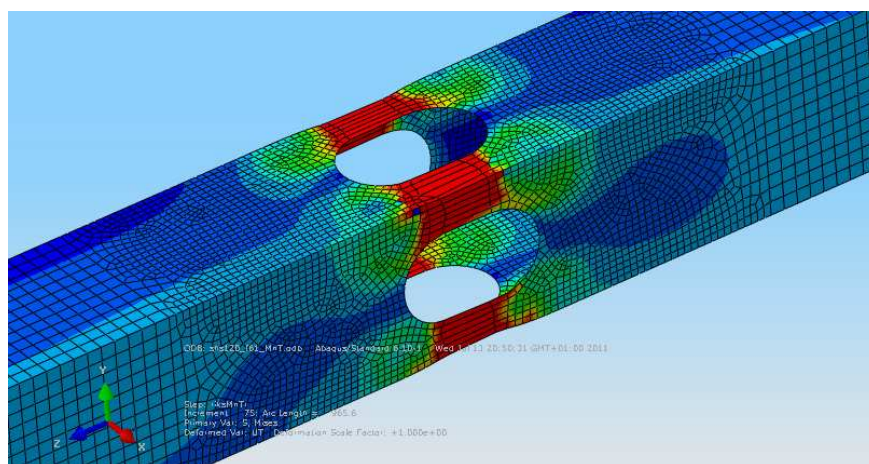


Figura 4.27 – Deformação do elemento de contraventamento SHS furado sujeito à tracção

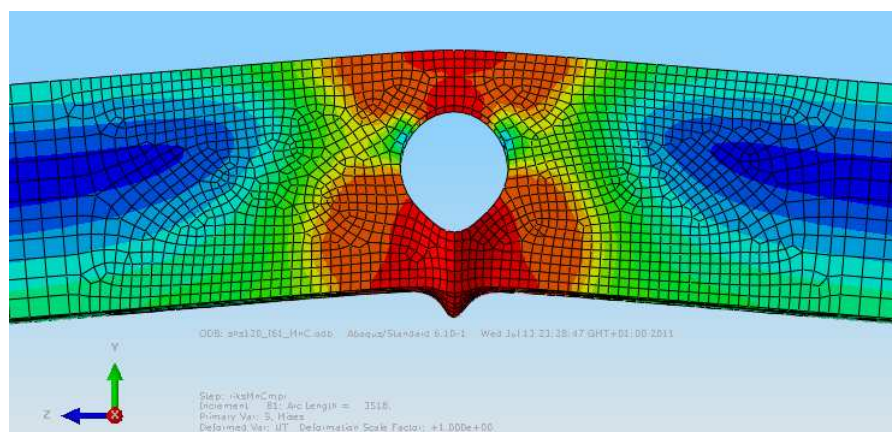


Figura 4.28 – Deformação do elemento SHS furado em compressão

4.4.2.2. Comportamento cíclico

Para a análise cíclica destes elementos de secção quadrada standard e com furação são tidas as mesmas considerações relativamente aos casos idênticos com secção circular. São executadas várias análises *Static Riks* controladas por deslocamento máximo, obedecendo aos intervalos recomendados pelo ECCS 45.

Nas Figuras 4.29 e 4.30 apresentam-se os resultados das análises cíclicas.

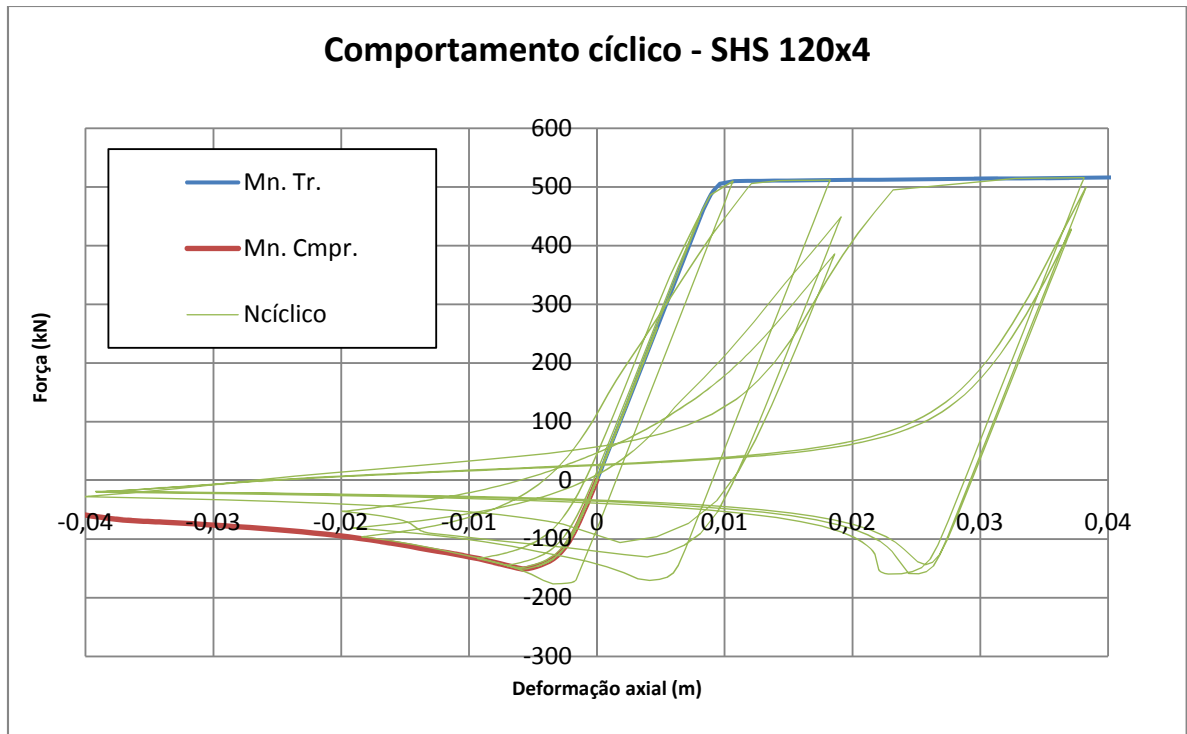


Figura 4.29 – Comportamento cíclico do contraventamento bruto SHS 120x4

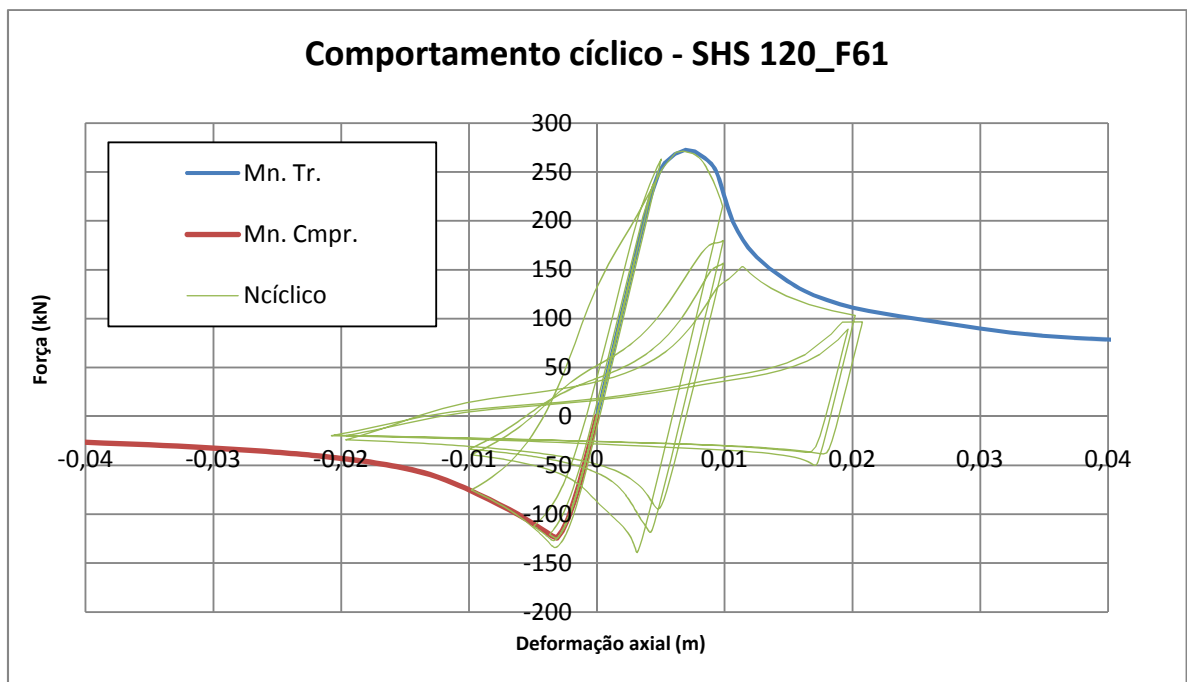


Figura 4.30 – Comportamento cíclico do contraventamento furado SHS 120_F61

As curvas histeréticas obtidas para os elementos com secção quadrada bruta e furada são idênticas às obtidas no caso dos perfis tubulares circulares, pelo que não apresenta informação nova a acrescentar. Verifica-se que a dissipação energética é claramente superior no elemento sem furos, salientando-se as

diferenças entre as duas partes da evolução da carga quando são realizados os ciclos de deslocamento negativo para positivo. Numa primeira parte o elemento apresenta muito baixa rigidez, enquanto recupera a deflexão resultante da compressão, e uma segunda fase de maior rigidez quando o elemento começa a trabalhar efectivamente à tracção. Sempre que é imposto o mesmo nível de deformação em tracção mais de uma vez, verifica-se uma redução gradual da resistência, devido essencialmente às deformações plásticas consequentes da solicitação anterior em compressão.

4.5. CONCLUSÕES

Os estudos de sensibilidade e paramétricos efectuados na fase inicial permitiram criar um modelo de elevada fiabilidade para a análise não linear de elementos de contraventamento standard. Para o caso dos elementos tubulares com furos tem-se em consideração a aplicação dos mesmos parâmetros de modelação numérica, com vista à obtenção de resultados fidedignos nas análises monotónicas e cíclicas destes elementos que não apresentam uniformidade geométrica.

Os resultados finais para os elementos furados revelam drásticas alterações relativamente aos elementos brutos. A concentração de tensões e respectivas extensões apenas nos elementos finitos que se encontram na zona de menor distância entre os furos conduz a uma perda considerável de ductilidade de todo o perfil tubular e a uma rotura precoce, independentemente de se tratar de secções circulares ou quadradas.

No que concerne a elementos estruturais destinados a resistirem a acções sísmicas é fundamental estes admitirem deformações plásticas sem perda de capacidade resistente, isto é, os elementos dissipativos devem corresponder às exigências de ductilidade que este tipo de acção impõe. O que se verifica nos elementos de contraventamento nos quais são realizados furos é uma redução acentuada ao nível da ductilidade, que se reflecte numa dissipação energética muito limitada, logo estes elementos não apresentam condições de aplicação às estruturas sismo-resistentes.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

Deste estudo comparativo sobre o dimensionamento sísmico de pórticos metálicos simples e contraventados conclui-se que as regras de cálculo do Eurocódigo 8 são muito conservativas quando o sistema estrutural é condicionado apenas pelos efeitos de segunda ordem, conduzindo a estruturas sobredimensionadas face aos esforços que a solicitação sísmica pode potencialmente desenvolver.

No caso dos pórticos simples, a aplicação da metodologia *Improved Force-Based Design* permite mitigar as dificuldades inerentes às exigências regulamentares. Este método tem em conta a determinação de um coeficiente de comportamento mais adequado para cada caso de projecto, resultando em soluções mais económicas e eficientes.

Em relação aos sistemas porticados com contraventamentos centrados, verifica-se que o dimensionamento é fortemente condicionado pelas disposições construtivas do EC8. A limitação da esbelteza máxima que os elementos dissipativos podem apresentar, associada à exigência de uma distribuição uniforme das deformações plásticas, conduz a soluções de contraventamento sobredimensionadas, independentemente do coeficiente de comportamento aplicado.

Uma forma de contornar este problema passa pela consideração de elementos diagonais com menor capacidade resistente nos pisos menos solicitados pela acção sísmica e que satisfaçam o requisito da esbelteza. Contudo, a redução da resistência desses elementos através da realização de furos na secção transversal não constitui uma solução admissível, uma vez que a concentração de tensões tem como principal consequência a diminuição considerável da ductilidade desse contraventamento. Outras alternativas devem ser equacionadas, dado que o dimensionamento atendendo à ordem de grandeza dos esforços que solicitam os elementos diagonais durante a acção de um sismo conduz a soluções significativamente mais racionais e económicas.

5.2. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTURO

Para o dimensionamento sísmico dos pórticos simples, impôs-se neste trabalho que se dispensasse a consideração dos efeitos de segunda ordem, revelando-se assim uma discrepância notável entre as soluções obtidas por diferentes abordagens de cálculo. No entanto, o regulamento permite a consideração desses efeitos com a devida amplificação dos esforços actuantes. Deste modo, poderá ser levado a cabo um estudo em que se discutam as soluções obtidas admitindo um coeficiente de sensibilidade superior, dentro dos limites da norma.

No que respeita à optimização do dimensionamento dos pórticos contraventados, podem propor-se outras soluções alternativas com vista à redução da sobrerresistência dos elementos diagonais dos andares superiores, nomeadamente a consideração de ligações parcialmente resistentes ou esquemas de furação diferentes. É de referir que o Eurocódigo 8 não estabelece qualquer limite para a esbelteza normalizada dos elementos de contraventamento para edifícios até dois pisos. Assim, poderá ser explorada, com base em estudos não lineares, a possibilidade de esta excepção ser estendida ao último andar de estruturas de múltiplos pisos.

BIBLIOGRAFIA

- [1] IPQ. “NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [2] Castro, J.M., Villani, A., Elghazouli, A.Y. “Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos”. Porto, 2009.
- [3] Lopes, M. “Sismos e Edifícios”. Edições Orion, Amadora, 2008.
- [4] Elghazouli AY. “Seismic Design of Buildings to Eurocode 8”. Spon Press, London, 2009.
- [5] IPQ. “NP EN 1993-1-1, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [6] Elghazouli AY. “Seismic design of steel structures to Eurocode 8”. The Structural Engineer, 85(12), 26-31, 2007.
- [7] Elghazouli AY. “Seismic design procedures for concentrically braced frames”. Proc Inst Civ Eng Struct. Build 156:381–394, 2003.
- [8] IPQ. “NP EN 1990, Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas”. Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2002.
- [9] <http://www.simulia.com>. Abril 2011.
- [10] Wikipedia, the free encyclopedia. http://en.wikipedia.org/wiki/Von_Mises_yield_criterion. Junho 2011.
- [11] CEN. “BS EN 10025-2, Hot rolled products of structural steels. Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels”. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [12] ECCS. “Recommended testing procedure for assessing the behaviour of structural steel elements under cyclic loads”. European Convention for Constructional Steelwork, Brussels, 1986.

ANEXOS

AN.1 – MRF de 5 pisos

a) Metodologia: EC8 ($q = 4$)

Tabela AN.3.1 – Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 (sec. gravíticas, MRF 5 pisos)

Piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
5	5,19	1,97	0,79	2,63	513,0	29,29	3,5	0,098
4	4,70	3,66	1,46	2,63	1198,8	61,04	3,5	0,205
3	3,78	4,72	1,89	2,63	1884,6	85,38	3,5	0,298
2	2,60	5,30	2,12	2,63	2570,4	102,31	3,5	0,381
1	1,28	5,10	2,04	3,38	3256,2	111,83	4,5	0,330

Tabela AN.3.2 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 4$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
5	2,33	1,45	0,579	2,625	513	48,56	3,5	0,044
4	1,97	1,93	0,771	2,625	1198,8	101,20	3,5	0,065
3	1,48	2,09	0,837	2,625	1884,6	141,56	3,5	0,080
2	0,96	2,06	0,822	2,625	2570,4	169,63	3,5	0,089
1	0,45	1,79	0,715	3,375	3256,2	185,42	4,5	0,070

Verificação de segurança (MRF 5 pisos, $q = 4$)

Viga crítica:

$$\text{Combinação: } E_d = E_{d,G+0,3Q} + E_{d,E}$$

Tabela AN.3.3 – Verificação de segurança da viga crítica do pórtico simples de 5 pisos ($q = 4$)

Elemento	Secção						
27	IPE 450						
M_{Ed} (kNm)	N_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)			$M_{pl,Rd}$	$N_{pl,Rd}$	$V_{pl,Rd}$
		$V_{Ed,G+0,3Q}$ (1)	$V_{Ed,M}$ (2)	(1) + (2)			
-182,44	-5,06	59,78	156,02	215,80	468,05	2717	807,35

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} \rightarrow 182,44 \text{ kNm} \leq 468 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$N_{Ed} \leq 0,15 N_{pl,Rd} \rightarrow 5,06 \text{ kN} \leq 0,15 \times 2717 = 407,6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow 215,8 \text{ kN} \leq 0,5 \times 807,35 = 403,7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Pilar crítico:

$$\text{Combinação: } E_d = E_{d,G+0,3Q} + 1,1\gamma_{ov} \Omega E_{d,E}$$

$$\Omega = \min \left(\frac{M_{pl,Rd} - M_{Ed,G+0,3Q}}{M_{Ed,E}} \right) = \frac{468 - 92,46}{89,99} = 4,17$$

Para a combinação de acordo com o *capacity design* temos:

$$1,1\gamma_{ov} \Omega = 1,1 \times 1,25 \times 4,17 = 5,74$$

Tabela AN.3.4- Verificação de segurança do pilar crítico do pórtico simples de 5 pisos ($q = 4$)

Elemento	Secção					
31	HE 500 B					
	N	M	V	$N_{pl,Rd}$	$M_{pl,Rd}$	$V_{pl,Rd}$
G + 0,3Q	-551,1	36,92	14,11	6561,5	1324,1	1426,1
E	-99,79	29,26	41,05			
G + 0,3Q + 5,74E	-1123,8	204,8	249,7			

Verificação seccional:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \rightarrow 1123,8 \leq 1640,4 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

$$N_{Ed} \leq 0,5 h_w t_w f_y / \gamma M_0 \rightarrow 1123,8 \leq 885,2 \text{ kN} \quad \text{KO !}$$

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{(1 - n)}{(1 - 0,5a)} \rightarrow 204,8 \leq 1287,9 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow 249,7 \leq 713 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Verificação da estabilidade do elemento:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{pl,Rd}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1123,8}{0,99 \times 6561,5} + 0,52 \times \frac{204,8}{0,95 \times 1324,1} \leq 1,0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 0,173 + 0,084 = 0,257 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0 \rightarrow$$

$$\frac{1123,8}{0,78 \times 6561,5} + 0,94 \times \frac{204,8}{0,95 \times 1324,1} \leq 1,0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 0,221 + 0,153 = 0,374 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

Verificação dos nós de ligação:

$$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}} \geq 1,3$$

Nó interno do Piso 1:

$$\sum M_{RC} = 2 \times 1324,13 = 2648,3 \text{ KNm}$$

$$\sum M_{RB} = 2 \times 468,1 = 936,1 \text{ KNm}$$

$$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{RB}} = \frac{2648,3}{936,1} = 2,8 > 1,3 \quad OK$$

Verificação de segurança da ligação (painel da alma):

$$\frac{V_{wp,ed}}{V_{wp,rd}} \leq 1,0$$

Painel da alma interno:

$$V_{wp,ed} = 2150 \text{ KN}$$

$$V_{wp,rd} = 1432 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{wp,ed}}{V_{wp,rd}} = \frac{2150}{1432} = 1,50 > 1,0 \rightarrow \text{Necessita de chapas de reforço}$$

Painel da alma externo:

$$V_{wp,ed} = 1075 \text{ KN}$$

$$V_{wp,rd} = 1432 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{wp,ed}}{V_{wp,rd}} = \frac{1075}{1432} = 0,75 < 1,0 \rightarrow OK$$

As secções adoptadas para vigas e pilares verificam a segurança de acordo com o EC3 e o EC8.

b) Metodologia: IFBD

Tabela AN.3.5 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 1.85$)

Piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
5	8,61	1,98	0,793	2,625	513	82,76	3,5	0,035
4	7,54	3,10	1,238	2,625	1198,8	172,47	3,5	0,061
3	5,86	3,78	1,511	2,625	1884,6	241,24	3,5	0,084
2	3,82	3,83	1,531	2,625	2570,4	289,08	3,5	0,097
1	1,75	3,23	1,291	3,375	3256,2	315,99	4,5	0,074

AN.2 – CBF de 5 pisos

a) Metodologia: EC8 ($q = 4$)

Tabela AN.3.6 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 4$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
5	4,21	3,10	1,240	2,625	171	102,97	3,5	0,015
4	3,43	3,64	1,454	2,625	399,6	214,58	3,5	0,019
3	2,53	3,69	1,475	2,625	628,2	300,14	3,5	0,022
2	1,60	3,51	1,403	2,625	856,8	359,67	3,5	0,024
1	0,73	2,90	1,162	3,375	1085,4	393,15	4,5	0,018

b) Metodologia: IFBD

Tabela AN.3.7 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 2.03$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
5	8,37	3,16	1,264	2,625	171	198,71	3,5	0,008
4	6,81	3,70	1,479	2,625	399,6	414,09	3,5	0,010
3	4,99	3,72	1,488	2,625	628,2	579,22	3,5	0,012
2	3,15	3,52	1,410	2,625	856,8	694,10	3,5	0,012
1	1,41	2,86	1,145	3,375	1085,4	758,71	4,5	0,009

c) Procedimento alternativo

Tabela AN.3.8 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 3.03$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr^*v (cm)	dr,lim (cm)	P_{tot}	V_{tot}	h	θ
5	6,88	3,79	1,515	2,625	171	105,77	3,5	0,017
4	5,63	4,13	1,652	2,625	399,6	220,41	3,5	0,021
3	4,27	4,40	1,761	2,625	628,2	308,30	3,5	0,026
2	2,81	4,42	1,766	2,625	856,8	369,44	3,5	0,029
1	1,36	4,12	1,646	3,375	1085,4	403,84	4,5	0,025

AN.3 – MRF de 8 pisos

a) Metodologia: EC8 ($q = 4$)

Tabela AN.3.9 – Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 (sec. gravíticas, MRF 8 pisos)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr^*v (cm)	dr,lim (cm)	P_{tot}	V_{tot}	h	θ
8	6,81	1,68	0,674	2,625	513	26,26	3,5	0,094
7	6,39	2,79	1,115	2,625	1198,8	57,13	3,5	0,167
6	5,69	3,37	1,347	2,625	1884,6	83,76	3,5	0,217
5	4,85	4,05	1,619	2,625	2570,4	106,16	3,5	0,280
4	3,84	4,08	1,632	2,625	3256,2	124,32	3,5	0,305
3	2,82	4,06	1,624	2,625	3942	138,24	3,5	0,331
2	1,80	3,90	1,560	2,625	4627,8	147,92	3,5	0,349
1	0,83	3,31	1,323	3,375	5313,6	153,37	4,5	0,255

Tabela AN.3.10 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 4$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	3,15	0,96	0,382	2,625	513	41,14	3,5	0,034
7	2,91	1,37	0,549	2,625	1198,8	89,50	3,5	0,053
6	2,57	1,66	0,662	2,625	1884,6	131,23	3,5	0,068
5	2,15	1,82	0,726	2,625	2570,4	166,32	3,5	0,080
4	1,70	1,89	0,757	2,625	3256,2	194,76	3,5	0,090
3	1,23	1,86	0,746	2,625	3942	216,57	3,5	0,097
2	0,76	1,73	0,693	2,625	4627,8	231,75	3,5	0,099
1	0,33	1,30	0,522	3,375	5313,6	240,28	4,5	0,064

b) Metodologia: IFBD

Tabela AN.3.11 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 1.57$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	14,37	1,85	0,739	2,625	513	78,95	3,5	0,034
7	13,19	2,52	1,009	2,625	1198,8	171,76	3,5	0,050
6	11,59	2,84	1,135	2,625	1884,6	251,82	3,5	0,061
5	9,78	3,29	1,317	2,625	2570,4	319,15	3,5	0,076
4	7,69	3,41	1,362	2,625	3256,2	373,75	3,5	0,085
3	5,53	3,19	1,276	2,625	3942	415,60	3,5	0,086
2	3,50	3,04	1,216	2,625	4627,8	444,72	3,5	0,090
1	1,57	2,46	0,985	3,375	5313,6	461,09	4,5	0,063

AN.4 – CBF de 8 pisos

a) Metodologia: EC8 ($q = 4$)

Tabela AN.3.12 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 4$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	7,63	3,80	1,522	2,625	171,0	91,72	3,5	0,020
7	6,68	4,01	1,603	2,625	399,6	199,53	3,5	0,023
6	5,68	4,32	1,726	2,625	628,2	292,54	3,5	0,026
5	4,60	4,08	1,634	2,625	856,8	370,76	3,5	0,027
4	3,58	4,18	1,672	2,625	1085,4	434,18	3,5	0,030
3	2,53	3,88	1,552	2,625	1314,0	482,80	3,5	0,030
2	1,56	3,61	1,445	2,625	1542,6	516,62	3,5	0,031
1	0,66	2,63	1,053	3,375	1771,2	535,65	4,5	0,019

b) Metodologia: IFBD

Tabela AN.3.13 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 1.74$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	18,22	4,06	1,625	2,625	171,0	199,95	3,5	0,010
7	15,88	4,26	1,703	2,625	399,6	434,99	3,5	0,011
6	13,43	4,54	1,817	2,625	628,2	637,77	3,5	0,013
5	10,82	4,27	1,710	2,625	856,8	808,29	3,5	0,013
4	8,36	4,33	1,733	2,625	1085,4	946,55	3,5	0,014
3	5,86	3,97	1,589	2,625	1314,0	1052,55	3,5	0,014
2	3,58	3,64	1,455	2,625	1542,6	1126,29	3,5	0,014
1	1,48	2,57	1,028	3,375	1771,2	1167,77	4,5	0,009

c) Procedimento alternativo 1

Tabela AN.3.14 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 2.84$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	13,67	4,68	1,872	2,625	171,0	98,13	3,5	0,023
7	12,02	5,00	2,001	2,625	399,6	213,49	3,5	0,027
6	10,26	5,38	2,151	2,625	628,2	313,01	3,5	0,031
5	8,37	5,51	2,203	2,625	856,8	396,70	3,5	0,034
4	6,44	5,24	2,097	2,625	1085,4	464,56	3,5	0,035
3	4,59	4,80	1,921	2,625	1314,0	516,59	3,5	0,035
2	2,90	4,53	1,812	2,625	1542,6	552,78	3,5	0,036
1	1,31	3,73	1,490	3,375	1771,2	573,13	4,5	0,026

d) Procedimento alternativo 2

Tabela AN.3.15 - Drifts e coeficientes de sensibilidade para acção Tipo 1 ($q = 1.96$)

piso	δe (cm)	dr (cm)	dr*v (cm)	dr,lim (cm)	Ptot	Vtot	h	θ
8	17,07	4,19	1,677	2,625	171,0	166,21	3,5	0,012
7	14,93	4,35	1,738	2,625	399,6	361,59	3,5	0,014
6	12,71	4,67	1,867	2,625	628,2	530,15	3,5	0,016
5	10,32	4,70	1,881	2,625	856,8	671,90	3,5	0,017
4	7,91	4,47	1,787	2,625	1085,4	786,82	3,5	0,018
3	5,63	4,15	1,662	2,625	1314,0	874,94	3,5	0,018
2	3,50	3,86	1,544	2,625	1542,6	936,23	3,5	0,018
1	1,53	2,99	1,194	3,375	1771,2	970,71	4,5	0,012