

# **PROJETO DE EDIFÍCIOS EM ESTRUTURA METÁLICA**

Efeitos de 2ª Ordem

**FÁBIO EMANUEL MAGALHÃES OLIVEIRA**

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

---

Orientador: Professor Doutor José Miguel Castro

---

Coorientador: Engenheiro Bruno Pereira

JUNHO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À memória do meu avô e  
à minha família.

*Se vi mais longe foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.*

*Isaac Newton*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Doutor José Miguel Castro, pela orientação científica, disponibilidade demonstrada, e acima de tudo, pelo conhecimento e motivação transmitida.

Ao Engenheiro Bruno Pereira, pela oportunidade de aprendizagem através da sua experiência profissional e apoio permanente.

À equipa da FASE – Estudos e Projetos, S.A., por ter proporcionado boas condições de trabalho e pelo conhecimento partilhado.

A todos os professores que fizeram parte da minha vida académica, que contribuíram com a sua experiência e conhecimento para a melhoria contínua da minha formação pessoal e profissional.

À minha família pelo apoio e amor incondicional, que tornou possível a concretização deste trabalho.

À Débora pelo amor e apoio dado ao longo de todo o meu percurso académico.

A todos deixo o meu profundo agradecimento.



## RESUMO

Em Portugal, as estruturas metálicas ao longo dos últimos anos têm vindo a ganhar forte presença no mercado da construção civil. Sendo o aço um material com elevada relação resistência/peso é preferido na execução de pórticos metálicos constituintes dos pavilhões industriais onde se pretende vencer moderados vãos com economia. Nestes casos, verifica-se a utilização de elementos de elevada esbelteza que se encontram solicitados à compressão, o que leva a estas estruturas a serem sensíveis aos efeitos de segunda ordem.

Neste trabalho apresenta-se um estudo comparativo das diversas metodologias previstas no Eurocódigo 3 para a consideração das imperfeições e efeitos de segunda ordem na análise global elástica de pórticos metálicos. O estudo incidiu em vários pórticos do tipo “*portal frame*”, utilizados frequentemente em pavilhões industriais e um pórtico metálico de vários pisos destinado a habitação. Para o efeito considerou-se um conjunto vasto de pórticos metálicos dimensionados de acordo com o Eurocódigo 3, nos quais foram variados diversos parâmetros, tais como: i) dimensão do pórtico; ii) inclinação da cobertura; iii) localização da estrutura; iv) presença de rigidificadores nas ligações travessa-pilar; v) classe de aço. Cada pórtico foi analisado à luz das várias abordagens previstas na norma Europeia, nomeadamente no que concerne ao procedimento para a avaliação da mobilidade da estrutura, no processo de incorporação das imperfeições globais. Os resultados obtidos permitem concluir que a avaliação do parâmetro de carga crítica da estrutura através do método simplificado do EC3 apresenta alguma discrepância em relação a metodologias mais rigorosas de análise, sobretudo para combinações de ações com predominância de ações laterais. Conclui-se também que os diversos métodos de introdução de imperfeições geométricas e de incorporação dos efeitos de segunda ordem conduzem a resultados consistentes entre si. Em todo o caso, os resultados obtidos permitem também concluir sobre a reduzida influência dos efeitos de segunda ordem nos casos considerados no estudo.

**PALAVRAS-CHAVE:** *portal frame*, estruturas metálicas, efeitos de segunda ordem, imperfeições geométricas, parâmetro de carga crítica.



## **ABSTRACT**

In Portugal, the metal structures over the past few years have been gaining a strong presence in the construction market, in various areas of the industry. As the steel material has high resistance/weight ratio is preferred in the implementation of metal frames of industrial buildings where it can be used economically for moderate spans. In these cases, the use of high slenderness elements under compression, leads these structures to be sensitive to second order effects.

In this work is presented a comparative study of the various methodologies provided in Eurocode 3 for consideration of imperfections and second order effects in the global analysis of elastic metal frame. The study focused on multiple frames of the type portal frame, often used in industrial buildings and multi-storey frame for housing/offices. For this purpose it was considered a wide range of metal frames design according to Eurocode 3, in which various parameters were varied, such as: i) frame size; ii) roof pitch; iii) the location of the structure; iv) presence of stiffeners in beam-column connections; v) steel grade. Each frame was analysed in relation to the various approaches set out in the European norm, particularly with regards to the procedure to evaluate the mobility of the structure in the process of incorporation of global imperfections. The results indicate that the evaluation of critical load factor of the structure through the simplified method of EC3 presents some discrepancy regarding methodologies of more rigorous analysis, especially for combinations of actions with predominant lateral actions. It was also concluded that the various methods of introducing geometric imperfections and incorporating the second order effects lead to results consistent with each other. In any case, the results also supported the conclusion about the reduced influence of second order effects in the cases considered in the study.

**KEYWORDS:** Portal frame, metal structures, second order effects, geometric imperfections, critic load factor.





## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>ÍNDICE GERAL</b> .....	vii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	xi
<b>ÍNDICE DE TABELAS</b> .....	xiii
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. PAVILHÕES INDUSTRIAIS E PÓRTICOS METÁLICOS</b> .....	3
2.1. INTRODUÇÃO .....	3
2.2. TIPOLOGIAS DE PÓRTICOS METÁLICOS .....	3
2.2.1. PÓRTICOS DE UM PISO .....	3
2.2.1.1. Pórticos de vigas simplesmente apoiadas .....	4
2.2.1.2. Pórticos rígidos .....	5
2.2.1.3. Pórticos de vigas suportadas por cabos .....	7
2.2.1.4. Arcos .....	8
2.2.2. PÓRTICOS DE VÁRIOS PISOS .....	8
<b>3. AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO</b> .....	11
3.1. INTRODUÇÃO .....	11
3.2. REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA NA AVALIAÇÃO DE AÇÕES .....	11
3.3. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES .....	11
3.3.1. AÇÕES PERMANENTES .....	11
3.3.2. AÇÕES VARIÁVEIS .....	12
3.3.2.1. Ação variável sobrecarga .....	12
3.3.2.2. Ação variável vento .....	12
3.3.2.3. Ação variável neve .....	16
3.3.3. AÇÕES ACIDENTAIS .....	18

<b>3.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES</b> .....	18
<b>3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	19

## **4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS SEGUNDO O EC3**.....21

<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	21
<b>4.2. TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL</b> .....	21
4.2.1. ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS.....	22
4.2.2. EFEITOS NÃO LINEARES.....	22
4.2.2.1. Efeitos fisicamente não lineares (não linearidade material) .....	23
4.2.2.2. Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica) .....	23
4.2.3. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NA ANÁLISE GLOBAL.....	26
4.2.4. CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES NA ANÁLISE .....	27
4.2.4.1. Consideração das imperfeições globais .....	27
4.2.4.2. Consideração das imperfeições locais.....	28
4.2.5. CARACTERÍSTICAS DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISE GLOBAL .....	29
4.2.6. ANÁLISE A SEGUIR NO PRESENTE ESTUDO.....	30
<b>4.3. MÉTODOS SIMPLIFICADOS DE QUANTIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA</b> .....	31
4.3.1. MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO PELO EC3-1-1 (MÉTODO DE HORNE).....	31
4.3.2. MÉTODO ALTERNATIVO PROPOSTO POR LIM <i>ET AL</i> (2005) .....	32
4.3.3. MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO PELO SCI PARA <i>PORTAL FRAME</i> .....	33
<b>4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3</b> .....	34
<b>4.5. DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS</b> .....	35
4.5.1. AUTODESK ROBOT STRUTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2013 – ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA	35
4.5.2. SAP2000 V15.1.0 – ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA.....	35
<b>4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	36

## **5. DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES EFETUADAS**.....37

<b>5.1. INTRODUÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO – PÓRTICOS DE UM PISO</b> .....	37
<b>5.2. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS DE UM PISO DE ACORDO COM O EC3</b> .....	38
5.2.1. INTRODUÇÃO .....	38
5.2.2. AÇÕES CONSIDERADAS .....	38

5.2.2.1. Ações permanentes .....	38
5.2.2.2. Ações variáveis .....	39
5.2.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS.....	40
5.2.4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO.....	41
<b>5.3. INTRODUÇÃO DO CASO DE ESTUDO – PÓRTICOS DE VÁRIOS PISOS.....</b>	<b>42</b>
5.3.1. GEOMETRIA.....	42
5.3.2. AÇÕES CONSIDERADAS .....	42
5.3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS.....	43
<b>5.4. ANÁLISES EFETUADAS .....</b>	<b>43</b>
5.4.1. INTRODUÇÃO .....	43
5.4.2. INTRODUÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES NA ANÁLISE GLOBAL .....	43
5.4.3. AVALIAÇÃO DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA .....	44
5.4.4. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE.....	44
5.4.5. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA CLASSE DE AÇO PARA S355 .....	45
<b>5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>45</b>
<b>6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS PÓRTICOS DE UM PISO.....</b>	<b>47</b>
<b>6.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>47</b>
<b>6.2. VALOR DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA ( <math>\alpha_{cr}</math> ).....</b>	<b>47</b>
6.2.1. DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE ANÁLISE À ENCURVADURA.....	47
6.2.1.1. Estudo de sensibilidade .....	47
6.2.1.2. Comparação entre $\alpha_{cr}$ obtidos pelo Robot e SAP2000 .....	49
6.2.1.3. Parâmetro $\alpha_{cr}$ obtidos pela análise à encurvadura efetuada em Robot.....	49
6.2.2. DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS .....	50
6.2.2.1. Método proposto pelo EC3-1-1 .....	50
6.2.2.2. Método proposto pelo SCI.....	50
6.2.2.3. Método proposto por Lim <i>et al</i> .....	51
6.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS .....	51
6.2.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	53
6.2.4.1. Combinação de ações sem ações laterais (ELU AVB I).....	53
6.2.4.2. Combinação de ações com ações laterais (ELU AVB W2 S1 e ELU AVB S1 W2).....	53
<b>6.3. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE.....</b>	<b>53</b>

6.3.1. CASOS DE ESTUDO 1, 2C, 4 E 5 .....	54
6.3.2. CASO DE ESTUDO 2.....	54
6.3.2.1. Validação dos resultados obtidos pelo programa de cálculo ROBOT .....	55
6.3.2.2. Estudo e comparação da metodologia de introdução das imperfeições geométricas globais .....	55
6.3.2.3. Estudo e comparação dos diferentes tipos de análise .....	55
6.3.3. CASO DE ESTUDO 2A.....	56
6.3.4. CASO DE ESTUDO 2B.....	56
6.3.5. CASO DE ESTUDO 3.....	57
6.3.6. CONCLUSÕES DO ESTUDO .....	57
<b>6.4. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA CLASSE DE AÇO PARA S355.....</b>	<b>58</b>
6.4.1. ALTERAÇÕES DAS SECÇÕES DOS PERFIS DIMENSIONADO PARA A CLASSE S275 .....	58
6.4.2. DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA PARA OS CASOS DE ESTUDO DIMENSIONADOS PARA O AÇO DA CLASSE S355 .....	59
6.4.3. OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE (S355) .....	60
6.4.3.1. Caso de estudo 2a .....	60
6.4.3.2. Caso de estudo 2c .....	61
6.4.3.3. Caso de estudo 3 .....	63
6.4.4. CONCLUSÕES DO ESTUDO .....	64
<b>6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>64</b>
<b>7. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO PÓRTICO DE VÁRIOS PISOS .....</b>	<b>65</b>
7.1. VALOR DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA ( $\alpha_{cr}$ ).....	65
7.2. IDENTIFICAÇÃO DE PILARES CONDICIONANTES .....	66
7.3. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE.....	67
7.3.1. ESTUDO E COMPARAÇÃO DA METODOLOGIA DE INTRODUÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS .....	68
7.3.2. ESTUDO E COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE .....	68
7.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	68
<b>8. CONCLUSÕES .....</b>	<b>69</b>
8.1. CONCLUSÕES.....	69
8.2. PROPOSTA PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	73

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Esquema estrutural de um edifício metálico de um piso (Adaptado de Trahair <i>et al</i> , 2008) ...	4
Fig. 2.2 – Esquema estrutural de um edifício com pórticos de vigas simplesmente apoiadas (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	4
Fig. 2.3 – Esquema estrutural de um <i>portal frame</i> simétrico de vão simples (adaptado de SCI, 2004) .	5
Fig. 2.4 – Vários tipos de <i>portal frame</i> (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	6
Fig. 2.5 – Formas típicas de treliças horizontais (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)...	7
Fig. 2.6 – Esquema estrutural de um edifício com pórticos treliçados (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	7
Fig. 2.7 – Esquemas estruturais de pórticos de vigas suportadas por cabos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	7
Fig. 2.8 – Esquemas estruturais de arcos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	8
Fig. 2.9 – Exemplo de planta estrutural de um edifício metálico de vários pisos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	8
Fig. 2.10 Classificação do pórtico metálico de vários pisos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	9
Fig. 3.1 – Convenção de sinais das pressões (adaptado de EC1-1-4, 2010) .....	12
Fig. 3.2 – Procedimentos de cálculo para a determinação das ações do vento (adaptado de EC1-1-4, 2010) .....	13
Fig. 3.3 – Coeficiente de exposição, $c_e(z)$ , para $c_0$ e $k_I$ unitários (Fig.NA-4.2 de EC1-1-4, 2010).....	14
Fig. 3.4 – Zonas em Coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-4, 2010).....	15
Fig. 3.5 – Coeficiente de forma para a carga da neve em coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-3, 2009) .....	17
Fig. 3.6 – Zonamento do território nacional para a ação da neve (adaptado de NA EC1-1-3, 2009) ...	17
Fig. 4.1 – Relações força-deslocamento obtidas com diferentes tipos de análise (adaptado de Trahair <i>et al</i> , 2008).....	22
Fig. 4.2 – Modelos de comportamento não linear do aço (adaptado de Simões, 2007) .....	23
Fig. 4.3 – Modo de deformação com deslocamentos simétricos (SCI, 2001) .....	24
Fig. 4.4 – Modo de deformação com deslocamentos laterais: (SCI, 2001) .....	24
Fig. 4.5 – Efeitos de segunda ordem locais e globais num <i>portal frame</i> (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012) .....	24
Fig. 4.6 – Efeitos de segunda ordem globais (adaptado de SCI, 2001) .....	25
Fig. 4.7 – Efeitos de segunda ordem locais (adaptado de SCI, 2001) .....	25
Fig. 4.8 – Imperfeição geométrica equivalente global (desvio de verticalidade): EC3-1-1 (2010) .....	28
Fig. 4.9 – Imperfeições globais através de forças horizontais equivalentes (EC3-1-1, 2010).....	28

Fig. 4.10 – Imperfeições locais através de forças horizontais equivalentes (EC3-1-1, 2010).....	29
Fig. 4.11 – Notações para modo de encurvadura lateral (Figura 5.1 do EC3-1-1, 2010).....	31
Fig. 4.12 – Calculo do parâmetro $\alpha_{cr}$ pelo método proposto por Lim <i>et al</i> (2005).....	32
Fig. 4.13 – Subdivisão dos pórticos para método simplificado proposto pelo SCI (SCI 2001) .....	33
Fig. 4.13 – Valores utilizados para cálculos não lineares (adaptado do Robot User Guide, 2013) .....	35
Fig. 5.1 – Geometria genérica dos pórticos estudados.....	37
Fig. 5.2 – Geometria do pórtico do Caso 2b .....	38
Fig. 5.3 – Geometria do pórtico do caso de estudo de ECCS (2006).....	42
Fig. 5.4 – Carregamentos considerados (adaptado de ECCS, 2006) .....	43
Fig. 6.1 – Exemplo de discretização da estrutura em elementos finitos (adaptado de César, 2004) ...	48
Fig. 6.2 – Comparação do $\alpha_{cr}$ para a combinação ELU AVB I e ELU AVB S1 W2.....	52
Fig. 6.3 – Comparação do $\alpha_{cr}$ para a combinação ELU AVB W2 S1 .....	52
Fig. 7.1 – Identificação dos elementos críticos no dimensionamento dos pilares .....	66

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009).....	12
Tabela 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro NA 6.10 da NP EN 1991-1-1, 2009) .....	12
Tabela 3.3 – Determinação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$ (adaptado de NA EC1-1-4, 2010) .....	14
Tabela 3.4 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (Quadro NA-4.1 de EC1-1-4, 2010) .....	15
Tabela 3.5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-4, 2010) .....	16
Tabela 3.6 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (adaptado de EC1-1-4, 2010).....	16
Tabela 3.7 – Valores dos coeficientes de forma (adaptado de EC1-1-3, 2009).....	17
Tabela 3.8 – Valores recomendados para os coeficientes $\Psi_0$ (adaptado de EC0, 2009) .....	18
Tabela 3.9 – Fatores de combinação para as diferentes combinações de ações.....	19
Tabela 4.1 – Métodos de análise global .....	30
Tabela 5.1 – Parâmetros dos casos de estudo.....	38
Tabela 5.2 – Zonas para definição das ações vento e neve .....	39
Tabela 5.3 – Ações do vento consideradas .....	40
Tabela 5.4 – Ação da neve em Setúbal .....	40
Tabela 5.5 – Ação da neve em Bragança.....	40
Tabela 5.6 – Combinações de ações para caso de estudo.....	41
Tabela 5.7 – Combinações de ações para caso de estudo 2c.....	41
Tabela 5.8 – Secções dos casos de estudo .....	41
Tabela 5.9 – Ações verticais consideradas no pórtico de vários pisos (adaptado de ECCS, 2006).....	42
Tabela 5.10 – Combinações de ações consideradas no pórtico de vários pisos (adaptado de ECCS, 2006) .....	43
Tabela 5.11 – Análises efetuadas .....	45
Tabela 6.1 – Variação do $\alpha_{cr}$ com a discretização das barras no <i>Robot</i> .....	47
Tabela 6.2 – Variação do $\alpha_{cr}$ com a discretização das barras no <i>SAP2000</i> .....	48
Tabela 6.3 – Comparação entre $\alpha_{cr}$ obtidos pelo <i>Robot</i> e <i>SAP2000</i> .....	49
Tabela 6.4 – Parâmetro $\alpha_{cr}$ obtidos pelo análise à encurvadura efetuada em <i>Robot</i> .....	49
Tabela 6.5 – Obtenção do Parâmetro $\alpha_{cr}$ através de método simplificado proposto pelo EC3-1-1 .....	50
Tabela 6.6 – Obtenção do Parâmetro $\alpha_{cr}$ através de método simplificado proposto pelo SCI.....	50



Tabela 6.7 – Obtenção do Parâmetro $\alpha_{cr}$ através de método simplificado proposto pelo Lim <i>et al</i> (2005) .....	51
Tabela 6.8 – Comparação dos $\alpha_{cr}$ obtidos .....	51
Tabela 6.9 – Variações percentuais do parâmetro $\alpha_{cr}$ em relação ao valor exato nas combinações ELU AVB I e ELU AVB S1 W2 .....	52
Tabela 6.10 – Variações percentuais do $\alpha_{cr}$ em relação ao valor exato na combinação ELU AVB W2 S1 .....	53
Tabela 6.11 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2).....	54
Tabela 6.12 – Resultados obtidos para análises através de SAP2000 (Caso 2) .....	54
Tabela 6.13 – Desvio entre os resultados obtidos para análises em Robot e SAP2000 (Caso 2) .....	54
Tabela 6.14 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2).....	55
Tabela 6.15 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2a).....	56
Tabela 6.16 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2a).....	56
Tabela 6.17 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2b).....	56
Tabela 6.18 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2b).....	57
Tabela 6.19 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 3).....	57
Tabela 6.20 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 3).....	57
Tabela 6.21 – Perfis obtidos para ambas as classes de aço utilizadas.....	58
Tabela 6.22 – Comparação dos $\alpha_{cr}$ obtidos (S355) .....	59
Tabela 6.23 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB I (Caso 2a) .....	60
Tabela 6.24 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB I (Caso 2a) .....	60
Tabela 6.25 – Resultados obtidos para análises através de ROBOT: ELU AVB W2 S1 (Caso 2a) .....	60
Tabela 6.26 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS e a análise 2OA: ELU AVB W2 S1 (Caso 2a) .....	61
Tabela 6.27 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB S1 W2 (Caso 2c).....	61
Tabela 6.28 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB S1 W2 (Caso 2c).....	62
Tabela 6.29 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB W2 S1 (Caso 2c).....	62
Tabela 6.30 – Desvio entre os resultados obtidos entre as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB W2 S1 (Caso 2c).....	62
Tabela 6.31 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB I (Caso 3) .....	63

Tabela 6.32 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB I (Caso 3) .....	63
Tabela 6.33 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB W2 S1 (Caso 3) .....	64
Tabela 6.34 – Desvio entre os resultados obtidos entre as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB W2 S1 (Caso 3).....	64
Tabela 7.1 – Parâmetro $\alpha_{cr}$ através de método simplificado proposto pelo EC3 e AE efetuada em Robot.....	65
Tabela 7.2 – Verificação dos elementos dos pilares condicionantes .....	66
Tabela 7.3 – Resultados obtidos com análises através de Robot .....	67
Tabela 7.4 – Amplificações obtidas devido ao tipo de análise efetuado .....	67
Tabela 7.5 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA.....	67
Tabela 7.6 – Amplificações obtidas devido à consideração das imperfeições globais. ....	67
Tabela 7.7 – Desvio entre os métodos de consideração das imperfeições geométricas.....	68



**SIMBOLOGIA**

$\Psi_c$	– flexibilidade lateral da estrutura com sistema de contraventamento
$\Psi_{\tilde{n}c}$	– flexibilidade lateral da estrutura sem sistema de contraventamento
$q_p(z)$	– pressão dinâmica de pico
$z$	– altura de referência para a pressão (exterior/interior)
$c_p$	– coeficiente de pressão (exterior/interior)
$c_e(z)$	– coeficiente de exposição à altura $z$
$q_b$	– pressão dinâmica de referência
$\rho$	– massa volúmica do ar
$v_b$	– valor de referência da velocidade do vento
$c_{dir}$	– coeficiente de direção
$c_{season}$	– coeficiente de sazão
$v_{b,0}$	– valor básico da velocidade de referência do vento
$\mu_i$	– coeficiente de forma para a carga da neve;
$c_e$	– coeficiente de exposição;
$c_t$	– coeficiente térmico;
$s_k$	– valor característico da carga da neve ao nível do solo.
$E_d$	– valor de cálculo do efeito das ações
$E$	– efeito de uma ação
$\gamma_{G,j}$	– coeficiente parcial relativo à ação permanente $j$
$G_{k,j}$	– valor característico da ação permanente $j$
$\gamma_{Q,1}$	– coeficiente parcial relativa à ação variável base da combinação
$Q_{k,1}$	– valor característico da ação variável base da combinação
$\gamma_{Q,i}$	– coeficiente parcial relativo à ação variável $i$
$\Psi_{0,i}$	– coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável $i$
$Q_{k,i}$	– valor característico da ação variável $i$
ELU	– Estado Limite Último;
AVB	– Ação Variável Base;
S	– Ação Variável Neve (Snow);
W	– Ação Variável Vento (Wind);
I	– Ação Variável Sobrecarga (Imposed Load);
$\alpha_{cr}$	– parâmetro de carga crítica

- $F_{Ed}$  – valor de cálculo do carregamento vertical da estrutura ( para uma dada combinação de ações)
- $F_{cr}$  – carga crítica de instabilidade global da estrutura num modo de encurvadura com deslocamentos laterais, com base na rigidez elástica inicial
- $H_{Ed}$  – valor de cálculo da ação horizontal total na base do piso, incluindo as forças horizontais equivalentes transmitidas pelo piso
- $V_{Ed}$  – valor de cálculo da ação vertical total na base do piso
- $\phi_0$  – valor base definido por:  $\phi_0 = 1/200$
- $\alpha_h$  – coeficiente de redução em função da altura  $h$ ;
- $\alpha_m$  – coeficiente de redução associado ao número de pilares  $m$ ;
- $m$  – numero de pilares num piso, que são submetidos a um esforço axial superior a 50% do valor médio por pilar, no pórtico considerado.
- $e_0$  – amplitude máxima do deslocamento lateral inicial
- $\delta_{H,Ed}$  – deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base do piso, devido às ações horizontais de cálculo (por exemplo, devidas ao vento) acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições globais
- $k$  – rigidez lateral do pórtico
- $\delta_{NHF}$  – deslocamento no topo de cada pilar quando o pórtico é sujeito a uma força fictícia  $H_{NHF}$
- $H_{NHF}$  – força fictícia usada para determinar a rigidez do pórtico
- $N_{Ed}$  – Máxima força axial nas travessas no Estado Limite Ultimo
- $N_{cr,R}$  – Carga crítica de Euler da travessa, para o vão definido pelas duas travessas (assumidas fixas nos apoios)
- $I_r$  – Momento de inercia da travessa no plano do pórtico
- $E$  – modulo de elasticidade
- $I_c$  – momento de inércia do pilar no plano do pórtico
- $I_r$  – momento de inércia da viga no plano do pórtico
- $P_c$  – esforço axial no pilar obtido pela análise elástica
- $P_{c,crit}$  – carga crítica de Euler do pilar
- $P_{r,crit}$  – carga crítica de Euler da viga



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS

O aço como elemento estrutural está associado à arquitetura moderna. Ao longo do século XX, tem inspirado engenheiros e arquitetos combinando resistência e eficiência sem precedentes no dimensionamento arquitetônico e estrutural dos edifícios. O aço permite a execução de estruturas com recurso à pré-fabricação, traduzindo uma maior rapidez de execução em obra, quando comparado com outros materiais. Outras das vantagens do uso de aço como elemento estrutural dos edifícios são, a sua capacidade de ser reciclado, alterado e modificado, traduzindo-se numa grande versatilidade e aplicabilidade, com a vantagem de ser um material sustentável a nível ambiental.

Sendo o aço um material com elevada relação resistência/peso, apresenta a capacidade de suportar grandes vãos e/ou grandes cargas, com recurso a estruturas constituídas por elementos mais esbeltos, quando comparado com outros materiais como por exemplo o betão. Esta característica leva a que as estruturas metálicas sejam preferidas na execução de pavilhões industriais onde se pretende vencer vãos livres de elementos estruturais de moderada dimensão e onde a economia da estrutura tem grande importância.

Como os projetistas, fabricantes e construtores procuram constantemente a redução do peso das estruturas utilizadas, com o objetivo de diminuir os custos relacionados com as matérias-primas, são constantemente desenvolvidos aços com melhores características de resistência, o que tem permitido reduzir progressivamente as secções transversais dos elementos que compõem a estrutura.

Esta tendência evolutiva do aumento da esbelteza dos elementos, tornado possível pela disponibilidade de aços de resistência crescente, leva a que as estruturas metálicas constituídas por estes elementos sejam cada vez mais flexíveis e, por conseguinte, sensíveis a efeitos de segunda ordem.

Neste contexto, os pórticos metálicos utilizados como estrutura dos pavilhões industriais são sensíveis a fenómenos de instabilidade, sendo necessário entrar em consideração com os efeitos de segunda ordem na análise e dimensionamento desta estrutura.

Os efeitos de segunda ordem podem ser classificados como globais ou locais, estando associados à estabilidade global da estrutura (deslocamento lateral relativo das extremidades dos membros da estrutura) ou à estabilidade local de cada elemento (deformações iniciais dos elementos).

O Eurocódigo 3 prevê a utilização de várias metodologias para a consideração destes efeitos numa estrutura, permitindo a utilização de diversas metodologias de análise simplificadas e avançadas, que incluem os efeitos de segunda ordem parcialmente ou na sua totalidade.

Para a consideração dos efeitos de segunda ordem na totalidade, é necessário recorrer a uma análise avançada realizada em programas de cálculo automático. Esta análise é ainda de elevada complexidade para ser efetuada em gabinetes de projeto, uma vez que recorre a procedimentos numéricos e iterativos, para estimar o comportamento não linear (geométrico e eventualmente material) das estruturas. A grande utilidade deste método de análise seria a dispensa das verificações de estabilidade dos elementos, sendo apenas necessário verificar a segurança das secções transversais dos mesmos.

O principal objetivo deste trabalho é efetuar um estudo comparativo das diversas metodologias propostas pelo Eurocódigo 3 para a consideração dos efeitos de segunda ordem, na análise global elástica de pórticos metálicos em situações concretas de projeto. Procura-se a validação dos métodos simplificados previstos no regulamento face aos métodos mais avançados, na tentativa de efetuar recomendações de cariz prático, para a consideração dos efeitos de segunda ordem de forma rápida e eficiente, na análise deste tipo de estruturas.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação encontra-se organizada em 8 capítulos distintos, sendo no primeiro apresentada a introdução, o enquadramento e os objetivos deste trabalho.

No segundo capítulo efetua-se uma breve descrição dos edifícios metálicos onde se inserem os pórticos em estudo, sendo realizada a demonstração das diversas tipologias de pórticos metálicos de um piso e de vários pisos, existentes no mercado da construção civil.

No terceiro capítulo é feita a descrição da regulamentação europeia e das metodologias definidas pela mesma para a quantificação das ações a considerar na análise e dimensionamento de estruturas.

No quarto capítulo apresentam-se os conceitos indispensáveis na análise e no dimensionamento deste tipo de estruturas metálicas. Começa-se por apresentar os diferentes tipos de análise e formas de consideração das imperfeições e efeitos de segunda ordem, estipulados pelo regulamento EC3-1-1. Apresentam-se vários métodos simplificados para a determinação do parâmetro de carga crítica destas estruturas porticadas. E a finalizar realiza-se uma breve descrição dos programas de cálculo automático utilizados no âmbito deste trabalho.

No quinto capítulo são apresentados os casos utilizados no estudo paramétrico realizado. Começa-se por descrever os diversos casos de estudo de um piso, e de seguida o caso de estudo de vários pisos. Apresentam-se depois os estudos efetuados no presente trabalho, incluindo metodologias de consideração de imperfeições globais e efeitos de segunda ordem.

No sexto e sétimo capítulos, efetua-se a apresentação dos resultados obtidos para os casos de estudo de um piso e vários pisos. Apresenta-se a comparação entre as metodologias adotadas tecendo-se comentários e críticas às mesmas.

No oitavo e último capítulo, apresentam-se as conclusões dos capítulos anteriores, incluindo-se algumas recomendações de cariz prático para a análise e dimensionamento deste tipo de estruturas e encerra-se com os possíveis desenvolvimentos futuros.



# 2

## PAVILHÕES INDUSTRIAIS E PÓRTICOS METÁLICOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

As estruturas são necessárias para suportar cargas e resistir a forças, transferindo essas cargas e forças para as suas fundações. Em Portugal, as estruturas metálicas têm vindo a ganhar forte presença no mercado da construção civil, sendo aplicadas:

- Na construção de pontes;
- Em edifícios industriais;
- Em edifícios comerciais;
- Em edifícios culturais ou para escritórios;
- Em entrepostos e armazéns.

As estruturas metálicas presentes nos edifícios metálicos, normalmente tridimensionais, são dispostas de forma a atuar como se fossem compostas por uma série de pórticos bidimensionais paralelos (estrutura principal), ligados por membros unidirecionais (estrutura secundária).

Os pórticos são os constituintes principais da estrutura de edifícios metálicos com finalidades distintas, sendo o seu formato ajustado às necessidades desses edifícios. Efetua-se de seguida o seu enquadramento e caracterização, mediante estes sejam inseridos em edifícios de um piso ou de vários pisos.

### 2.2. TIPOLOGIAS DE PÓRTICOS METÁLICOS

#### 2.2.1. PÓRTICOS DE UM PISO

Os edifícios metálicos utilizados para fins comerciais, industriais, agrícolas e de armazenamento, necessitam que toda a sua área de implantação esteja livre de elementos estruturais, de forma a maximizar a funcionalidade do edifício, tornando a estrutura o mais económica possível. Estes edifícios são normalmente constituídos por pórticos metálicos de um piso.

A Fig. 2.1 representa uma configuração comum da estrutura neste tipo de edifícios. O revestimento da cobertura e das fachadas é suportado pelas madres, e por sua vez estas são suportadas pelo pórtico metálico. O contraventamento neste tipo de estruturas é necessário para:

- Garantir a resistência e estabilidade, na direção perpendicular ao plano do pórtico metálico, devido às ações horizontais do vento,

- Permitir que estas ações sejam transferidas até às fundações sem a ocorrência de fenómenos de instabilidade.

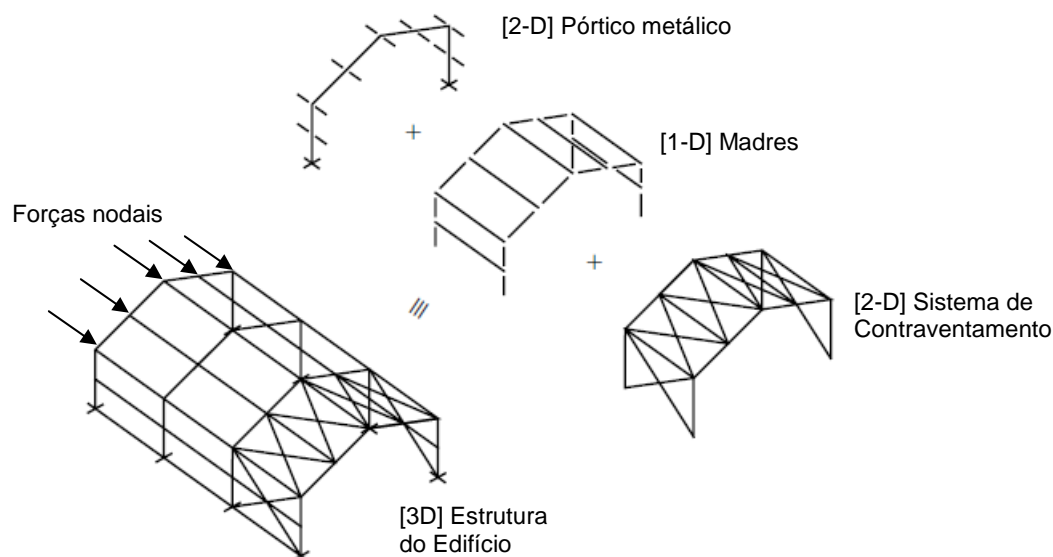


Fig. 2.1 – Esquema estrutural de um edifício metálico de um piso (adaptado de Trahair *et al*, 2008)

Segundo o relatório do projeto SECHALO (2012), existem quatro tipos de pórticos de um piso que permitem que a área interior do edifício seja totalmente livre:

- Pórticos de vigas simplesmente apoiadas;
- Pórticos rígidos (*portal frame* e pórticos treliçados);
- Pórticos de vigas suportadas por cabos;
- Arcos.

#### 2.2.1.1. Pórticos de vigas simplesmente apoiadas

Um edifício composto por pórticos de vigas simplesmente apoiadas apresenta uma série de vigas paralelas entre si, apenas apoiadas nos pilares através de apoios fixos ou flexíveis. Para este tipo de esquema estrutural funcionar é necessário incorporar na estrutura sistemas de contraventamento na cobertura (para transferir as forças horizontais devidas ao vento), e nas fachadas (para transferir as cargas para as fundações). Apresenta-se de seguida um esquema estrutural típico do pavilhão industrial onde se inserem este tipo de pórticos, Fig. 2.2.

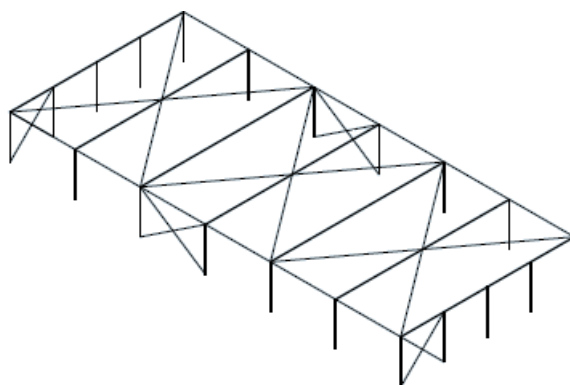


Fig. 2.2 – Esquema estrutural de um edifício com pórticos de vigas simplesmente apoiadas (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

### 2.2.1.2. Pórticos rígidos

Os pórticos rígidos são constituídos por vigas ou treliças ligados a pilares através de ligações rígidas, isto é, ligações com capacidade de transmissão de momentos fletores. Este tipo de pórticos é muito mais eficiente na transferência de cargas recebidas pela cobertura que o pórtico de vigas simplesmente apoiadas. Tem ainda uma vantagem importante em relação a estes: possui resistência a ações do vento nas fachadas laterais do edifício, aliviando assim a necessidade de contraventamento no plano dos pórticos.

Estes pórticos podem ser agrupados em duas categorias distintas:

- *Portal frame*;
- Pórticos treliçados.

#### *Portal frame*

Os pórticos metálicos denominados de “*portal frame*” são estruturas compostas por pilares e travessas horizontais ou inclinadas (normalmente perfis laminados a quente de secção em I), onde se utilizam rigidificadores nas suas ligações, que consiste na colocação de outro perfil cortado de forma triangular (Fig. 2.3).

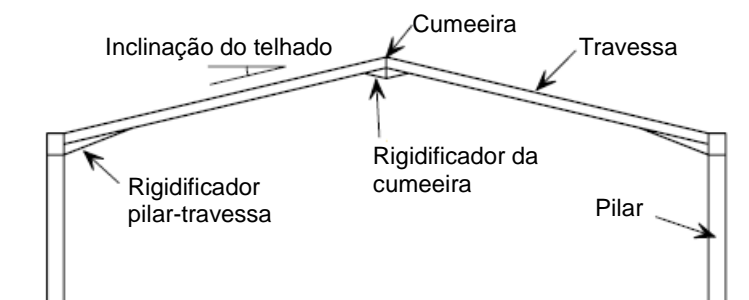


Fig. 2.3 – Esquema de um *portal frame* simétrico de vão simples (adaptado de SCI, 2004)

Segundo o SCI (2004), o *portal frame* é normalmente utilizado nos pavilhões industriais sendo composto por um único vão e as suas características principais são as seguintes:

- Vãos compreendidos entre 15 e 50 m;
- Altura da cumeeira entre 5 e 10 m;
- Inclinação da cobertura entre 5° e 10°;
- Espaçamento entre pórticos entre 5m e 8m;
- Rigidificadores na ligação pilar-travessa e cumeeira.

A configuração típica do edifício metálico onde são usados pórticos do tipo *portal frame* como estrutura principal, está representada na Fig. 2.1.

Existem vários tipos de pórticos que podem ser denominados de *portal frame*, conforme se descreve sumariamente na Fig. 2.4.

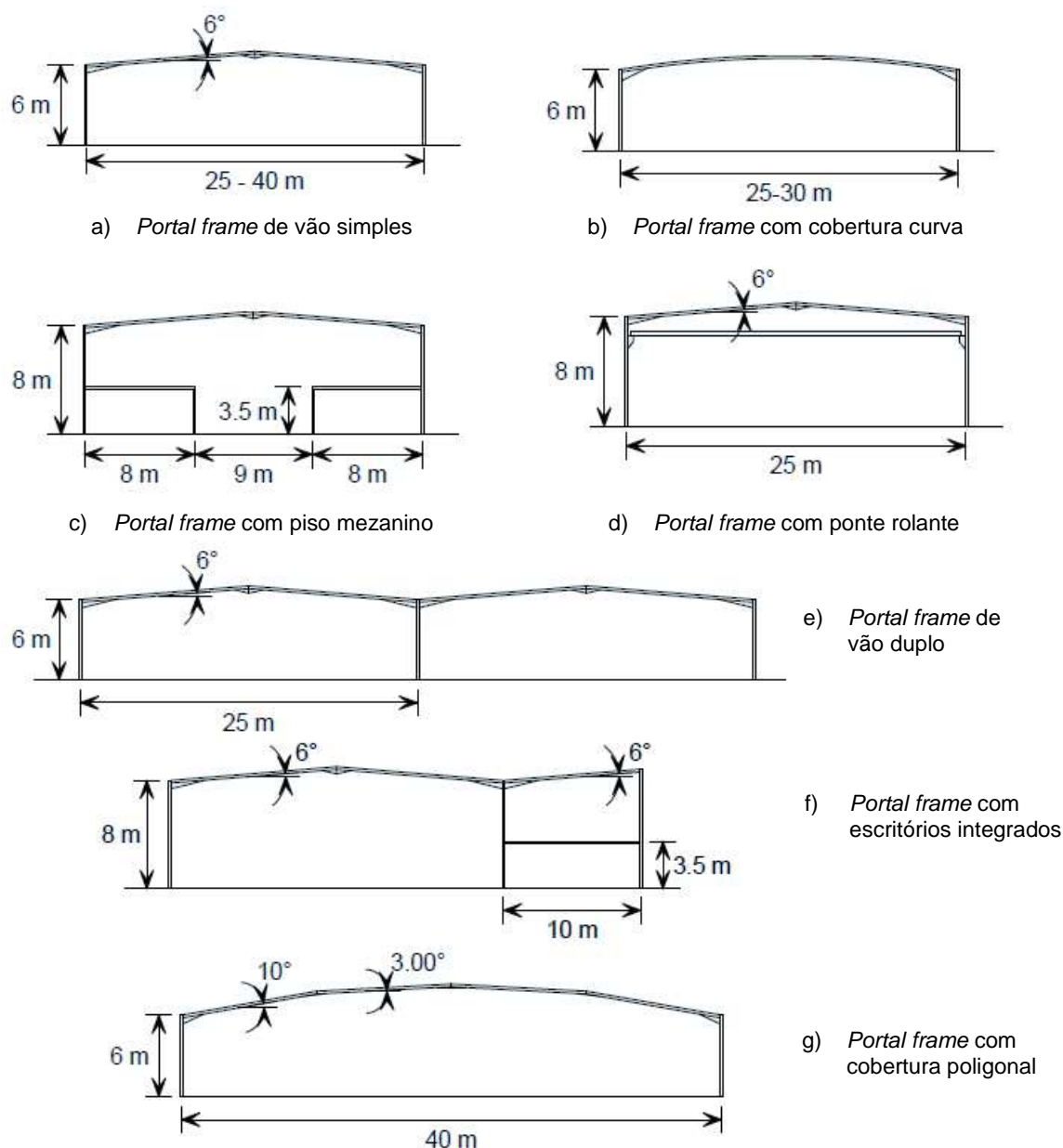


Fig. 2.4 – Vários tipos de *portal frame* (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

### Pórticos treliçados

Quando se pretende vencer vãos superiores a 50m a solução mais económica é habitualmente os pórticos treliçados. Esta solução é mais eficaz comparativamente aos *portal frame*, podendo ir até vãos na ordem dos 100 m. As formas típicas das treliças horizontais utilizadas neste tipo de pórticos são apresentadas na Fig. 2.5 e na Fig. 2.6 ilustra-se um esquema estrutural do edifício onde este tipo de pórticos é inserido.

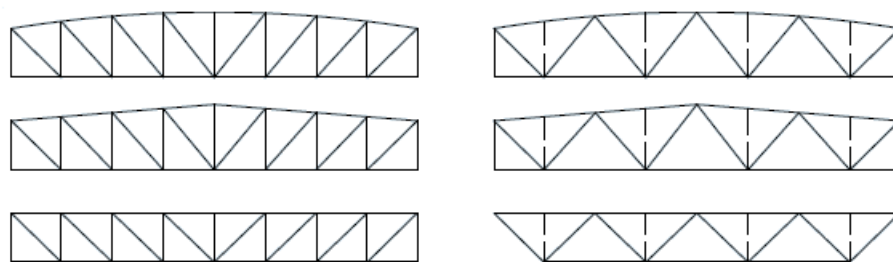


Fig. 2.5 – Formas típicas de treliças horizontais (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

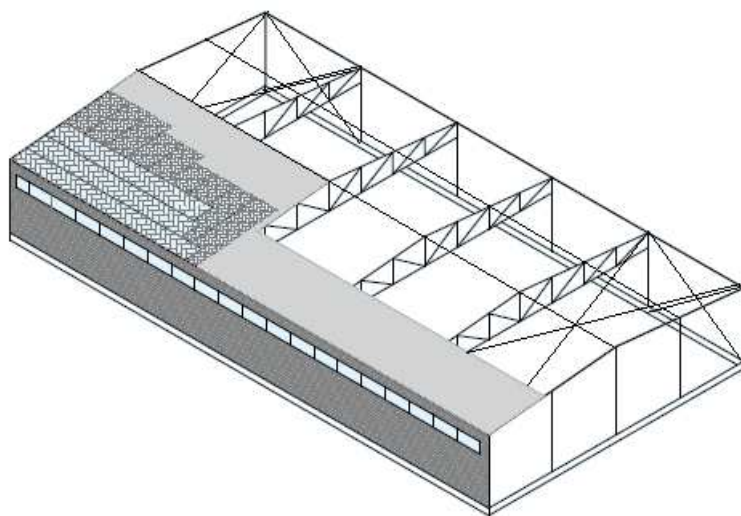


Fig. 2.6 – Esquema estrutural de um edifício com pórticos treliçados (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

### 2.2.1.3. Pórticos de vigas suportadas por cabos

Neste tipo de pórticos as vigas são suportadas por cabos ou bielas à tração, permitindo a redução da secção das mesmas. Os cabos ou bielas à tração são suportados por mastros, e estes suportados por outros cabos ou bielas (Fig. 2.7). Este tipo de estruturas são normalmente bastante notáveis e a sua estética deve ser tida em conta durante o seu dimensionamento; são considerados económicos para vãos entre os 30 m e 90 m.

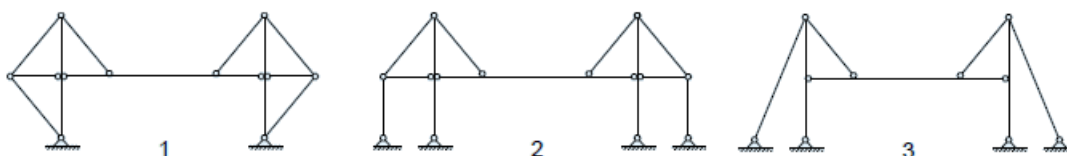


Fig. 2.7 – Esquemas estruturais de pórticos de vigas suportadas por cabos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

#### 2.2.1.4. Arcos

Os arcos possuem forma parabólica ou circular, sendo compostos por vigas em I. Os arcos são solicitados essencialmente por esforços de compressão, devendo estes esforços ser resistidos pela fundação do edifício ou pela introdução de tirantes entre as fundações. É apresentado um esquema estrutural para ambas as situações na Fig. 2.8.

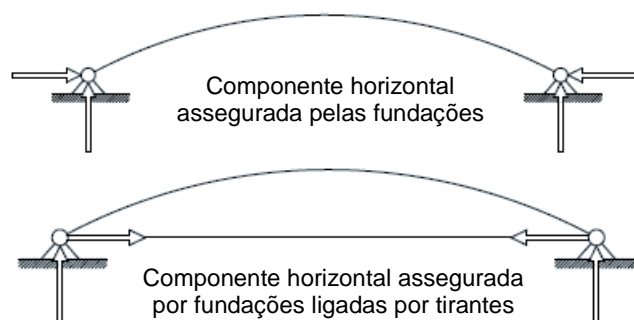


Fig. 2.8 – Esquemas estruturais de arcos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

#### 2.2.2. PÓRTICOS DE VÁRIOS PISOS

Os pórticos metálicos de vários pisos são utilizados como estrutura principal de edifícios de vários pisos para fins residenciais, culturais, industriais ou para centros comerciais e escritórios. Tal como nos edifícios de um piso, é necessário maximizar a área livre de elementos estruturais, sendo os pilares limitados aos estritamente necessários. Segundo o relatório do projeto SECHALO (2012), os pórticos metálicos tradicionais apresentam vãos na ordem dos 4,50 a 6,00 m em edifícios residenciais, 12 a 18 m em escritórios e 15 a 16 m em parques de estacionamento. A configuração comum da estrutura dos edifícios de vários pisos segue um princípio idêntico aos edifícios de um piso, na adoção de pórticos metálicos como estrutura principal, sendo afastados de determinado espaçamento consoante a necessidade imposta pela finalidade do projeto. A título de exemplo representa-se na Fig. 2.9 uma planta tipo. Efetua-se de seguida a classificação dos pórticos metálicos de vários pisos relativamente à existência ou não de sistemas de contraventamento, sendo classificado como pórtico simples ou pórtico contraventado (Fig. 2.10).

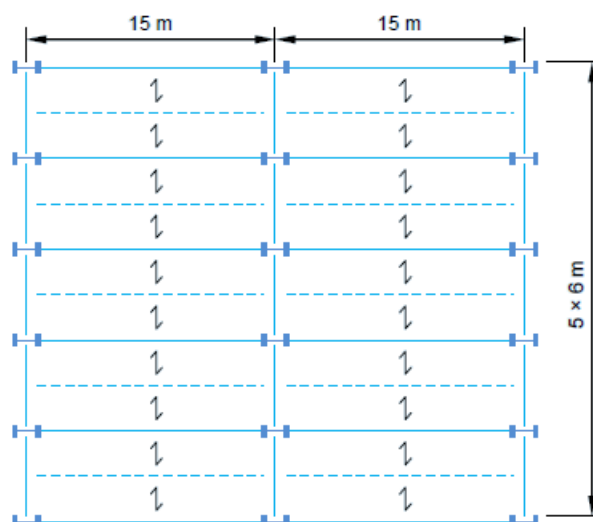


Fig. 2.9 – Exemplo de planta estrutural de um edifício metálico de vários pisos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

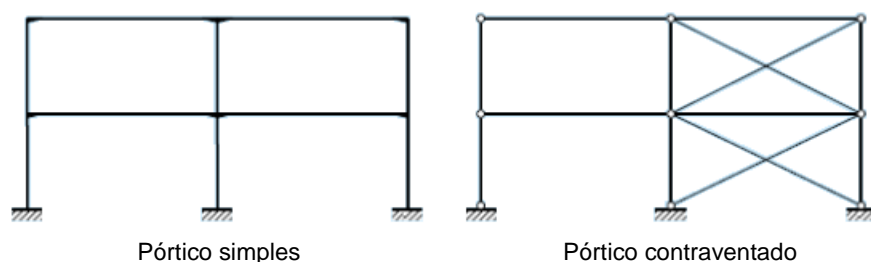


Fig. 2.10 – Classificação do pórtico metálico de vários pisos (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

O sistema de contraventamento pode ser realizado por estrutura reticulada triangulada, ou por elementos de betão armado, como paredes e/ou núcleo central de betão composto por caixa de escadas e elevadores.

Num pórtico contraventado pode-se analisar separadamente o pórtico do sistema de contraventamento, resistindo o pórtico apenas às cargas verticais e o sistema de contraventamento às ações horizontais. O critério utilizado, segundo o documento de ECCS (2006), para identificar se o pórtico é contraventado ou não contraventado é descrito da seguinte forma:

- Na ausência de sistema de contraventamento: o pórtico é não contraventado;
- Na presença de sistema de contraventamento;
  - Se  $\Psi_c > 0,2\Psi_{nc}$ : o pórtico é não contraventado; (1)
  - Se  $\Psi_c \leq 0,2\Psi_{nc}$ : o pórtico é contraventado. (2)

Em que:

$\Psi_c$  – flexibilidade lateral da estrutura com sistema de contraventamento

$\Psi_{nc}$  – flexibilidade lateral da estrutura sem sistema de contraventamento

Dado que, para garantir a estabilidade estrutural sem sistema de contraventamento, normalmente é pouco económico, recorre-se habitualmente à combinação do uso de um sistema de contraventamento numa direção e à rigidez do pórtico na direção perpendicular através de ligações rígidas, na tentativa de promover uma solução equilibrada e eficiente.





# 3

## AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO

### 3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se, de forma resumida, as ações a considerar no dimensionamento de pavilhões industriais, nomeadamente as sobrecargas, a ação do vento e da neve previstas no Eurocódigo 1 (IPQ, 2009). Neste contexto, descreve-se também o formato das combinações de ações previstas no Eurocódigo 0 (IPQ, 2009) que devem ser adotadas no projeto de estruturas.

### 3.2. REGULAMENTAÇÃO UTILIZADA NA AVALIAÇÃO DE AÇÕES

A determinação de ações e respetivas combinações no âmbito deste trabalho foram obtidas através dos Eurocódigos Estruturais, desenvolvidos pela Comissão Técnica CEN/TC 250 da CEN (Comissão Europeia de Normalização), acompanhados dos respetivos Anexos Nacionais, da responsabilidade dos organismos de normalização nacionais, sendo estes:

- NP EN 1990: Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991: Ações em estruturas;
  - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprio, sobrecargas em edifícios;
  - Parte 1-3: Ações gerais – Ação da neve;
  - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento.

### 3.3. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

De seguida descreve-se a quantificação de ações com base na regulamentação mencionada no subcapítulo anterior de forma breve e resumida. As ações são classificadas pela regulamentação mediante a sua variação no tempo, subdividindo-se em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais.

#### 3.3.1. AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes, cuja consideração será descrita no Capítulo 5, consistem em ações cuja variação de intensidade no tempo é desprezável, considera-se como ações permanentes:

- O peso da própria estrutura;
- Revestimentos inerentes às fachadas e cobertura;
- Outros elementos estruturais secundários (como madres de cobertura e de fachada).

### 3.3.2. AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis consistem em ações com variação de intensidade no tempo significativa, tais como:

- As sobrecargas nos pavimentos, vigas ou coberturas dos edifícios;
- A ação do vento;
- A ação da neve.

#### 3.3.2.1. Ação variável sobrecarga

A determinação da ação sobrecarga foi realizada de acordo com a norma NP EN 1991-1-1. Como os *portal frames* têm apenas um piso, apenas será necessário quantificar a ação da sobrecarga na sua cobertura, estando esta na categoria H (não acessível exceto para operações de manutenção e reparação correntes) conforme o Quadro 6.9 e Quadro NA 6.10 da referida norma, representado na Tabela 3.1 e Tabela 3.2.

Tabela 3.1 – Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009)

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Tabela 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro NA 6.10 da NP EN 1991-1-1, 2009)

Cobertura	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Categoria H	0,4	1,0

*NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída  $q_k$  pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.*

#### 3.3.2.2. Ação Variável Vento

As ações do vento variam em função do tempo e atuam diretamente, sob a forma de pressões. A pressão resultante, exercida numa parede ou na cobertura, é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em atenção os seus sinais (Fig. 3.1).

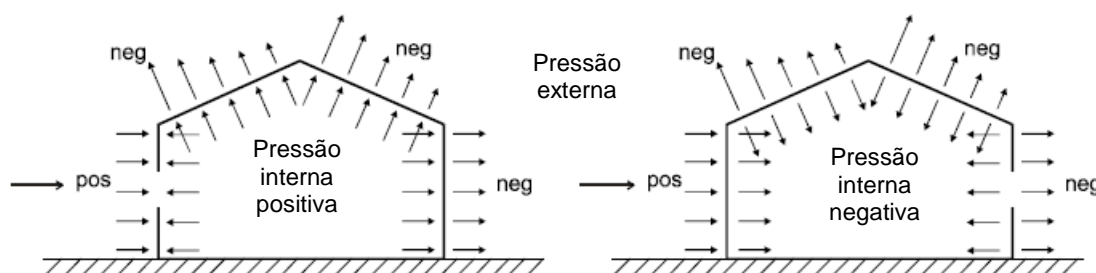


Fig. 3.1 – Convenção de sinais das pressões (adaptado de EC1-1-4, 2010)

O procedimento para a quantificação da ação do vento proposto pelo Quadro 5.1 da norma NP EN 1991-1-4 é apresentado na Fig. 3.2.

Parâmetro	Referência
<i>Pressão dinâmica de pico <math>q_p</math></i>	
- valor de referência da velocidade do vento $v_b$	4.2(2)P
- altura de referência $z_e$	Secção 7
- categoria de terreno	Quadro 4.1
- valor característico da pressão dinâmica de pico $q_p$	4.5(1)
- intensidade de turbulência $I_v$	4.4
- velocidade média do vento $v_m$	4.3.1
- coeficiente de orografia $c_o(z)$	4.3.3
- coeficiente de rugosidade $c_r(z)$	4.3.2
<i>Pressões exercidas pelo vento (sobre revestimentos, ligações e elementos de construção, por exemplo)</i>	
- coeficiente de pressão exterior $c_{pe}$	Secção 7
- coeficiente de pressão interior $c_{pi}$	Secção 7
- coeficiente de pressão resultante $c_{p,net}$	Secção 7
- pressão exterior exercida pelo vento: $w_e = q_p c_{pe}$	5.2(1)
- pressão interior exercida pelo vento: $w_i = q_p c_{pi}$	5.2(2)

Fig. 3.2 – Procedimentos de cálculo para a determinação das ações do vento (adaptado de EC1-1-4, 2010)

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores,  $w_e$ , é definida através da expressão (3):

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3)$$

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores,  $w_i$ , é definida através da expressão (4):

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (4)$$

Sendo:

$q_p(z)$  – pressão dinâmica de pico

$z$  – altura de referência para a pressão (exterior/interior), altura da cumeeira no caso dos *portal frame*

$c_p$  – coeficiente de pressão (exterior/interior)

### Procedimento para a determinação da pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$

A pressão dinâmica de pico, resultante da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento, deve ser determinada pela expressão (5):

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (5)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (6)$$

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (7)$$

Em que:

$c_e(z)$  – coeficiente de exposição à altura  $z$

$q_b$  – pressão dinâmica de referência

$\rho$  – massa volúmica do ar, sendo o valor recomendado pela norma de  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$v_b$  – valor de referência da velocidade do vento

$c_{dir}$  – coeficiente de direção, segundo a Nota 2 da cláusula NA-4.2(2)P, assume o valor 1.0

$c_{season}$  – coeficiente de sazão, segundo a Nota 3 da cláusula NA-4.2(2)P, assume o valor 1.0

$v_{b,0}$  – valor básico da velocidade de referência do vento, determinado segundo a NA-4.2(1)P, Nota 2, sendo esta ilustrada na Tabela 3.1.

Tabela 3.3 – Determinação do valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$  (adaptado de NA EC1-1-4, 2010)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A - a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B	27
B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a alturas superiores a 600 m	30

O coeficiente de exposição à altura  $z$ ,  $c_e(z)$ , pode ser determinado em função da categoria do terreno, através da Fig. NA-4.2 do Anexo Nacional da referida norma, para o caso de um terreno plano em que o coeficiente de orografia,  $c_0(z)$  e o coeficiente de terreno,  $k_1$ , tomam o valor unitário (Fig. 3.3).

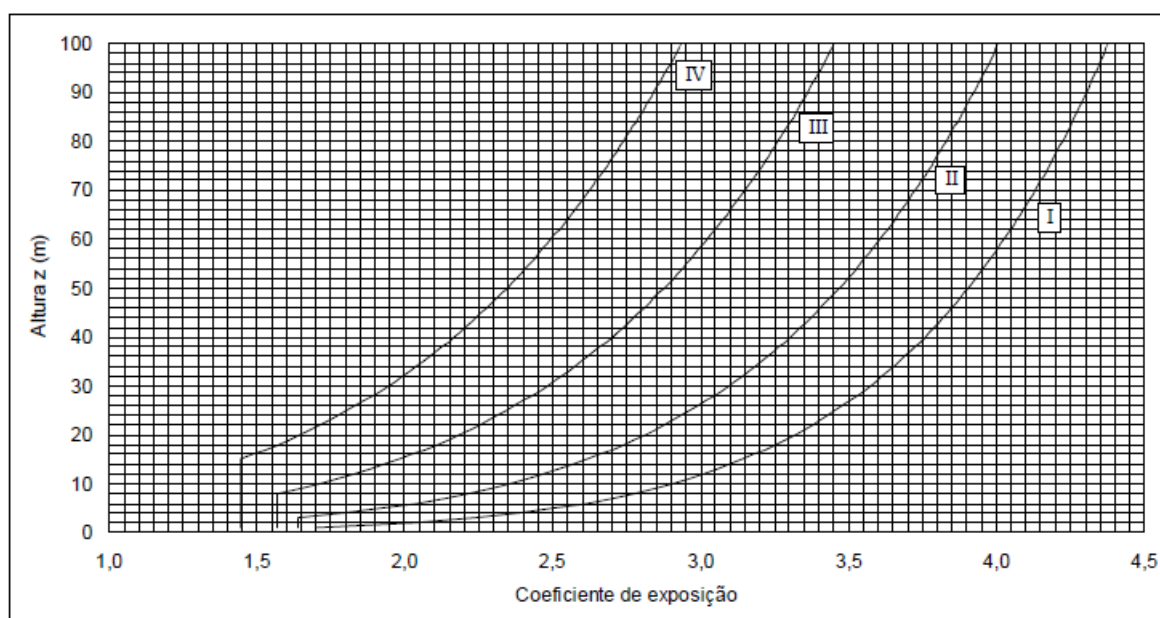


Fig. 3.3 – Coeficiente de exposição,  $c_e(z)$ , para  $c_0$  e  $k_1$  unitários (Fig. NA-4.2 de EC1-1-4, 2010)

A categoria do terreno é definida através do Quadro NA – 4.1 da referida norma, Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (Quadro NA-4.1 de EC1-1-4, 2010)

Categoria de terreno		$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

### Procedimento para a determinação dos coeficientes de pressão (exterior/interior), $c_{pe}$ e $c_{pi}$

Para o coeficiente de pressão interior,  $c_{pi}$ , não existindo aberturas no edifício, considera-se o valor mais gravoso entre +0.2 e -0.3, conforme indicado na Nota 2 da cláusula 7.2.9(6) da referida norma.

Os coeficientes de pressão exterior,  $c_{pe}$ , dependem da configuração do pavilhão em estudo, sendo no âmbito deste trabalho, o estudo de pavilhões industriais constituídos por *portal frame*, aplica-se o procedimento a coberturas com duas vertentes:

- Considerando apenas o vento na direção  $0^\circ$  uma vez que o objetivo é estudar o comportamento dos pórticos no seu plano (Fig. 3.4);
- Garantindo o adequado travamento na direção perpendicular.

Sendo também apenas determinados os coeficientes de pressão globais,  $c_{pe,10}$ , uma vez que não existem elementos de pequenas dimensões (como por exemplo chaminés), para serem considerados os coeficientes de pressão locais,  $c_{pe,1}$  (Tabela 3.2 e 3.3).

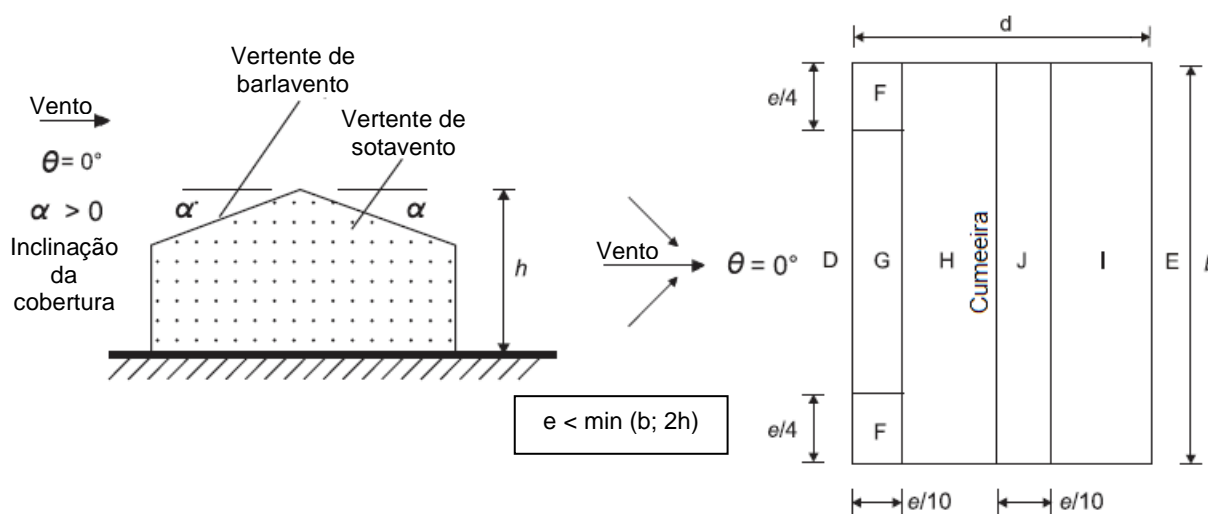


Fig.3.4 – Zonas em Coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-4, 2010)

Tabela 3.5 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-4, 2010)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direção do vento $\theta=0^\circ$				
	F	G	H	I	J
	$C_{pe,10}$				
5	-1.70	-1.20	-0.60	-0.60	0.20
	0.00	0.00	0.00	-0.60	-0.60
15	-0.90	-0.80	-0.30	-0.40	-1.00
	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00
30	-0.50	-0.50	-0.20	-0.40	-0.50
	0.70	0.70	0.40	0.00	0.00

Tabela 3.6 – Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (adaptado de EC1-1-4, 2010)

Zona	D	E
$h/d$	$C_{pe,10}$	
5	0.8	-0.7
1	0.8	-0.5
$\leq 0,25$	0.7	-0.3

### 3.3.2.3. Ação Variável Neve

A ação da neve foi quantificada segundo a NP EN 1991-1-3, considerando situações de projeto persistente/transitória, tanto para as disposições de neve deslocada como para as disposições de neve não deslocada. Nestas condições a ação da neve na cobertura deve ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$s = \mu_i \times c_e \times c_t \times s_k \quad (8)$$

Onde:

$\mu_i$  – coeficiente de forma para a carga da neve;

$c_e$  – coeficiente de exposição, segundo o ponto 5.2(7) da norma toma o valor unitário;

$c_t$  – coeficiente térmico, segundo o ponto 5.2(8) da norma toma o valor unitário;

$s_k$  – valor característico da carga da neve ao nível do solo.

O coeficiente de forma para a carga da neve depende do tipo e da inclinação da cobertura do edifício. Apresentam-se na Fig. 3.5 e Tabela 3.7 os coeficientes de forma a adotar para uma cobertura de duas vertentes. Sendo o caso (i) para disposições de carga de neve não deslocada e os casos (ii) e (iii) para disposições de carga de neve deslocada.

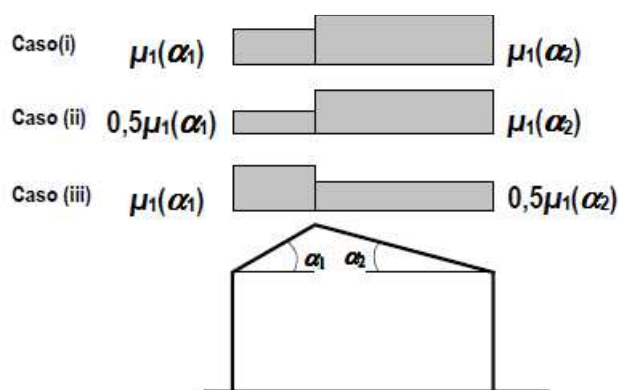


Fig.3.5 – Coeficiente de forma para a carga da neve em coberturas de duas vertentes (adaptado de EC1-1-3, 2009)

Tabela 3.7 – Valores dos coeficientes de forma (adaptado de EC1-1-3, 2009)

Ângulo de inclinação da vertente $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo, ( $s_k$ ), são determinados com a seguinte expressão do Anexo Nacional da norma NP EN 1991-1-3 (2009):

$$s_k = C_z [1 + (H/500)^2] \quad (9)$$

Em que:

$C_z$  – coeficiente que depende da zona de implantação do edifício (igual a 0,30 para a zona Z1, 0,20 para a zona Z2 e 0,10 para a zona Z3);

H – altitude do local, em metros.

Apresenta-se de seguida o mapeamento para a definição do coeficiente da zona de implantação (Fig. 3.6).

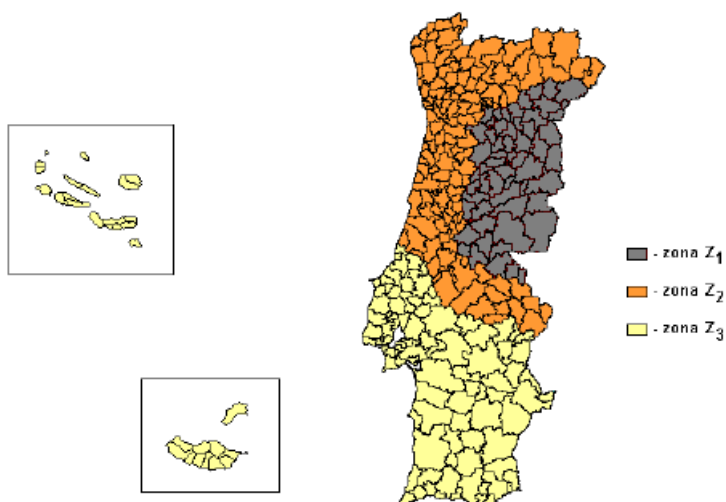


Fig.3.6 – Zonamento do território nacional para a ação da neve (adaptado de NA EC1-1-3, 2009)

### 3.3.3. AÇÕES ACIDENTAIS

Não sendo do âmbito deste trabalho a consideração deste tipo de ações, não será descrito o procedimento para a sua determinação.

### 3.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações para efeitos de dimensionamento em Estado Limite Último foram definidas com base na norma NP EN 1990 (IPQ, 2009). Expõe-se de seguida o formato geral dos efeitos das ações, os fatores redutores e de amplificação.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (10)$$

Em que:

$E_d$  – valor de cálculo do efeito das ações

$E$  – efeito de uma ação

$\gamma_{G,j}$  – coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$

$G_{k,j}$  – valor característico da ação permanente  $j$

$\gamma_{Q,1}$  – coeficiente parcial relativa à ação variável base da combinação

$Q_{k,1}$  – valor característico da ação variável base da combinação

$\gamma_{Q,i}$  – coeficiente parcial relativo à ação variável  $i$

$\Psi_{0,i}$  – coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável  $i$

$Q_{k,i}$  – valor característico da ação variável  $i$

Com recurso ao Quadro A1.1 na presente norma definem-se os valores recomendados para os coeficientes  $\Psi_0$ , Tabela 3.8:

Tabela 3.8 – Valores recomendados para os coeficientes  $\Psi_0$  (Adaptado de EC0, 2009)

Ação	$\Psi_0$
Sobrecargas em Edifícios com cobertura de Categoria H	0.0
Neve – Restantes Estados-Membros do CEN, em locais à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0.7
Neve – Restantes Estados-Membros do CEN, em locais à altitude $H < 1000$ m acima do nível do mar	0.5
Vento	0.6

Considerando estes coeficientes e os coeficientes parciais com base no Quadro NA-A1.2(B) da norma NP EN 1990 (IPQ, 2009), obtêm-se os seguintes fatores de combinação (Tabela 3.9).



Tabela 3.9 – Fatores de combinação para as diferentes combinações de ações

Combinação de ações	PP	RCP	I	W	S
ELU AVB I	1.35	1.35	1.5		
ELU AVB W	1.35	1.35		1.5	
ELU AVB S	1.35	1.35			1.5
ELU AVB W S (H>1000)	1.35	1.35		1.5	1.05
ELU AVB W S (H<1000)	1.35	1.35		1.5	0.75
ELU AVB S W	1.35	1.35		0.9	1.5

Em que:

ELU AVB I – Combinação de ações onde a sobrecarga é a ação variável base;

ELU AVB W – Combinação de ações onde o vento é a ação variável base;

ELU AVB S – Combinação de ações onde a neve é a ação variável base;

ELU AVB W S (H>1000) – combinação onde o vento é a ação variável base combinado com neve em casos de H>1000 m;

ELU AVB W S (H<1000) – combinação onde o vento é a ação variável base combinado com neve em casos de H<1000 m;

ELU AVB S W – Combinação de ações onde a neve é a ação variável base combinada com vento.

### 3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo deste capítulo, foi descrever o procedimento definido pela regulamentação Europeia para a determinação das ações necessárias no dimensionamento de pavilhões industriais. No capítulo seguinte discute-se a análise e dimensionamento de pórticos metálicos de acordo com o EC3.



# 4

## ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS SEGUNDO O EC3

### 4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados os principais conceitos ligados à análise estrutural, à luz do Eurocódigo 3, identificando os vários tipos de análise e as suas principais características, que consistem no nível de simplificações adotadas face ao comportamento real da estrutura. Posteriormente realizar-se-á um enfoque à consideração dos efeitos de segunda ordem e imperfeições geométricas. Serão descritas, de forma resumida, as verificações de segurança efetuadas no dimensionamento e será efetuada uma breve descrição dos programas de cálculo utilizados nos estudos apresentados nos capítulos subsequentes deste trabalho.

### 4.2. TIPOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

No dimensionamento de uma estrutura, antes de se proceder à determinação rigorosa da capacidade resistente dos seus elementos, é essencial garantir que os esforços de cálculo são avaliados corretamente, sendo necessário que a análise global da estrutura forneça uma representação fiel do seu comportamento real. Segundo Reis, Camotim (2001), define-se “comportamento de uma estrutura”, submetida a um conjunto de ações, através do estabelecimento da relação existente entre os valores dessas ações e dos efeitos provocadas por elas na estrutura (tensões, deformações, deslocamentos, etc.). A determinação desse comportamento requer a consideração de vários tipos de equações, nomeadamente:

- Equações de equilíbrio – Envolvendo forças aplicadas, esforços e tensões;
- Equações de compatibilidade – Envolvendo deslocamentos e destinadas a garantir que a estrutura respeita as suas ligações (entre os elementos e com o exterior).

O comportamento da estrutura pode ser recriado de várias maneiras (“modelos de comportamento estrutural”), através da adoção de diferentes hipóteses que incidem sobre as características das equações atrás referidas. A cada modelo de comportamento estrutural corresponde um tipo de análise estrutural diferente.

O nível de precisão da análise, em relação ao comportamento real da estrutura, depende das hipóteses simplificativas assumidas durante a formulação das equações, apresentadas anteriormente. Assim, os diferentes tipos de análise existentes e os correspondentes graus de aproximação comparativamente à solução “exata” de um determinado problema (solução que descreve o comportamento real da estrutura) dependem das simplificações adotadas.

Apresenta-se de seguida o grau de precisão obtido por cada tipo de análise efetuado para simular o comportamento de uma dada estrutura (Fig. 4.1).

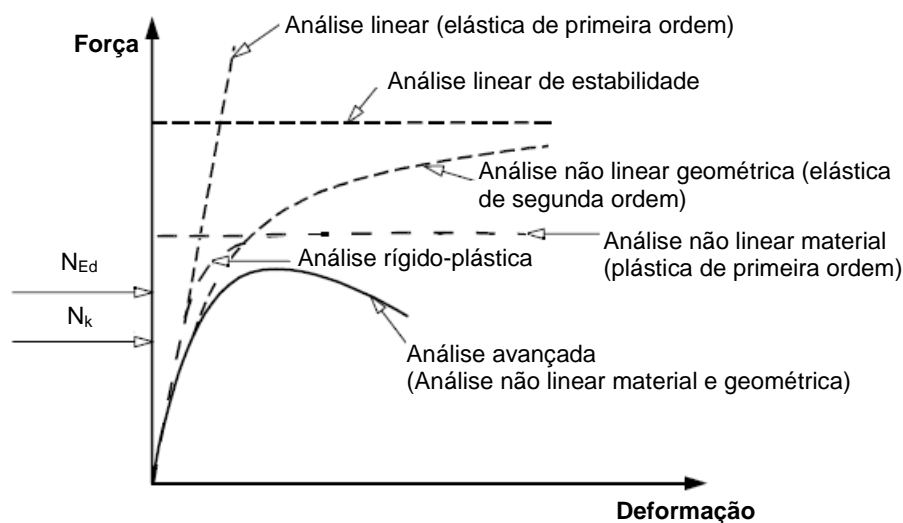


Fig. 4.1 – Relações força-deslocamento obtidas com diferentes tipos de análise (adaptado de Trahair *et al*,2008)

#### 4.2.1. ANÁLISE LINEAR DE ESTRUTURAS

A análise mais simples está relacionada com o comportamento linear, designa-se por “análise linear de estruturas” e é conhecida também como, análise elástica de primeira ordem. Baseia-se na hipótese de todas as equações envolvidas serem lineares (ver Fig. 4.1), o que pressupõe:

- A linearidade física;
- A linearidade geométrica.

A linearidade física traduz-se numa análise elástica, baseia-se na lei de *Hooke*, em que as relações tensão-extensão do material são lineares em qualquer ponto da estrutura, e para esta condição se verificar é necessário que as tensões instaladas no material sejam inferiores à tensão de cedência do mesmo.

A linearidade geométrica representa uma análise de primeira ordem, onde as equações de equilíbrio são desenvolvidas com base na geometria indeformada da estrutura e em relações cinemáticas lineares, i.e., é válida a “hipótese dos pequenos deslocamentos”, onde se verifica a proporcionalidade entre o carregamento aplicado e os consequentes deslocamentos da estrutura.

#### 4.2.2. EFEITOS NÃO LINEARES

A análise linear de estruturas para avaliar o comportamento estrutural é bastante limitativa, dado que não considera uma série de fenómenos geométricos e físicos, que ganham relevância com o aumento do carregamento e deformação da estrutura. Não permite revelar a degradação da resistência de uma estrutura, devido ao regime plástico do material constitutivo. Assim como, não permite identificar e considerar fenómenos de instabilidade, dado que estes são de natureza geometricamente não linear, necessitando que as equações de equilíbrio sejam formuladas na posição deformada da estrutura. Assim, os efeitos não lineares estão intimamente ligados às duas hipóteses referidas anteriormente e podem ser classificados como:

- Efeitos fisicamente não lineares (não linearidade material);

- Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica).

#### 4.2.2.1. Efeitos fisicamente não lineares (não linearidade material)

Os efeitos físicos estão relacionados com as propriedades físicas dos materiais utilizados na estrutura. A hipótese de não linearidade física admite que a relação tensão-extensão do material é não linear, esta hipótese ocorre quando as cargas aplicadas à estrutura levam as tensões estabelecidas a atingir a tensão de cedência do material, reduzindo a sua capacidade resistente devido à plastificação do mesmo. O comportamento não linear do aço é normalmente considerado, de forma simplificada, através do modelo elasto-plástico perfeito, podendo, quando se pretende maior precisão, utilizar o modelo elasto-plástico com endurecimento (Fig. 4.2).

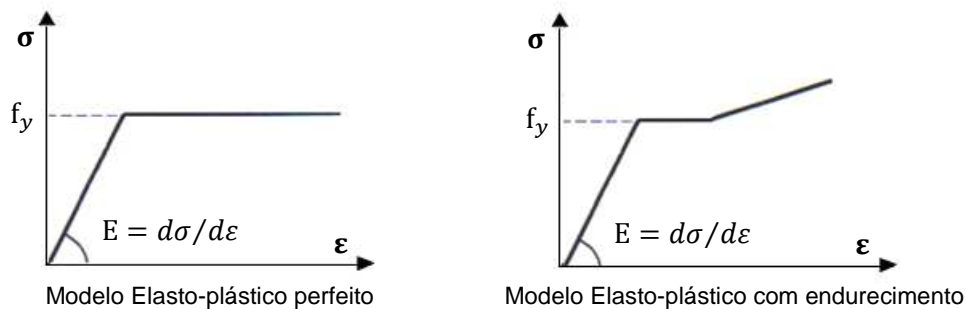


Fig. 4.2 – Modelos de comportamento não linear do aço (adaptado de Simões, 2007)

Os efeitos fisicamente não lineares são considerados através de uma análise plástica (ver Fig. 4.1), que se baseia em relações tensão-extensão não lineares, i.e., considera a existência de plastificação de barras da estrutura, formadas através de rótulas plásticas, e conseqüentemente a existência de redistribuição de esforços para zonas menos solicitadas. Este tipo de análise só é possível ser utilizado se a estrutura for hiperstática e se esta possuir elementos cujas secções permitam elevada capacidade de rotação para permitir a formação de rótulas plásticas.

#### 4.2.2.2. Efeitos de segunda ordem (não linearidade geométrica)

“Os efeitos de segunda ordem são efeitos geométricos e não devem ser confundidos com a não linearidade dos materiais” (SCI, 2001)

Quando qualquer estrutura é carregada esta deforma-se desviando-se da sua posição indeformada. Este desvio leva a que as cargas axiais de compressão existentes nos membros atuem segundo posições diferentes daquelas que foram definidas na geometria inicial indeformada da estrutura.

A deformada da estrutura pode assumir dois modos de deformação diferentes (conforme ilustrado nas Figs. 4.3 e 4.4), consoante a estrutura se encontre solicitada apenas por cargas verticais ou por cargas verticais e cargas horizontais, correspondendo a um modo de deformação com deslocamentos simétricos ou a um modo de deformação com deslocamentos laterais.

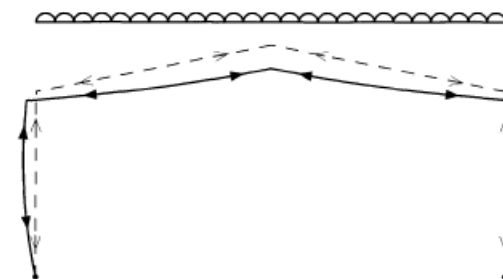


Fig. 4.3 – Modo de deformação com deslocamentos simétricos (SCI, 2001)

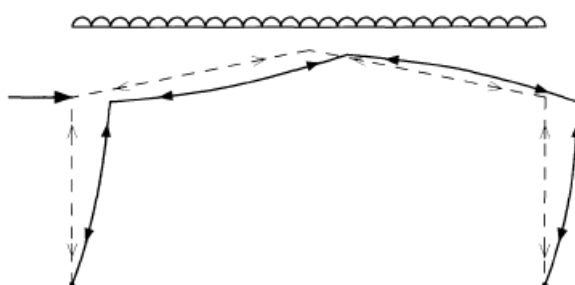


Fig. 4.4 – Modo de deformação com deslocamentos laterais (SCI, 2001)

Se o desvio em relação à posição inicial indeformada for muito pequeno, o aumento dos esforços de primeira ordem é desprezável, tendo assim a análise linear precisão suficiente. No entanto, se o desvio da estrutura for tal que provoque um aumento significativo dos momentos de primeira ordem e agrave esse desvio em relação à posição indeformada, a estrutura é classificada como sensível aos efeitos de segunda ordem (efeitos geometricamente não lineares), sendo necessário atender à não linearidade geométrica através de uma análise de segunda ordem (ver Fig. 4.1), onde as equações de equilíbrio são desenvolvidas com base na geometria deformada da estrutura e em relações cinemáticas não lineares.

Conforme ilustrado na Fig. 4.5, os efeitos de segunda ordem podem ser distinguidos em dois tipos:

- Efeitos globais ( $P-\Delta$ ), resultam dos deslocamentos relativos das extremidades dos elementos;
- Efeitos locais ( $P-\delta$ ), resultam das deformações ao longo do comprimento do elemento.

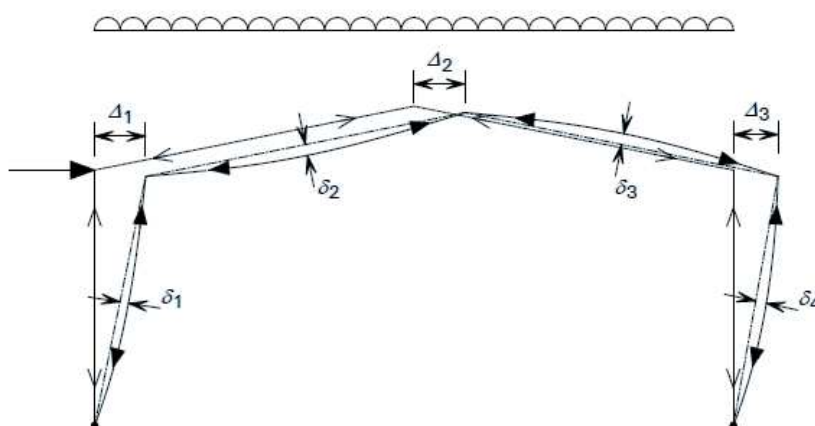


Fig. 4.5 – Efeitos de segunda ordem locais e globais num *portal frame* (adaptado do relatório do projeto SECHALO, 2012)

Estes efeitos são originados devido ao deslocamento do pórtico, geram esforços adicionais, que levam a uma redução da rigidez na estrutura, relativamente à determinada na análise de primeira ordem.

### Efeitos Globais

Os efeitos globais de segunda ordem consistem nos efeitos provocados por deslocamentos nos topos dos membros (como ilustrado na Fig. 4.6). Após a carga  $P$  ser aplicada no topo do pilar, este desloca-se  $\Delta$  desde a sua posição inicial, assim este pilar encontra-se sujeito a um esforço axial devido à carga  $P$  como também a um momento  $P.\Delta$ .

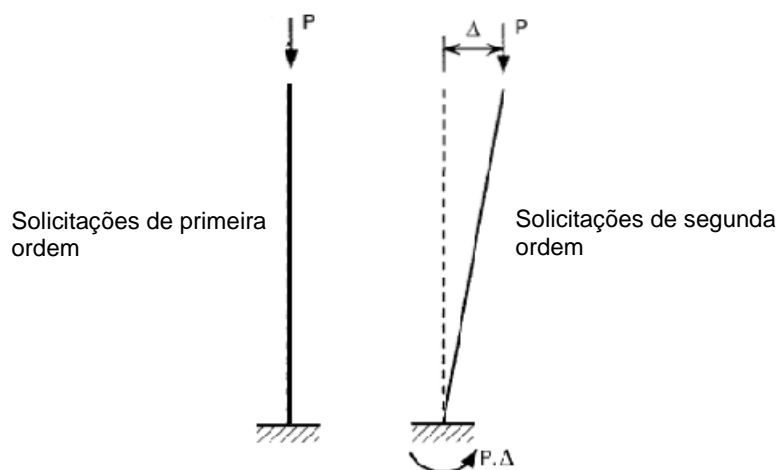


Fig. 4.6 – Efeitos de segunda ordem globais (adaptado de SCI, 2001)

### Efeitos Locais

Como anteriormente referido, os efeitos locais são devidos a deformações iniciais dos elementos em relação à posição indeformada dos mesmos. Estas deformações iniciais podem ocorrer devido à compressão e/ou momentos existentes nos elementos. Conforme se ilustra na Fig. 4.7, as consequências devido aos efeitos locais consistem no aumento do momento fletor, isto quando a carga axial for de compressão.

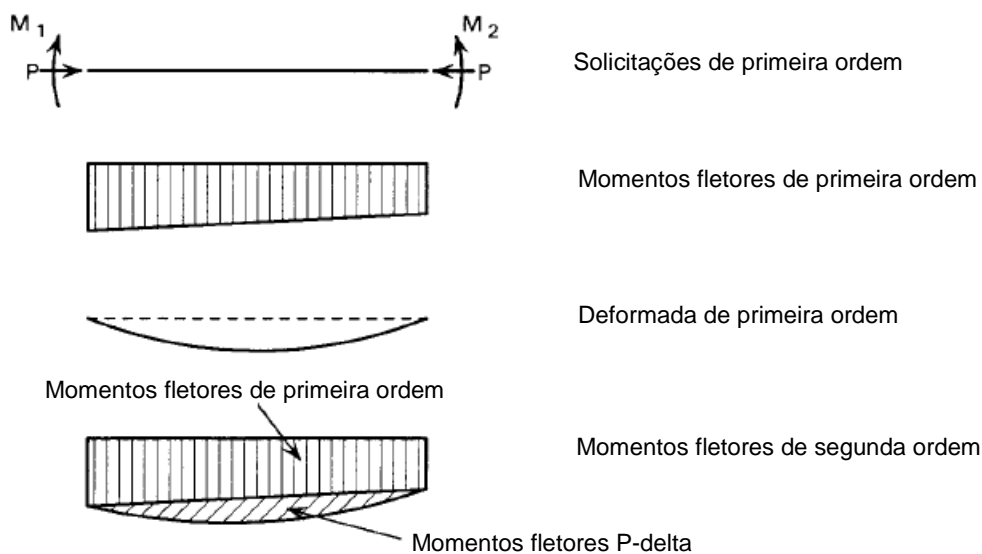


Fig. 4.7 – Efeitos de segunda ordem locais (adaptado de SCI, 2001)

## 4.2.3. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM NA ANÁLISE GLOBAL

Os efeitos de segunda ordem globais devem ser tomados em consideração através de uma análise de segunda ordem, se aumentarem de forma significativa os esforços ou, se modificarem o comportamento estrutural.

Os efeitos de segunda ordem globais podem ser ignorados se um pórtico for suficientemente rígido. Esta premissa pode ser considerada satisfeita para uma determinada combinação de ações, se forem cumpridos os seguintes critérios estabelecidos pelo EC3:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ para a análise elástica} \quad (11)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ para análise plástica} \quad (12)$$

Em que:

$\alpha_{cr}$  – fator de carga pelo qual as ações de carga teriam de ser multiplicadas, para provocar a instabilidade elástica global da estrutura

$F_{Ed}$  – valor de cálculo do carregamento vertical da estrutura ( para uma dada combinação de ações)

$F_{cr}$  – carga crítica de instabilidade global da estrutura num modo de encurvadura com deslocamentos laterais, com base na rigidez elástica inicial

É usual, apesar de não especificado no EC3-1-1, denominar as estruturas de “estruturas sem deslocamentos laterais” quando se verificarem as condições (11) e (12), caso contrário são “estruturas com deslocamentos laterais”.

Se os efeitos de segunda ordem globais forem significativos, o EC3 define duas formas possíveis de se proceder a análise de segunda ordem:

- Análise de segunda ordem avançada, que consiste numa análise não linear geométrica, recorrendo a procedimentos sequenciais/iterativos, em que as equações de equilíbrio são escritas na configuração deformada “ instantânea” do pórtico, que varia à medida que as cargas vão sendo aplicadas à estrutura. Este tipo de análise requer a definição de estratégias de resolução numérica que envolvem sempre procedimentos iterativos. Estas análises são normalmente efetuadas através do método dos elementos finitos. Para a obtenção de resultados de precisão elevada, é necessário recorrer a abordagens iterativas que contabilizem a variação de esforços axiais atuantes, à medida que o carregamento aumenta (dependência dos deslocamentos nodais). Sendo as imperfeições iniciais incluídas neste tipo de análise, os efeitos P- $\Delta$  e os efeitos P- $\delta$  são adequadamente contabilizados (Reis, Camotim, 2001);
- Análise de segunda ordem simplificada, que implica por outras palavras, efetuar uma análise de primeira ordem com adequada amplificação de forças horizontais (por exemplo, devidas ao vento) e ainda das forças horizontais equivalentes às imperfeições. Só é possível recorrer a este método em estruturas porticadas regulares com  $\alpha_{cr} \geq 3$ , onde o primeiro modo de instabilidade seja predominante. A amplificação é efetuada através do seguinte fator:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (13)$$

Estas análises podem ainda ser efetuadas de duas formas distintas:



- incluir os efeitos de segunda ordem e as imperfeições geométricas na totalidade (efeitos globais e locais);
- incluir apenas os efeitos de segunda ordem e as imperfeições globais, sendo os efeitos de segunda ordem devidos à deformação local do elemento e às imperfeições locais contabilizados nas verificações de segurança dos elementos em relação a fenómenos de instabilidade, de acordo com a cláusula 6.3 de NP EN 1993-1-1.

#### 4.2.4. CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES NA ANÁLISE

Apesar do rigor utilizado no processo de fabrico e montagem das estruturas metálicas, existem imperfeições como as tensões residuais (tensões instaladas na estrutura antes da aplicação de qualquer ação) e as imperfeições geométricas (falta de verticalidade e de retilinearidade dos elementos constituintes), que devem ser incorporadas na análise estrutural, uma vez que podem conduzir a alterações dos esforços na estrutura. Podem ser distinguidos dois tipos de imperfeições geométricas:

- imperfeições globais dos pórticos e sistemas de contraventamento;
- imperfeições locais dos elementos.

A configuração das imperfeições globais e locais pode ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura a analisar.

Descreve-se nos seguintes subcapítulos a consideração das imperfeições globais e imperfeições locais na análise estrutural.

##### 4.2.4.1. Consideração das imperfeições globais

Segundo o EC3, em pórticos suscetíveis de se instabilizarem segundo um modo com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições globais deve ser tido em conta. Este efeito pode ser considerado através de uma imperfeição global geométrica equivalente simulada de duas formas possíveis:

- com um desvio de verticalidade dos pilares do pórtico;
- ou com o uso de um sistema de forças horizontais equivalentes.

A imperfeição global em pórticos de edifícios pode ser ignorada quando verificada a seguinte condição:

$$H_{Ed} \geq 0,15V_{Ed} \quad (14)$$

Em que:

$H_{Ed}$  – valor de cálculo da ação horizontal total na base do piso, incluindo as forças horizontais equivalentes transmitidas pelo piso

$V_{Ed}$  – valor de cálculo da ação vertical total na base do piso

Na análise de um edifício, as imperfeições devem ser consideradas segundo as direções relevantes, mas não simultaneamente.

#### **Desvio de verticalidade dos pilares do pórtico**

O desvio de verticalidade dos pilares, que simula a imperfeição geométrica equivalente global (conforme esquematizado na Fig. 4.8), pode ser obtido da seguinte forma:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (15)$$

Em que:

$$\phi_0 \quad \text{valor base definido por: } \phi_0 = 1/200; \quad (16)$$

$$\alpha_h \quad \text{coeficiente de redução em função da altura h: } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0; \quad (17)$$

$$\alpha_m \quad \text{coeficiente de redução associado ao número de pilares m: } \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}; \quad (18)$$

m é o número de pilares num piso, que são submetidos a um esforço axial superior a 50% do valor médio por pilar, no pórtico considerado.

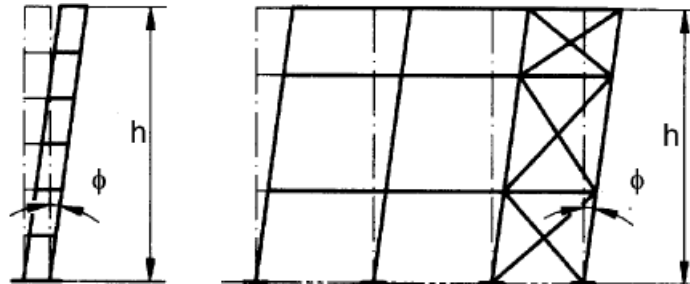


Fig. 4.8 – Imperfeição geométrica equivalente global (desvio de verticalidade): EC3-1-1 (2010)

#### Sistema de forças horizontais equivalentes (Imperfeições globais)

O efeito das imperfeições globais pode ser simulado através do uso de sistema de forças horizontais equivalentes, devendo ser aplicadas ao nível de cada piso e proporcionais às cargas verticais aplicadas nesse nível (Fig. 4.9).

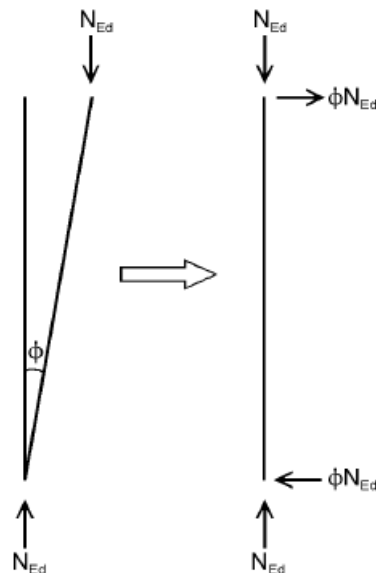


Fig. 4.9 – Imperfeições globais através de forças horizontais equivalentes (EC3-1-1, 2010)

#### 4.2.4.2. Consideração das imperfeições locais

Segundo o EC3, o efeito das imperfeições locais deve ser tido em conta na análise estrutural, através de uma deformada inicial dos elementos ou com o uso de um sistema de forças horizontais

equivalentes. No entanto, poderá desprezar-se o efeito das imperfeições locais na análise estrutural, no caso de os elementos serem posteriormente sujeitos a uma verificação de estabilidade com base nas verificações de segurança definidas na cláusula 6.3 de NP EN1993-1-1.

### Deformada inicial dos elementos

As imperfeições geométricas locais podem ser representadas por uma curvatura inicial introduzida nos elementos constituintes dos pórticos, sendo definida por:

$$e_0/L \quad (19)$$

Em que:

$e_0$  amplitude máxima do deslocamento lateral inicial

$L$  comprimento do elemento

Os valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais ( $e_0/L$ ), podem ser consultados no Quadro 5.1 do EC3-1-1.

### Sistema de forças horizontais equivalentes (Imperfeições locais)

De forma análoga à consideração das imperfeições globais, as imperfeições locais podem ser representadas através de um sistema de forças horizontais equivalentes (Fig. 4.10).

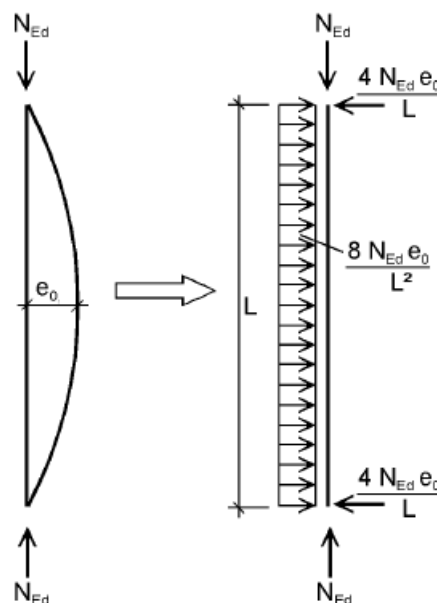


Fig. 4.10 – Imperfeições locais através de forças horizontais equivalentes (EC3-1-1, 2010)

#### 4.2.5. CARACTERÍSTICAS DOS DIFERENTES MÉTODOS DE ANÁLISE GLOBAL

Uma análise de segunda ordem que inclua os efeitos de segunda ordem e as imperfeições geométricas na totalidade, fornece uma boa representação do comportamento real da estrutura, permitindo a dispensa das verificações de segurança relativas à estabilidade dos elementos de acordo com a cláusula 6.3 do EC3. No entanto, os programas de cálculo disponíveis no mercado que disponibilizam esta

análise, ainda não permitem uma utilização que contabilize, de forma controlada e eficiente, as imperfeições e os efeitos de segunda ordem locais, para esta ser aplicada nos atuais gabinetes de projeto.

Na prática, normalmente não se introduz a curvatura inicial nos elementos constituintes da estrutura para contabilizar as imperfeições locais. Assim como os elementos finitos que consideram deslocamentos laterais torsionais também não são usados na prática corrente. Portanto, os efeitos das imperfeições locais devem ser controlados segundo as verificações de segurança definidos na cláusula 6.3 do EC3, sendo apenas considerados os efeitos globais P- $\Delta$  na análise.

Assim sendo, pode-se esquematizar as hipóteses possíveis de análise na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Métodos de análise global

Estruturas sem deslocamentos laterais		Estruturas com deslocamentos laterais			
Análise Global		Análise de 1ª Ordem	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem avançada	
			Amplificação de forças horizontais ( $\alpha_{cr} \geq 3$ )		
Consideração das Imperfeições	Globais	Sim	Sim	Sim	Sim
	Locais	Não	Não	Não	Sim
Consideração dos Efeitos de 2ª ordem	Globais	Não	Sim	Sim	Sim
	Locais	Não	Não	Não	Sim
Verificações de Segurança		Verificação da estabilidade dos elementos utilizando comprimentos de encurvadura iguais aos comprimentos reais dos elementos			Apenas verificações de segurança seccionais
		Verificações de segurança seccionais			

#### 4.2.6. ANÁLISE A SEGUIR NO PRESENTE ESTUDO

No caso de estruturas metálicas, onde com o aumento da classe de resistência do aço os seus elementos constituintes são cada vez mais esbeltos e estando estes solicitados por esforços axiais de compressão, a sua capacidade resistente é condicionada por fenómenos de instabilidade e o colapso ocorre quando todos os pontos da estrutura ainda se encontram no domínio elástico. O estudo deste tipo de estruturas envolve apenas a consideração da não linearidade geométrica e constitui um domínio designado genericamente, por “estabilidade (em regime) elástica(o)” de estruturas. Deve-se neste caso atender a todas as imperfeições iniciais da estrutura e aos efeitos de segunda ordem para analisar corretamente o seu comportamento. (Reis, Camotim, 2001)

### 4.3. MÉTODOS SIMPLIFICADOS PARA QUANTIFICAÇÃO DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA

#### 4.3.1. MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO PELO EC3-1-1 (MÉTODO DE HORNE)

A carga crítica de um pórtico, pode ser obtida através de um programa de cálculo adequado ou através do método aproximado (Método de Horne) proposto pelo EC3-1-1, caso satisfaça os seguintes requisitos:

- as travessas inclinadas da estrutura possuírem declives pouco acentuados (não superior a 26°);
- a compressão axial nas vigas ou travessas não ser significativa ( $N_{Ed} \leq 0.09N_{cr}$ ).

Nestas condições, a carga crítica correspondente ao modo de deslocamentos laterais pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (20)$$

Rearranjando os termos obtém-se:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{\delta_{H,Ed}} \right) \left( \frac{h}{V_{Ed}} \right) = k \left( \frac{h}{V_{Ed}} \right) \quad (21)$$

Em que:

$H_{Ed}$  – valor de cálculo da ação horizontal total na base do piso, incluindo as forças horizontais equivalentes transmitidas pelo piso

$V_{Ed}$  – valor de cálculo da ação vertical total na base do piso

$h$  altura do piso

$\delta_{H,Ed}$  – deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base do piso, devido às ações horizontais de cálculo (por exemplo, devidas ao vento) acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições globais

$k$  – rigidez lateral do pórtico

No caso de pórticos de vários pisos parâmetro de carga crítica deve ser calculado para todos os andares, conforme se ilustra na Fig. 4.11.

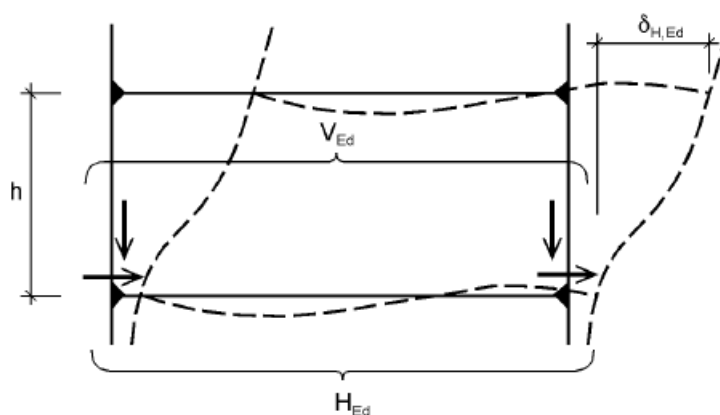


Fig. 4.11 – Notações para modo de encurvadura lateral (Figura 5.1 do EC3-1-1, 2010)

#### 4.3.2. MÉTODO ALTERNATIVO PROPOSTO POR LIM ET AL (2005)

Para pórticos onde a compressão axial nas vigas ou travessas for significativa ( $N_{Ed} > 0.09N_{cr}$ ), como no caso de alguns *portal frame*, Lim *et al* (2005) fornecem um método simplificado alternativo, para definir a estabilidade do pórtico, definido pelo parâmetro  $\alpha_{cr,est}$ . Segundo Lim *et al* (2005), este método é conservativo em muitas situações e será detalhado abaixo.

A carga crítica, correspondente ao modo de deslocamentos laterais, pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\alpha_{cr,est} = 0,8 \left\{ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{cr,R}} \right)_{max} \right\} \alpha_{cr} \quad (22)$$

Onde:

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{200\delta_{NHF}}; N_{cr,R} = \frac{\pi^2 EI_r}{L^2} \quad (23; 24)$$

Em que:

$\delta_{NHF}$  – deslocamento no topo de cada pilar quando o pórtico é sujeito a uma força fictícia  $H_{NHF}$

$H_{NHF}$  – força fictícia usada para determinar a rigidez do pórtico

$N_{Ed}$  – Máxima força axial nas travessas no Estado Limite Ultimo

$N_{cr,R}$  – Carga crítica de Euler da travessa, para o vão definido pelas duas travessas (assumidas fixas nos apoios)

$I_r$  – Momento de inercia da travessa no plano do pórtico

$L$  – Desenvolvimento definido pelas duas travessas de pilar a pilar ( $V\tilde{a}o/\cos\Theta$ )

$h$  – altura do pilar

Os parâmetros necessários para calcular  $\alpha_{cr,est}$  são esquematizados na Fig. 4.12.

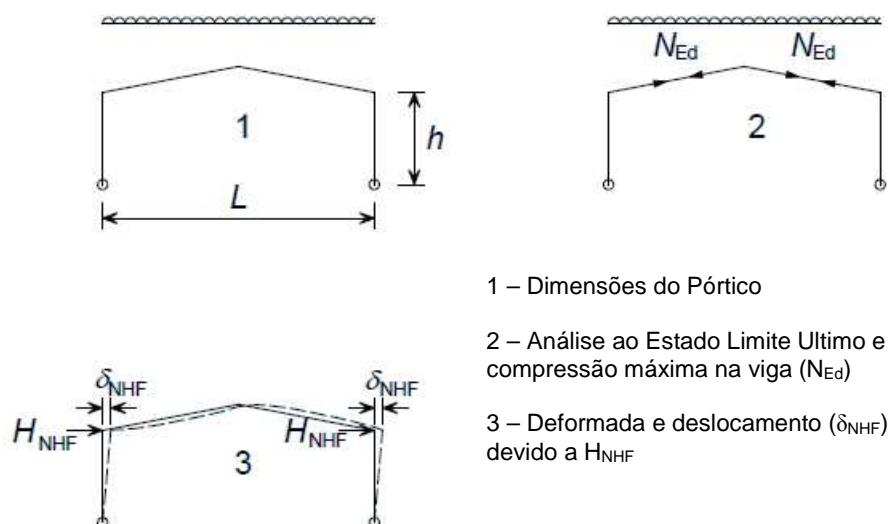


Fig. 4.12 – Cálculo do parâmetro  $\alpha_{cr}$  pelo método proposto por Lim *et al* (2005)

Na aplicação do método deve ter-se em atenção os seguintes aspetos:

- As forças  $H_{NHF}$  são sempre determinadas como 1/200 da reação vertical na base do pilar. Ou seja, em combinações onde esteja presente a ação do vento,  $H_{NHF}$  devem ser calculadas apenas como 1/200 da reação do respetivo pilar;
- O parâmetro  $\delta_{NHF}$  é determinado apenas com as forças  $H_{NHF}$  aplicadas no pórtico;
- O valor de  $\alpha_{cr}$  é o mais baixo obtido para qualquer pilar, sendo este representativo do pórtico.

#### 4.3.3. MÉTODO SIMPLIFICADO PROPOSTO PELO SCI PARA PORTAL FRAME

O método a seguir apresentado, foi desenvolvido por Davies complementado por C.King (SCI, 2001). Neste método o pórtico é subdividido em várias partes, Fig. 4.13:

- Pares de vigas ou travessas;
- Pilar externo e viga;
- Pilar interno e vigas convergentes;
- Pórtico equivalente para pórticos com bielas ou vigas de suporte.

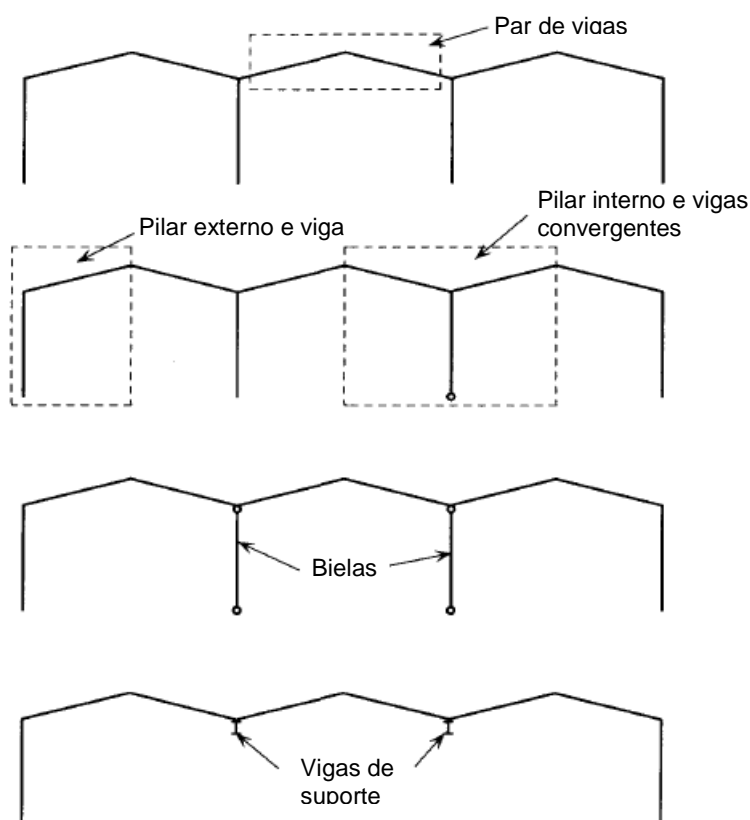


Fig. 4.13 – Subdivisão dos pórticos para método simplificado proposto pelo SCI (SCI, 2001)

Para cada combinação de ações analisada, o parâmetro de carga crítica deve ser calculado para todas as subdivisões apresentadas, sendo o valor inferior usado, como representativo do pórtico, para essa combinação de ações. Os esforços devem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem elástica.

O método será apenas apresentado para a subdivisão correspondente ao pilar externo e viga, considerando o pilar fixo na base. A aplicação do método às restantes subdivisões, e diferentes tipos de ligação na base pode ser consultada no capítulo 4 da publicação SCI P292.

O parâmetro de carga crítica ( $\lambda_{cr}$ ) para o pilar externo duplamente apoiado na base e viga, pode ser obtido recorrendo à seguinte expressão:

$$\lambda_{cr} = \frac{3EI_r}{s \left[ 0,3P_r s + \left( 1 + \frac{1,2}{R} \right) P_c h \right]} \quad (25)$$

Esta expressão pode ser rearranjada da seguinte forma:

$$\lambda_{cr} = \frac{1}{\left( \frac{P_r}{P_{r,crit}} \right) + (4 + 3,3R) \left( \frac{P_c}{P_{c,crit}} \right)} \quad (26)$$

Em que:

E – módulo de elasticidade

$I_c$  – momento de inércia do pilar no plano do pórtico

$I_r$  – momento de inércia da viga no plano do pórtico

S – desenvolvimento da viga

h – altura do pilar

$$R = \frac{\text{rigidez do pilar}}{\text{rigidez da viga}} = \frac{\frac{I_c}{h}}{\frac{I_r}{s}} = \frac{I_c s}{I_r h}$$

$P_c$  – esforço axial no pilar obtido pela análise elástica

$$P_{c,crit} = \frac{\pi^2 EI_c}{h^2} \text{ – carga crítica de Euler do pilar}$$

$$P_{r,crit} = \frac{\pi^2 EI_r}{s^2} \text{ – carga crítica de Euler da viga}$$

#### 4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3

Após a escolha do método de análise da estrutura e a determinação dos valores de cálculo dos esforços de dimensionamento, efetua-se a verificação de segurança da estrutura, sendo definidos dois tipos de verificação essenciais segundo o EC3-1-1 (Dias, 2007):

- Verificação da resistência das secções transversais (cláusula 6.2 do EC3-1-1);
  - verificação da classe das secções transversais;
  - resistência à compressão;
  - interação de momento fletor com esforço axial;
  - resistência ao esforço transversal;
  - interação momento fletor com esforço transversal;
- Verificação da estabilidade dos elementos (cláusula 6.3 do EC3-1-1).

Como não foi o objetivo principal deste trabalho o detalhe exaustivo dos procedimentos de dimensionamento e verificação de segurança, não é aqui apresentado esse desenvolvimento. No entanto, serão referidas posteriormente as considerações tomadas na análise com a finalidade de garantir a segurança das estruturas analisadas e o seu correto dimensionamento.



#### 4.5. DESCRIÇÃO DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS

Efetua-se de seguida uma breve descrição dos programas de cálculo automático utilizados nas várias análises efetuadas neste trabalho, sendo estes:

- *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013*;
- *SAP2000 v15.1.0*.

Ambos os programas permitem a modelação completa do pórtico, através da introdução de elementos de barra, atribuição do tipo de material, secção e apoios, entre outras funcionalidades. Permitem ainda, a definição dos casos de carga e suas combinações. Relativamente às análises, ambos os programas permitem efetuar uma análise não linear geométrica, com a consideração dos efeitos de segunda ordem. Efetua-se uma breve descrição deste tipo de análise em cada um dos programas.

##### 4.5.1. AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2013 – ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA

No guia de utilizador do programa de cálculo automático *Robot* é apresentada a base teórica para uma análise não linear geométrica. Para efetuar esta análise o programa de cálculo realiza uma aplicação incremental das cargas, sendo estas aumentadas gradualmente e realizados sucessivos estados de equilíbrio. Toma em consideração os efeitos de segunda ordem, isto é, a mudança de rigidez dos elementos estruturais devido à influência do estado de tensão dos mesmos. Em paralelo, a análise considera a geração de momentos resultantes da ação das forças verticais nos nós deslocados horizontalmente. O algoritmo do procedimento *Broyden-Fletcher-Goldforb-Shanno* (BFGS) modifica a matriz de rigidez durante os cálculos. É ilustrado o processo incremental utilizado pelo *Robot* (Fig. 4.13).

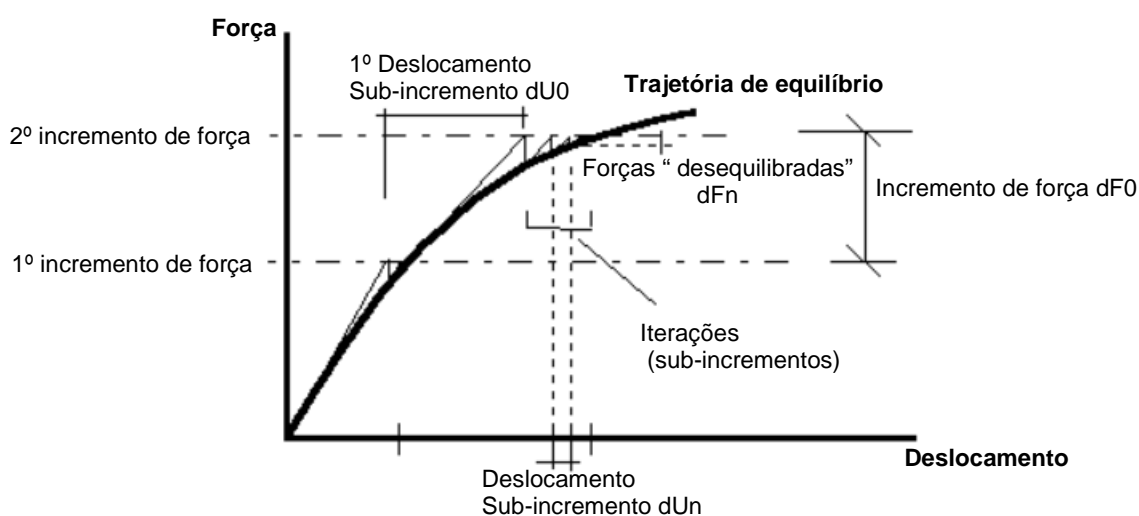


Fig. 4.13 – Valores utilizados para cálculos não lineares (adaptado do *Robot User's Guide*, 2013)

##### 4.5.2. SAP2000 v15.1.0 – ANÁLISE NÃO LINEAR GEOMÉTRICA

No manual de referência do *SAP2000* é apresentada uma visão abrangente da análise não linear geométrica. O programa considera a não linearidade geométrica formulando um processo iterativo, em que as equações de equilíbrio são definidas para a configuração deformada da estrutura, onde as forças de tração tendem a resistir à rotação dos elementos e a fortalecer a estrutura, por outro lado as forças de compressão destabilizam a mesma. Este processo iterativo é executado até se atingir uma convergência nas forças axiais dos elementos e nas deformações obtidas.

#### **4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Estando definidos os principais conceitos ligados à análise e ao dimensionamento de estruturas segundo o EC3, e feita a apresentação dos programas utilizados no âmbito deste trabalho, efetua-se no Capítulo 5 a introdução aos casos de estudo e às análises efetuadas.

## 5

## DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES EFETUADAS

### 5.1. INTRODUÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO – PÓRTICOS DE UM PISO

Para a realização do estudo, foram dimensionados em primeiro lugar cinco *portal frames* com dimensões diferentes, sendo apresentado um esquema estrutural genérico na Fig. 5.1. Todos os elementos dos pórticos foram assumidos travados na direção fora do plano, assim como, o travamento lateral das secções dos elementos (através de um dispositivo que ligado às madres impedem os deslocamentos laterais do banzo comprimido). Consideraram-se os pilares duplamente apoiados na base sem capacidade de resistência a momentos flectores. Estes pórticos serão a estrutura principal de um pavilhão industrial localizado em Setúbal, com um desenvolvimento de 70 m. Os pórticos terão um espaçamento de 5 m entre si, as madres da cobertura serão espaçadas de 2 m e as das fachadas espaçadas de 1,8 m, estando os perfis dimensionados para a classe de aço S275.

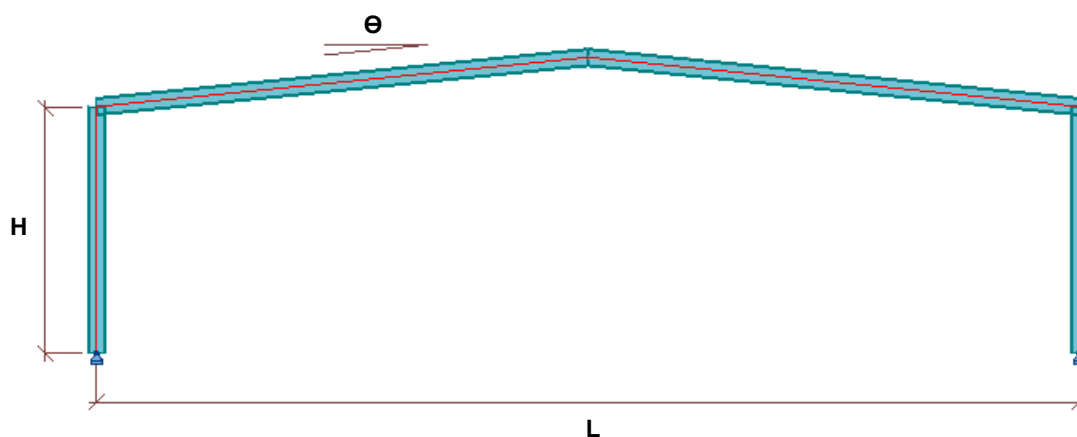


Fig. 5.1 – Geometria genérica dos pórticos estudados

Após a definição dos vários casos de estudo, foi realizada uma análise detalhada a um dos pórticos, para avaliar a influência de vários parâmetros nos estudos a efetuar, sendo estes descritos abaixo:

- Mudança da inclinação das travessas para 20%;
- Introdução dos rigidificadores nas ligações travessa-pilar (Fig. 5.2);
- Mudança da localização do edifício para Bragança, zona pouco povoada a uma altitude de 1000m, sendo as ações da neve de maior intensidade.

Apresenta-se na Tabela 5.1 as descrições e parâmetros gerais dos diferentes casos de estudo.

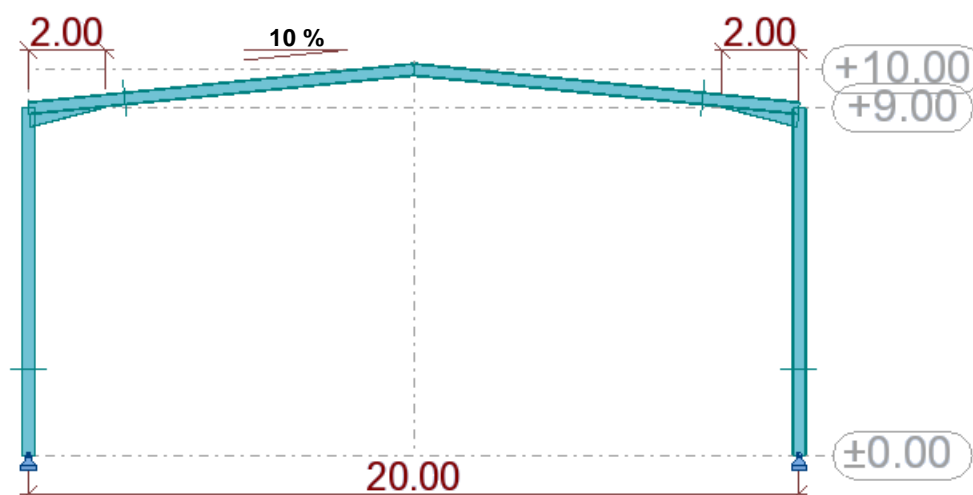


Fig. 5.2 – Geometria do pórtico do Caso 2b

Tabela 5.1 – Parâmetros dos casos de estudo

Caso	Presença de Rigidificadores	Localização	H [m]	L [m]	$\theta$ [%]
1	Não	Setúbal	5	20	10
2	Não	Setúbal	9	20	10
2a	Não	Setúbal	9	20	20
2b	Sim	Setúbal	9	20	10
2c	Não	Bragança	9	20	10
3	Não	Setúbal	9	25	10
4	Não	Setúbal	9	32	10
5	Não	Setúbal	9	40	10

## 5.2. DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS DE UM PISO DE ACORDO COM O EC3

### 5.2.1. INTRODUÇÃO

Os casos de carga e as suas combinações, para efeitos de análise e dimensionamento dos pórticos, foram definidos segundo os regulamentos e metodologias apresentadas no Capítulo 3. Definidas as combinações de ações, efetuou-se uma análise avançada, realizou-se de seguida o correto dimensionamento dos *portal frame*, obtendo-se assim as secções a utilizar nos elementos dos mesmos.

Nos parágrafos seguintes descrevem-se as ações permanentes e variáveis para efeitos de dimensionamento em Estado Limite Último, obtidas à luz da regulamentação adotada.

### 5.2.2. AÇÕES CONSIDERADAS

#### 5.2.2.1. Ações permanentes

Considerou-se o peso próprio da estrutura principal, através da introdução da geometria dos pórticos nos programas de cálculo automático, sendo este determinado automaticamente após a definição dos perfis a utilizar. O peso devido aos materiais de revestimento e estruturas secundárias, como madres e

ligações, foram considerados através da introdução de uma carga uniformemente distribuída de 0,45 kN/m<sup>2</sup>, na cobertura e nas fachadas do pavilhão industrial em estudo.

#### 5.2.2.2. Ações Variáveis

##### Ação Variável – Sobrecarga

A sobrecarga na cobertura foi definida com base no procedimento demonstrado no Capítulo 3, considerando que a mesma pertence à categoria H do Quadro 6.9 do referido regulamento, será necessário introduzir na cobertura uma ação de 0,40 kN/m<sup>2</sup> (Quadro NA 6.10).

##### Zonas de implantação do pavilhão industrial (Ações vento e neve)

Admitiram-se duas zonas distintas de implantação do pavilhão industrial, com o objetivo de fazer uma análise abrangente ao território nacional. Para a localização em Setúbal, verifica-se que a influência do vento é considerável em relação à influência da neve, representando uma situação de projeto concreta, com interesse para o estudo deste trabalho. Definiu-se a segunda localização em Bragança, cujo objetivo foi o de determinar nos estudos a efetuar, a influência da maior presença de intensidade da neve. Apresenta-se de seguida o enquadramento das zonas definidas em relação aos regulamentos adotados, Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Zonas para definição das ações vento e neve

Local de implantação	Vento (EC1-1-4)		Neve (EC1-1-3)	
	Setúbal	Zona	B	Zona
Categoria de terreno		III	Altitude	100 m
Bragança	Zona	A	Zona	Z3
	Categoria de terreno	III	Altitude	1000 m

##### Ação do Vento

Na Tabela 5.3 apresentam-se os valores das ações do vento obtidas para os diferentes casos de estudo. As zonas da cobertura e paredes podem ser visualizadas na Fig. 3.4, apresentada no Capítulo 3. Quanto à convenção de sinais adotada para as zonas da cobertura, tomou-se o sinal positivo para representar as ações ascendentes, sendo o sinal negativo associado a ações descendentes. Relativamente às paredes, tomou-se o valor positivo para as ações aplicadas no sentido do vento (ver Fig. 3.4)

Com o objetivo de identificar a combinação de ações que provoque maior compressão nos pilares, considerou-se para a quantificação da ação do vento, a localização do pórtico na zona central do pavilhão, uma vez que é neste local que as ações do vento provocam maior a pressão na cobertura.

Definiu-se W1 no caso das ações do vento que provocam maior efeito de sucção na cobertura (ação ascendente) e W2 no caso que provoca maior efeito de pressão na cobertura (ações descendentes).

Tabela 5.3 – Ações do vento consideradas

Ações do vento consideradas nas vigas e pilares em cada caso de estudo [kN/m]							
		Cobertura				Paredes	
		G	H	I	J	D	E
Caso 1	W1	4.98	2.84	2.84	2.84	1.80	1.82
	W2	-0.71	-0.71	1.42	1.42	3.22	0.40
Caso 2	W1	5.49	3.13	3.13	3.13	2.09	2.22
	W2	-0.78	-0.78	1.57	1.57	3.66	0.65
Caso 2a	W1	4.81	2.61	2.81	4.01	2.17	2.33
	W2	-1.20	-1.20	0.40	0.40	3.77	0.72
Caso 2b	W1	5.49	3.13	3.13	3.13	2.09	2.22
	W2	-0.78	-0.78	1.57	1.57	3.66	0.65
Caso 2c	W1	6.77	3.87	3.87	3.87	2.58	2.74
	W2	-0.97	-0.97	1.94	1.94	4.52	0.81
Caso 3	W1	5.52	3.15	3.15	3.15	2.10	2.23
	W2	-0.79	-0.79	1.58	1.58	3.68	0.66
Caso 4	W1	5.55	3.17	3.17	3.17	2.02	2.07
	W2	-0.79	-0.79	1.59	1.59	3.61	0.48
Caso 5	W1	5.61	3.21	3.21	3.21	2.02	2.03
	W2	-0.80	-0.80	1.30	1.60	3.62	0.43

### Ação da Neve

Apresenta-se de seguida as ações da neve determinadas para os diferentes casos de estudo, Tabela 5.4 e 5.5. Os valores apresentados são correspondentes ao plano horizontal da cobertura.

Tabela 5.4 – Ação da neve em Setúbal

Caso de Neve	Ação da Neve Viga da Vertente esquerda	Ação da Neve Viga da Vertente direita
S1	0.46 kN/m	0.46 kN/m
S2	0.23 kN/m	0.46 kN/m
S3	0.46 kN/m	0.23 kN/m

Tabela 5.5 – Ação da neve em Bragança

Caso de Neve	Ação da Neve Viga da Vertente esquerda	Ação da Neve Viga da Vertente direita
S1	6.0 kN/m	6.0 kN/m
S2	3.0 kN/m	6.0 kN/m
S3	6.0 kN/m	3.0 kN/m

### 5.2.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS

As combinações de ações, consideradas para a obtenção dos esforços para efeitos de dimensionamento dos pórticos ao Estado Limite Último, são apresentadas nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.6 – Combinações de ações para os casos de estudo

Combinação de Ações	G	I	W1	W2	S1	S2	S3
ELU AVB I	1.35	1.5					
ELU AVB W2 S1	1.35			1.5	0.75		

Tabela 5.7 – Combinações de ações para caso de estudo 2c

Combinação de Ações	G	I	W1	W2	S1	S2	S3
ELU AVB S1 W2	1.35			0.9	1.5		
ELU AVB W2 S1	1.35			1.5	1.05		

As restantes combinações provenientes dos restantes casos de carga como o W1, S2 e S3 também foram consideradas, mas não são condicionantes no dimensionamento.

Conforme descrito no Capítulo 3, o fator de combinação de S1 é diferente no caso de estudo 2c, uma vez que este é localizado a uma altitude de 1000 m.

#### 5.2.4. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

Estabelecidas as condições impostas à estrutura, efetuou-se uma análise avançada. Considerou-se, as imperfeições geométricas e os efeitos de segunda ordem globais para obtenção de esforços, foram também efetuadas as verificações de segurança com recurso ao módulo *Steel/Aluminium Design* do programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013*. Este foi previamente confrontado e validado com folha de cálculo elaborada para o efeito, assegurando assim as verificações de resistência e estabilidade dos elementos apresentadas no Capítulo 4. Na Tabela 5.8 apresentam-se as secções finais obtidas para os casos de estudo.

Tabela 5.8 – Secções dos casos de estudo

Caso de Estudo	Elemento	Perfil	Travamentos laterais
1	Pilares	IPE 360	1 Travamento a 0.5L
	Vigas	IPE 360	1 Travamento a 0.2L
2	Pilares	IPE 360	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 400	2 Travamentos a 0.2L
2a	Pilares	IPE 400	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 400	2 Travamentos a 0.2L
2b	Pilares	IPE 360	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 360	2 Travamentos a 0.2L
2c	Pilares	IPE 500	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 500	2 Travamentos a 0.2L
3	Pilares	IPE 400	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 450	2 Travamentos a 0.16L
4	Pilares	IPE 500	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 550	3 Travamentos a 0.13L
5	Pilares	IPE 600	2 Travamentos a 0.2L
	Vigas	IPE 750137	3 Travamentos a 0.1L

### 5.3. INTRODUÇÃO DO CASO DE ESTUDO – PÓRTICO DE VÁRIOS PISOS

#### 5.3.1. GEOMETRIA

Com o objetivo de generalizar o estudo efetuado, analisou-se também o pórtico de vários pisos apresentado como caso de estudo no documento da ECCS (Fig. 5.3). O espaçamento entre pórticos é de 10 m. Segundo o documento da ECCS (2006), a estrutura é assumida como contraventada ao nível dos pisos e da cobertura, na direção perpendicular ao pórtico (ver Fig. 5.3). O travamento lateral das vigas é garantido pelas lajes dos pisos e da cobertura. Consideraram-se os pilares duplamente apoiados na base, sem capacidade de resistência a momentos fletores. Todos os elementos da estrutura foram dimensionados tendo sido executados com a classe de aço S235.

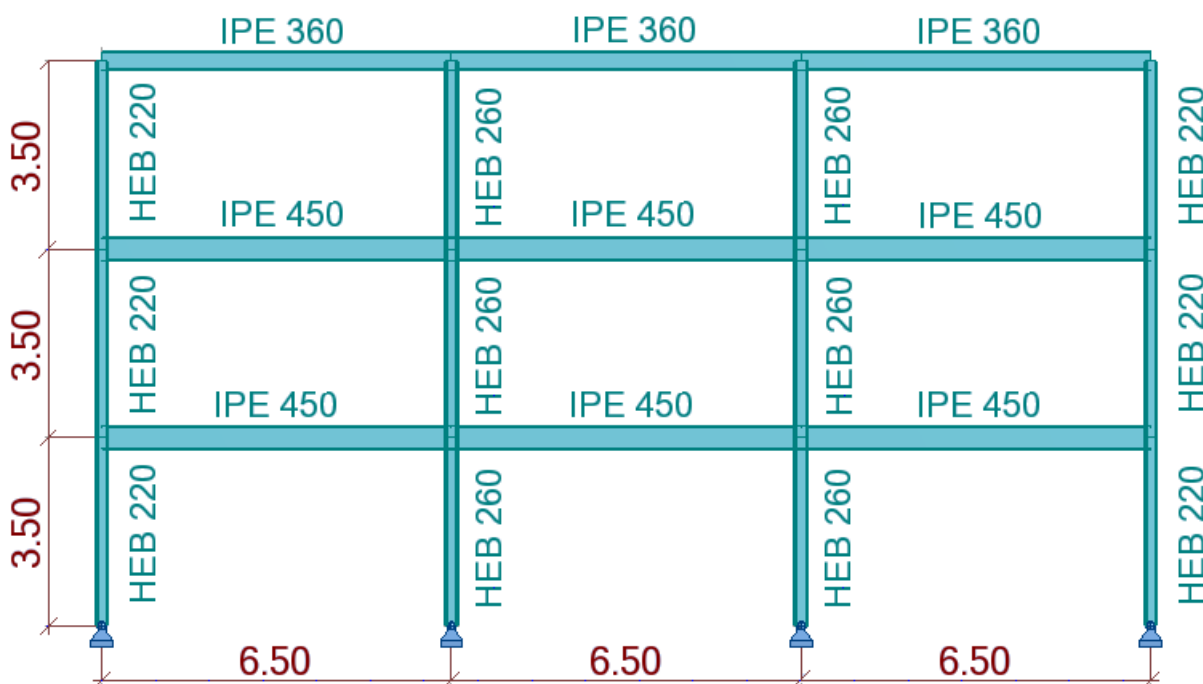


Fig. 5.3 – Geometria do pórtico do caso de estudo de ECCS (2006)

#### 5.3.2. AÇÕES CONSIDERADAS

Os valores característicos das ações permanentes e variáveis são apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Ações verticais consideradas no pórtico de vários pisos (adaptado de ECCS, 2006)

	Peso Próprio e Restantes Cargas Permanentes	Ação variável Sobrecarga
Cobertura	20 kN/m	6 kN/m
Pisos	30 kN/m	18 kN/m

A ação do vento é aplicada com uma carga pontual de 19kN ao nível dos pisos e 9,5kN ao nível da cobertura.

O carregamento é esquematizado na Fig. 5.4.



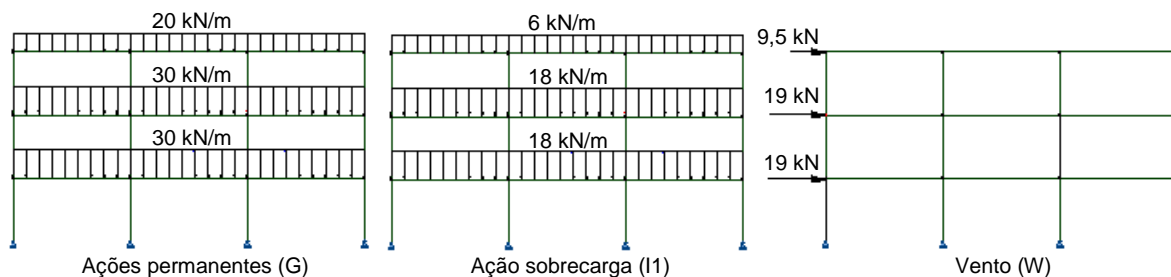


Fig. 5.4 – Carregamentos considerados (adaptado de ECCS, 2006)

Reduziram-se as combinações de ações variáveis, dado que para a análise a efetuar apenas interessava os esforços nos pilares, não sendo consideradas as combinações I2 e I3 apresentadas no ECCS.

### 5.3.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES CONSIDERADAS

As combinações de ações consideradas para a obtenção dos esforços de dimensionamento do pórtico ao Estado Limite Ultimo, são apresentadas na Tabela 5.10 com a numeração correspondente à utilizada no ECCS.

Tabela 5.10 – Combinações de ações consideradas no pórtico de vários pisos (adaptado de ECCS, 2006)

Combinação de ações	Estado limite Ultimo
Combinação 1	1.35 G + 1.5 W
Combinação 2	1.35 G + 1.5 I1
Combinação 5	1.35 G + 1.5 W + 1.05 I1
Combinação 6	1.35 G + 0.9 W + 1.5 I1

## 5.4. ANÁLISES EFETUADAS

### 5.4.1. INTRODUÇÃO

Estando definidos os casos de estudo, apresentam-se agora as análises efetuadas. Conforme anteriormente referido o objetivo principal deste trabalho é efetuar um estudo comparativo das diversas metodologias previstas no Eurocódigo 3 para a consideração das imperfeições e efeitos de segunda ordem na análise global elástica de pórticos metálicos. Tem-se por finalidade validar a coerência das metodologias mais simplificadas comparando-as com as mais avançadas. Cada pórtico foi analisado à luz das várias abordagens previstas na norma Europeia, nomeadamente, no que concerne ao procedimento para a avaliação da mobilidade da estrutura, no processo de incorporação dos efeitos de segunda ordem na análise e na forma de consideração das imperfeições globais. Para validação das análises efetuadas, recorreu-se ao programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013*, e os resultados obtidos pelo mesmo foram validados com os fornecidos pelo programa *SAP2000 v15.1.0*. Recorreram-se a estes dois programas uma vez que estes são muito utilizados atualmente nos gabinetes de projeto.

### 5.4.2. INTRODUÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES NA ANÁLISE GLOBAL

Como referido no Capítulo 4, a análise estrutural que considera as imperfeições na totalidade (globais e locais) ainda não é prática comum nos gabinetes de projeto. Assim sendo, realizou-se apenas a introdução das imperfeições geométricas globais na análise da estrutura, e as restantes foram

consideradas nas verificações de segurança definidas na cláusula 6.3 do EC3-1-1. Utilizaram-se dois métodos diferentes de inclusão das imperfeições geométricas globais na análise estrutural:

- Consideração de uma inclinação inicial da estrutura;
- Forças Horizontais Equivalentes.

Com os dados obtidos, realizou-se uma análise comparativa dos resultados com a finalidade de avaliar a consistência entre os diferentes métodos adotados.

#### 5.4.3. AVALIAÇÃO DO PARÂMETRO DA CARGA CRÍTICA

O parâmetro de carga crítica pode ser determinado com recurso a métodos aproximados, conforme apresentado no Capítulo 4 do presente trabalho, ou através do uso de um programa de cálculo estrutural adequado, como os referidos anteriormente.

Este parâmetro foi determinado em todos os casos de estudo através dos métodos simplificados definidos pelo EC3, (SCI e LIM no caso dos *portal frame*) e determinado a partir de uma análise à encurvadura efetuada a nos programas de cálculo automático *Robot* e *SAP2000*. O objetivo foi o de validar a precisão da utilização do método simplificado proposto pelo EC3 em pórticos metálicos do tipo *portal frame*, uma vez que o esforço axial presente nas vigas pode reduzir a capacidade de resistência a momentos fletores efetuadas pelas mesmas nos pilares.

Nas análises efetuadas com recurso a programas de cálculo automático realizou-se um estudo de sensibilidade ao nível de refinamento da malha de elementos.

#### 5.4.4. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE

Após a determinação do parâmetro de carga crítica da estrutura, verificaram-se as combinações de ações em que a estrutura era classificada como estrutura com deslocamentos laterais. Obtiveram-se, para essas combinações, os esforços nos pilares e vigas mais esforçadas para os diferentes tipos de análise estrutural, com o objetivo de se verificar se os métodos de consideração dos efeitos de segunda ordem propostos pelo EC3-1-1, são consistentes com a análise de segunda ordem avançada. Avaliou-se também a influência dos efeitos de segunda ordem na combinação em estudo, verificando-se a amplificação obtida relativamente aos esforços obtidos em análise linear. Apresenta-se de seguida as análises efetuadas:

- Análise de primeira ordem (1O);
- Análise de segunda ordem simplificada;
  - utilizando o parâmetro de carga crítica, obtido pelo método simplificado do EC3 (2OS-EC3)
  - utilizando o parâmetro de carga crítica, obtido pela análise à encurvadura efetuada no programa de cálculo automático (2OS-AE)
- Análise de segunda ordem avançada (2OA).

Efetuuou-se a análise de segunda ordem simplificada, utilizando o parâmetro de carga crítica obtido pelo método simplificado do EC3 e pela análise à encurvadura através do programa de cálculo automático, com o objetivo de avaliar o impacto na análise estrutural de possíveis diferenças existentes entre os parâmetros obtidos por ambos os métodos.

Estas análises, combinadas com a introdução das imperfeições geométricas, são resumidas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Análises efetuadas

Tipo de Análise		Sem imperfeições geométricas	Imperfeições Geométricas	
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		1O	1O-I-FHE	1O-I-D
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	2OS-EC3	2OS-I-FHE-EC3	2OS-I-D-EC3
	$\alpha_{cr}$ AE	2OS-AE	2OS-I-FHE-AE	2OS-I-D-AE
2ª Ordem Avançada		2OA	2OA-I-FHE	2OA-I-D

#### 5.4.5. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA CLASSE DE AÇO PARA S355

Estando avaliados e analisados os *portal frame*, verificaram-se posteriormente quais as reduções obtidas nas secções dos perfis dos elementos dos casos de estudo analisados anteriormente, quando se altera o aço para a classe S355. Efetuaram-se observações aos diferentes tipos de análise, identificando possíveis diferenças relativamente aos casos estudados e dimensionados para o aço S275. Efetuou-se este estudo, na medida em que a evolução da tecnologia de fabrico do aço tem permitindo ao longo dos anos, o fornecimento de classes de aço cada vez mais resistentes, tornando os elementos consequentemente cada vez mais esbeltos, o que se traduz numa maior sensibilidade aos fenómenos de instabilidade podendo introduzir alterações significativas no procedimento estudado, para estruturas com aço de classe S275.

#### 5.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Estabelecidos os diversos parâmetros e características dos casos do estudo paramétrico e as diversas análises efetuadas neste trabalho, apresentam-se e discutem-se no Capítulo 6 os resultados obtidos para os pórticos de um piso.



## 6

## DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS PÓRTICOS DE UM PISO

### 6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos, através do estudo paramétrico efetuado nos casos de estudo de um piso. Apresenta-se o valor do parâmetro de carga crítica, através da análise à encurvadura e, posteriormente, os valores obtidos a partir dos métodos simplificados, sendo efetuado uma comparação, para determinar a precisão dos mesmos face ao valor exato. De seguida, apresentam-se os esforços obtidos nas diferentes análises, com o objetivo de comparar e validar os métodos de introdução de imperfeições geométricas e consideração de efeitos de segunda ordem globais. Identifica-se também a influência destes nos valores dos esforços obtidos na análise linear.

### 6.2. VALOR DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA ( $\alpha_{cr}$ )

#### 6.2.1. DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE ANÁLISE À ENCURVADURA

##### 6.2.1.1. Estudo de sensibilidade

Foi efetuado um estudo de sensibilidade, relativamente à discretização das barras na obtenção do parâmetro de carga crítica, através da análise de encurvadura efetuada nos programas de cálculo automático *Robot* e *SAP2000*. Este estudo foi efetuado para o caso de estudo 1.

Tabela 6.1 – Variação do  $\alpha_{cr}$  com a discretização das barras no Robot

$\alpha_{cr}$ Robot Professional 2013						
Combinação	1 elemento / barra	2 elementos / barra	3 elementos / barra	4 elementos / barra	9 elementos / barra	19 elementos / barra
ELU AVB I	15.65	15.39	15.34	15.33	15.31	15.31
ELU AVB W2 S1	28.52	27.73	27.60	27.55	27.50	27.50
Variação entre n e n+1						
ELU AVB I	-	1.66%	0.29%	0.10%	0.10%	0.02%
ELU AVB W2 S1	-	2.76%	0.48%	0.17%	0.17%	0.03%

Tabela 6.2 – Variação do  $\alpha_{cr}$  com a discretização das barras no SAP2000

Alfa cr. SAP2000 V15.1.0 ULTIMATE						
Combinação	1 elemento / barra	2 elementos / barra	3 elementos / barra	4 elementos / barra	9 elementos / barra	19 elementos / barra
ELU AVB I	15.55	15.29	15.24	15.23	15.21	15.21
ELU AVB W2 S1	28.34	27.55	27.41	27.37	27.32	27.31
Variação entre n e n+1						
ELU AVB I	-	1.68%	0.30%	0.10%	0.10%	0.02%
ELU AVB W2 S1	-	2.79%	0.49%	0.17%	0.17%	0.03%

Através da observação das tabelas anteriores pode-se concluir, que para efetuar uma análise à encurvadura nos programas de cálculo automático, deve-se efetuar uma discretização das barras no mínimo em 3 elementos, onde as variações percentuais obtidas são inferiores a 1%. Isto deve-se ao facto dos programas de cálculo automático, utilizarem uma modelação das barras baseada no método de elementos finitos (MEF). Segundo Reis, Camotim (2001) sendo o MEF um método numérico, este baseia-se numa matriz de rigidez aproximada, sendo necessário refinar os elementos das barras para se obter uma aproximação da solução da matriz de rigidez exata. A diferença principal entre as matrizes de rigidez exata e aproximada, consiste na forma como os seus coeficientes dependem do esforço de compressão estabelecido nos elementos, sendo a dependência linear no caso da matriz aproximada e não linear no caso da matriz exata. Deve-se “discretizar” as barras com um número de elementos suficiente, na medida em que se deve obter uma adequada aproximação da deformada obtida através do MEF em relação à deformada real (Fig. 6.1). No âmbito deste trabalho, as barras foram discretizadas em 19 elementos obtendo-se precisão adequada para efeitos de comparação. No entanto, a utilização de 3 elementos por barra é suficiente para a obtenção de resultados com precisão adequada através da análise à encurvadura.

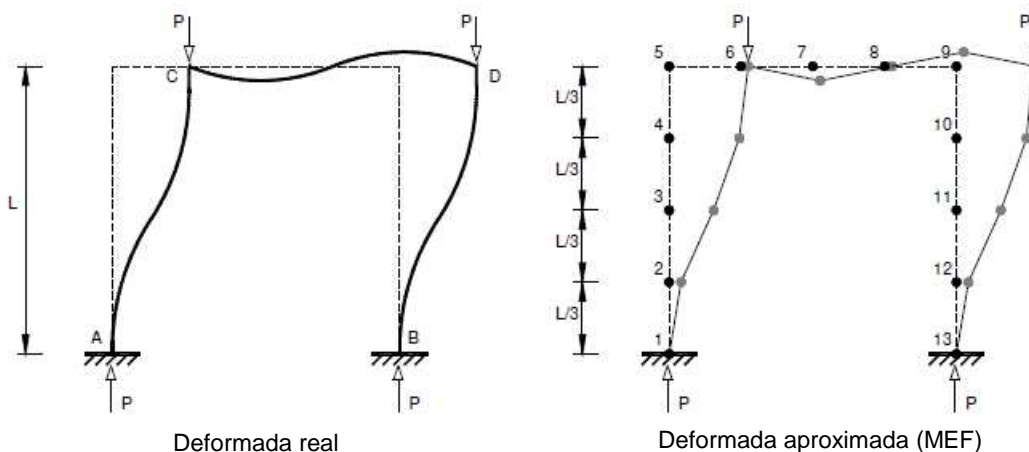


Fig. 6.1 – Exemplo de discretização da estrutura em elementos finitos (adaptado de César, 2004)

6.2.1.2. Comparação entre  $\alpha_{cr}$  obtidos pelo Robot e SAP2000

Na Tabela 6.3 é apresentada a comparação entre os parâmetros de carga obtidos para as diferentes combinações de ações dos três primeiros casos de estudo, recorrendo a uma análise à encurvadura efetuada em ambos os programas de cálculo automático.

Tabela 6.3 – Comparação entre  $\alpha_{cr}$  obtidos pelo Robot e SAP2000

Caso de Estudo	Combinação	$\alpha_{cr}$ ROBOT	$\alpha_{cr}$ SAP2000	$\frac{\alpha_{cr,SAP2000} - \alpha_{cr,Robot}}{\alpha_{cr,Robot}} \times 100$
1	ELU AVB I	15.31	15.21	-0.67%
	ELU AVB W2 S1	27.50	27.31	-0.67%
2	ELU AVB I	7.20	7.16	-0.45%
	ELU AVB W2 S1	11.82	11.77	-0.45%
2a	ELU AVB I	8.57	8.53	-0.51%
	ELU AVB W2 S1	11.59	11.54	-0.50%

As análises à encurvadura realizadas em ambos os programas de cálculo automático, são bastante consistentes em todas as combinações condicionantes analisadas, o que valida o valor do  $\alpha_{cr}$  da estrutura obtido (Tabela 6.3). Assumiu-se este  $\alpha_{cr}$  como o valor “exato” para efeitos de validação e comparação com as análises simplificadas.

6.2.1.3. Parâmetro  $\alpha_{cr}$  obtido pela análise à encurvadura efetuada em Robot

Apresenta-se de seguida o valor de  $\alpha_{cr}$  obtido pelo programa de cálculo automático *Robot* para as duas combinações condicionantes em todos os casos de estudo (Tabela 6.4).

Tabela 6.4 – Parâmetro  $\alpha_{cr}$  obtidos pela análise à encurvadura efetuada em Robot

Caso de Estudo	Combinação	$\alpha_{cr}$ AE
1	ELU AVB I	15.31
	ELU AVB W2 S1	27.50
2	ELU AVB I	7.20
	ELU AVB W2 S1	11.82
2a	ELU AVB I	8.57
	ELU AVB W2 S1	11.59
2b	ELU AVB I	7.11
	ELU AVB W2 S1	11.75
2c	ELU AVB S1 W2	10.91
	ELU AVB W2 S1	13.65
3	ELU AVB I	7.70
	ELU AVB W2 S1	12.90
4	ELU AVB I	10.55
	ELU AVB W2 S1	17.79
5	ELU AVB I	15.27
	ELU AVB W2 S1	25.30

## 6.2.2. DETERMINAÇÃO ATRAVÉS DE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

## 6.2.2.1. Método proposto pelo EC3-1-1

Apresenta-se na Tabela 6.5 a obtenção do parâmetro  $\alpha_{cr}$  através do método simplificado proposto pelo EC3-1-1 para as combinações condicionantes dos diversos casos de estudo.

 Tabela 6.5 – Obtenção do Parâmetro  $\alpha_{cr}$  através de método simplificado proposto pelo EC3-1-1

Caso de Estudo	Combinação	$\delta$ [cm]	$V_{Ed}$ [kN]	$H_{Ed}$ [kN]	$N_{Ed,viga}$ [kN]	$N_{cr,viga}$ [kN]	$N_{Ed,viga} < 0.09 N_{cr}$ Nota 2B EC3	$\alpha_{cr}$ EC3
1	ELU AVB I	0.124	174.49	0.68	43.73	834.46	5%	15.61
	ELU AVB W2 S1	2.777	103.53	27.59	5.34		1%	47.98
2	ELU AVB I	0.380	207.29	0.60	24.73	1186.54	2%	6.83
	ELU AVB W2 S1	21.318	135.23	58.58	24.64		2%	18.29
2a	ELU AVB I	0.326	211.53	0.61	32.91	1152.32	3%	7.97
	ELU AVB W2 S1	18.327	162.37	61.09	35.44		3%	18.48
2b	ELU AVB I	0.384	205.32	0.59	26.98	834.46	3%	6.77
	ELU AVB W2 S1	21.669	133.27	58.57	25.32		3%	18.25
2c	ELU AVB S1 W2	6.370	332.78	46.68	57.82	2472.70	2%	19.82
	ELU AVB W2 S1	10.41	272.97	76.98	52.69		2%	24.38
3	ELU AVB I	0.351	247.98	0.72	38.59	1107.90	3%	7.41
	ELU AVB W2 S1	16.381	157.83	58.98	31.55		3%	20.53
4	ELU AVB I	0.250	315.40	0.91	65.99	1345.01	5%	10.41
	ELU AVB W2 S1	8.559	198.10	61.35	46.66		3%	32.57
5	ELU AVB I	0.166	399.53	1.15	104.12	2050.52	5%	15.68
	ELU AVB W2 S1	4.462	253.09	55.40	69.22		3%	44.15

## 6.2.2.2. Método proposto pelo SCI

Apresenta-se na Tabela 6.6 a obtenção do parâmetro  $\alpha_{cr}$  através do método simplificado proposto pelo SCI para as combinações condicionantes dos diversos casos de estudo.

 Tabela 6.6 – Obtenção do Parâmetro  $\alpha_{cr}$  através de método simplificado proposto pelo SCI

Caso de Estudo	Combinação	$P_r$ [kN]	$P_{r,crit}$ [kN]	$P_c$ [kN]	$P_{c,crit}$ [kN]	$\alpha_{cr}$ SCI
1	ELU AVB I	43.73	3337.86	87.41	13484.94	12.19
	ELU AVB W2 S1	5.34		48.14		25.28
2	ELU AVB I	24.73	4746.17	103.91	4162.02	5.89
	ELU AVB W2 S1	24.64		73.74		8.20
2a	ELU AVB I	32.91	4609.26	106.04	5918.06	6.86
	ELU AVB W2 S1	35.44		91.43		7.86
2b	ELU AVB I	26.98	3337.86	102.93	4162.02	5.05
	ELU AVB W2 S1	25.32		72.76		7.05
2c	ELU AVB S1 W2	57.82	9890.80	171.23	12332.97	8.89
	ELU AVB W2 S1	52.69		144.19		10.51
3	ELU AVB I	38.59	4431.59	124.25	5918.06	6.29
	ELU AVB W2 S1	31.55		80.24		9.60
4	ELU AVB I	65.99	5380.06	157.95	12332.97	8.49
	ELU AVB W2 S1	46.66		95.29		13.83
5	ELU AVB I	104.12	8202.07	198.01	23562.17	12.20
	ELU AVB W2 S1	69.22		115.44		20.48



6.2.2.3. Método proposto por Lim *et al*

Este método foi desenvolvido para *portal frame* onde  $N_{Ed} > 0.09N_{cr}$ , a compressão máxima obtida é de 5% de  $N_{cr}$  (Tabela 6.5). Recorreu-se a este método como referência, apesar de ser conservativo (Tabela 6.7).

 Tabela 6.7 – Obtenção do Parâmetro  $\alpha_{cr}$  através de método simplificado proposto por Lim *et al* (2005)

Caso de Estudo	Combinação	$\delta$ [cm]	$V_{Ed}$ [kN]	$H_{NHF}$ [kN]	$N_{Ed,viga}$ [kN]	$N_{cr,viga}$ [kN]	$\alpha_{cr}$ LIM
1	ELU AVB I	0.160	174.49	0.87	43.73	834.46	11.83
	ELU AVB W2 S1	0.095	103.53	0.52	27.25		20.35
2	ELU AVB I	0.658	207.29	1.04	24.75	1186.54	5.35
	ELU AVB W2 S1	0.430	135.23	0.68	24.64		8.21
2a	ELU AVB I	0.565	211.53	1.06	32.95	1152.32	6.19
	ELU AVB W2 S1	0.433	162.37	0.81	35.45		8.05
2b	ELU AVB I	0.665	205.32	1.03	27.00	834.46	5.24
	ELU AVB W2 S1	0.431	133.27	0.67	25.32		8.09
2c	ELU AVB S1 W2	0.423	332.78	1.66	57.84	2472.70	8.31
	ELU AVB W2 S1	0.347	272.97	1.36	52.71		10.15
3	ELU AVB I	0.607	247.98	1.24	38.61	1107.90	5.72
	ELU AVB W2 S1	0.386	157.83	0.79	31.56		9.05
4	ELU AVB I	0.432	315.40	1.58	66.00	1345.01	7.92
	ELU AVB W2 S1	0.272	198.10	0.99	46.67		12.80
5	ELU AVB I	0.287	399.53	2.00	104.13	2050.52	11.91
	ELU AVB W2 S1	0.182	253.09	1.27	69.25		19.13

## 6.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Apresentados os parâmetros  $\alpha_{cr}$  obtidos pelos métodos simplificados, efetua-se de seguida a comparação dos mesmos com os obtidos com a análise à encurvadura (Tabela 6.8, Fig. 6.2 e 6.3).

 Tabela 6.8 – Comparação dos  $\alpha_{cr}$  obtidos

Caso de Estudo	Combinação	$\alpha_{cr}$ AE	$\alpha_{cr}$ EC3	$\alpha_{cr}$ SCI	$\alpha_{cr}$ LIM
1	ELU AVB I	15.31	15.61	12.19	11.83
	ELU AVB W2 S1	27.50	47.98	25.28	20.35
2	ELU AVB I	7.20	6.83	5.89	5.35
	ELU AVB W2 S1	11.82	18.29	8.20	8.21
2a	ELU AVB I	8.57	7.97	6.86	6.19
	ELU AVB W2 S1	11.59	18.48	7.86	8.05
2b	ELU AVB I	7.11	6.77	5.05	5.24
	ELU AVB W2 S1	11.75	18.25	7.05	8.09
2c	ELU AVB S1 W2	10.91	19.82	8.89	8.31
	ELU AVB W2 S1	13.65	24.38	10.51	10.15
3	ELU AVB I	7.70	7.41	6.29	5.72
	ELU AVB W2 S1	12.90	20.53	9.60	9.05
4	ELU AVB I	10.55	10.41	8.49	7.92
	ELU AVB W2 S1	17.79	32.57	13.83	12.80
5	ELU AVB I	15.27	15.68	12.20	11.91
	ELU AVB W2 S1	25.30	44.15	20.48	19.13

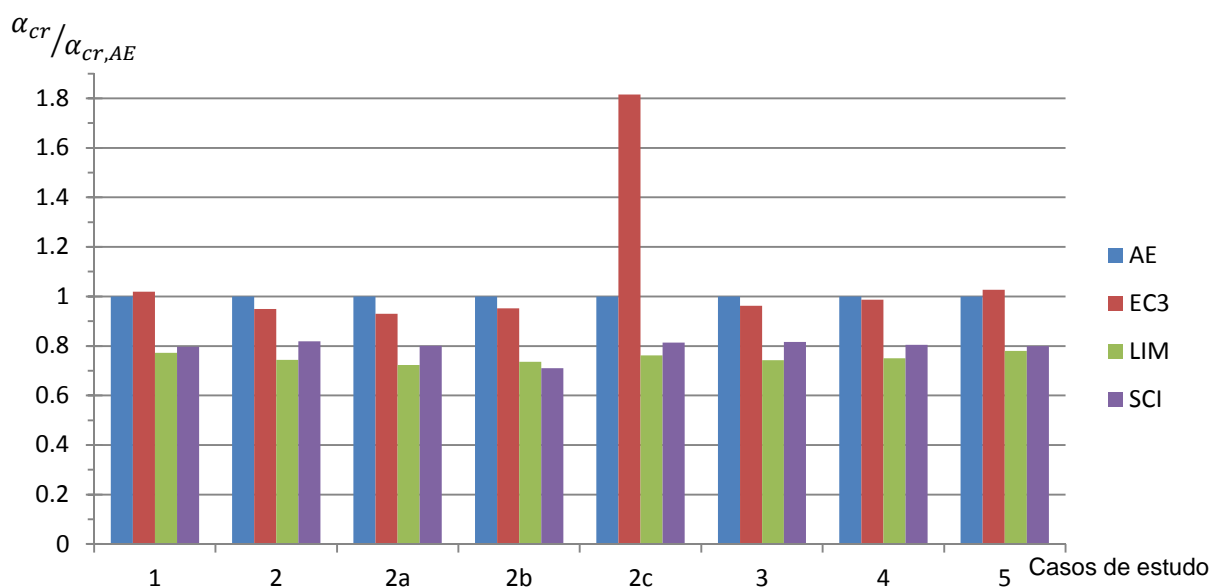


Fig. 6.2 – Comparação do  $\alpha_{cr}$  para a combinação ELU AVB I e ELU AVB S1 W2

Na Tabela 6.9 são apresentadas as variações percentuais do parâmetro  $\alpha_{cr}$  obtido através dos métodos simplificados em relação ao valor exato (obtido pela análise à encurvadura) nas combinações ELU AVB I e ELU AVB S1.

Tabela 6.9 – Variações percentuais do parâmetro  $\alpha_{cr}$  em relação ao valor exato nas combinações ELU AVB I e ELU AVB S1 W2

	1	2	2a	2b	2c	3	4	5
EC3	2%	-5%	-7%	-5%	82%	-4%	-1%	3%
LIM	-23%	-26%	-28%	-26%	-24%	-26%	-25%	-22%
SCI	-20%	-18%	-20%	-30%	-19%	-18%	-20%	-20%

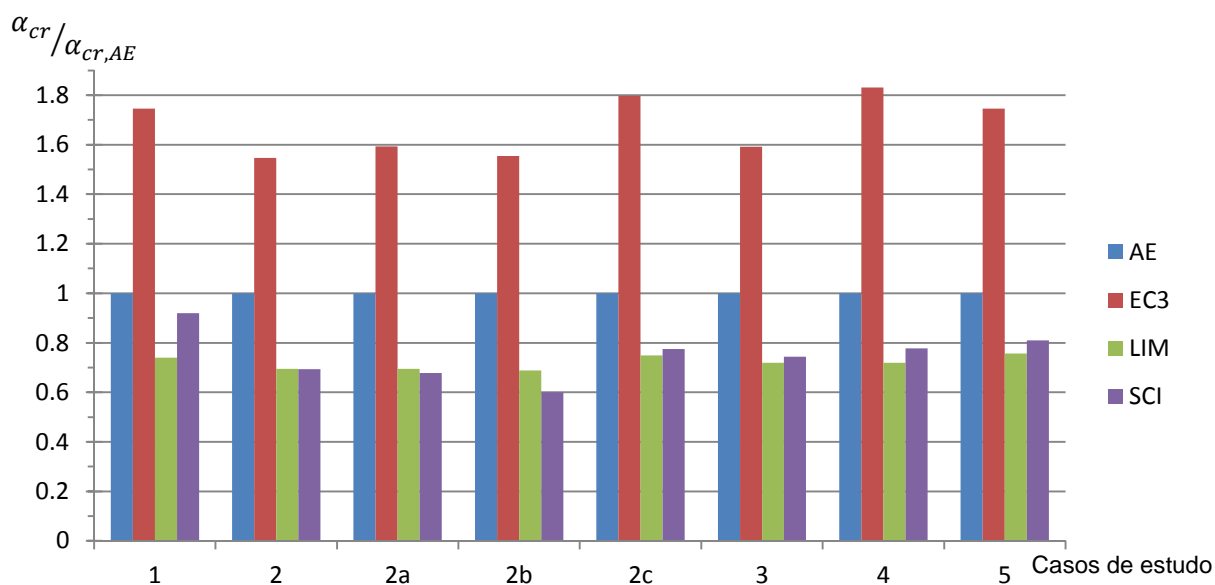


Fig. 6.3 – Comparação do  $\alpha_{cr}$  para a combinação ELU AVB W2 S1

Na Tabela 6.10 são apresentadas as variações percentuais do parâmetro  $\alpha_{cr}$  obtido através dos métodos simplificados em relação ao valor exato (obtido pela análise à encurvadura) nas combinações ELU AVB W2 S1.

Tabela 6.10 – Variações percentuais do  $\alpha_{cr}$  em relação ao valor exato na combinação ELU AVB W2 S1

	1	2	2a	2b	2c	3	4	5
■ EC3	75%	55%	59%	55%	80%	59%	83%	75%
■ LIM	-26%	-31%	-31%	-31%	-25%	-30%	-28%	-24%
■ SCI	-8%	-31%	-32%	-41%	-23%	-26%	-22%	-19%

#### 6.2.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

##### 6.2.4.1. Combinação de ações sem ações laterais (ELU AVB I)

Através da observação da Fig. 6.2 e da Tabela 6.9, pode-se verificar que existe forte consistência entre o método simplificado do EC3-1-1 com a análise de encurvadura, sendo ligeiramente não conservativo nos casos de estudo 1 e 5. Isto deve-se ao facto de a compressão axial começar a tomar valores da ordem dos 5% da carga crítica das vigas, dado que a partir dos 9% o regulamento não permite a utilização deste método simplificado, devido a este não considerar a influência na perda de rigidez das vigas em consequência da ação de compressão.

Verifica-se também, que os métodos simplificados utilizados para efeitos de comparação (SCI e LIM) tomam sempre valores conservativos (na ordem dos 20% a 30%) em relação à análise de encurvadura, concluindo-se que estes métodos apresentam um bom indicativo para a avaliação do parâmetro de carga crítica neste tipo de estruturas porticadas.

##### 6.2.4.2. Combinação de ações com ações laterais (ELU AVB W2 S1 e ELU AVB S1 W2)

Observando a Fig. 6.2 e 6.3 e a Tabela 6.9 e 6.10, verifica-se que existe uma grande discrepância entre os valores obtidos pelo método simplificado do EC3, podendo este fornecer um parâmetro de carga crítica até 83% superior ao obtido pela análise de encurvadura, o que demonstra a não aplicabilidade deste método para o caso de *portal frames* sujeitos a ações de vento. Por outro lado, verifica-se que pelos outros dois métodos simplificados estudados (SCI e LIM), obtêm-se resultados conservativos e aceitáveis.

A aplicação do método simplificado do SCI ao caso de estudo 2b fornece um valor mais conservativo (cerca de 40%), dado que este se baseia na relação de rigidez entre o pilar e a viga, não tendo em conta o efeito favorável da presença de um rigidificador de inércia variável.

Pode-se observar também, que os pórticos de todos os casos de estudo são classificados como estruturas sem deslocamentos laterais para a combinação ELU AVB W2 S1 e ELU AVB S1 W2, no método simplificado proposto pelo EC3 e análise à encurvadura, não existindo necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem nestas combinações (com ações laterais).

### 6.3. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE

Apresentam-se de seguida os esforços obtidos para o conjunto de viga/pilar mais esforçado nas combinações de ações em que o pórtico é classificado como estrutura com deslocamentos laterais ( $\alpha_{cr} < 10$ ).

### 6.3.1. CASOS DE ESTUDO 1, 2C, 4 E 5

As estruturas são classificadas como estruturas sem deslocamentos laterais para ambas as combinações. Não existindo efeitos de amplificação, devido aos pórticos não serem sensíveis aos efeitos de segunda ordem, não se efetuaram as diversas análises para estes casos.

### 6.3.2. CASO DE ESTUDO 2

Neste caso de estudo, a estrutura é classificada como estrutura com deslocamentos laterais para a combinação de ações ELU AVB I. Apresenta-se para este caso a validação dos resultados obtidos pelo programa de cálculo automático *Robot* para as diversas análises (Tabela 6.11). Esta validação foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático *SAP 2000* (Tabelas 6.12 e 6.13).

Tabela 6.11 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	160.9	163.6	163.1	-	1.7%	1.4%
2ª Ordem Simplificada	acr EC3	ELU AVB I	160.9	164.1	163.6	-	2.0%	1.6%
	acr AE	ELU AVB I	160.9	164.0	163.5	-	1.9%	1.6%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	161.5	164.6	164.1	-	1.9%	1.6%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB I	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	acr EC3	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
	acr AE	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	0.4%	0.6%	0.6%

Tabela 6.12 – Resultados obtidos para análises através de SAP2000 (Caso 2)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de SAP2000					
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	160.7	163.4	162.9
2ª Ordem Simplificada	acr EC3	ELU AVB I	160.7	163.9	163.4
	acr AE	ELU AVB I	160.7	163.8	163.3
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	161.3	164.3	163.9

Tabela 6.13 – Desvio entre os resultados obtidos para análises efetuadas em Robot e SAP2000 (Caso 2)

Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	0.1%	0.1%	0.1%
2ª Ordem Simplificada	acr EC3	ELU AVB I	0.1%	0.1%	0.1%
	acr AE	ELU AVB I	0.1%	0.1%	0.1%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	0.1%	0.1%	0.1%

### 6.3.2.1. Validação dos resultados obtidos pelo programa de cálculo Robot

Verificando os resultados obtidos para os diferentes tipos de análises efetuados em ambos os programas, conclui-se que apresentam resultados coincidentes (Tabela 6.13), validando assim os resultados obtidos pelo programa de cálculo Robot, sendo este o programa utilizado posteriormente para obter os esforços apresentados para os restantes casos de estudo.

### 6.3.2.2. Estudo e comparação da metodologia de introdução das imperfeições geométricas globais

Através da observação “em linha” da Tabela 6.11, pode-se verificar que após a introdução das imperfeições geométricas globais, ocorre uma amplificação do momento fletor no topo do pilar direito de cerca de 2%, devido ao desvio das cargas verticais da posição indeformada. Este aumento tem pouca expressão, devido ao pórtico metálico não ser submetido a elevadas cargas de compressão, uma vez que apenas suporta os revestimentos e as madres de reduzido peso. Verifica-se ainda uma boa coerência entre os dois métodos de introdução das imperfeições globais, podendo ser utilizado qualquer método numa situação real de projeto.

### 6.3.2.3. Estudo e comparação dos diferentes tipos de análise

Na Tabela 6.14 observa-se para esta situação de estudo, que os resultados obtidos pelos métodos de análise com amplificação (2OS) são consistentes com os resultados da análise avançada (2OA), no entanto são ligeiramente não conservativos. Apesar da amplificação ser reduzida, observa-se que o método de análise 2OS-EC3 fornece resultados superiores ao método de análise 2OS-AE, o que seria de esperar, uma vez que a amplificação do primeiro caso seria maior devido ao  $\alpha_{cr}$  obtido pelo método simplificado do EC3 ser inferior ao da análise à encurvadura (Tabela 6.8).

Tabela 6.14 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
acr EC3	-0.35%	-0.35%
acr Robot	-0.36%	-0.37%

Apesar da estrutura ser claramente sensível aos efeitos de 2ª ordem ( $\alpha_{cr}=7,20$ ) na combinação de ações considerada (ELU AVB I), observando a Tabela 6.11 por colunas, pode-se verificar que as amplificações obtidas devido à consideração dos efeitos de 2ª ordem são reduzidas. Isto advém do facto de não existirem nesta combinação ações laterais consideráveis que provoquem o agravamento dos esforços de 1ª ordem, uma vez que a estrutura é apenas solicitada pelas ações laterais devido às imperfeições geométricas globais (no caso da utilização de F.H.E.), sendo estas de grandeza muito diminuta. Conclui-se então que os efeitos de 2ª ordem não são suficientes para condicionar o dimensionamento da estrutura.

Apresentam-se de seguida, os resultados obtidos para as combinações de ações em que a estrutura é classificada como tendo deslocamentos laterais para os restantes casos de estudo. As conclusões obtidas são semelhantes às apresentadas acima.

### 6.3.3. CASO DE ESTUDO 2A

Apresenta-se na Tabela 6.15 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas no caso de estudo 2a.

Tabela 6.15 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2a)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.		
Tipo de Análise	Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem	ELU AVB I	174.6	177.4	176.9	-	1.6%	1.3%
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	174.6	177.8	177.3	-	1.8%	1.5%
	αcr AE	174.6	177.7	177.3	-	1.8%	1.5%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB I	175.7	178.8	178.3	-	1.8%	1.5%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem	ELU AVB I	-	-	-	
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	ELU AVB I	0.0%	0.2%	0.2%
	αcr AE	ELU AVB I	0.0%	0.2%	0.2%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB I	0.6%	0.8%	0.8%	

Na Tabela 6.16 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) no caso de estudo 2a.

Tabela 6.16 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2a)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
αcr EC3	-0.60%	-0.57%
αcr Robot	-0.61%	-0.58%

### 6.3.4. CASO DE ESTUDO 2B

Apresenta-se na Tabela 6.17 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas no caso de estudo 2b.

Tabela 6.17 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 2b)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.		
Tipo de Análise	Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem	ELU AVB I	182.2	184.8	184.4	-	1.5%	1.2%
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	182.2	185.4	184.9	-	1.7%	1.4%
	αcr AE	182.2	185.3	184.8	-	1.7%	1.4%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB I	183.3	186.4	185.9	-	1.7%	1.4%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem	ELU AVB I	-	-	-	
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
	αcr AE	ELU AVB I	0.0%	0.2%	0.2%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB I	0.6%	0.8%	0.8%	

Na Tabela 6.18 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) no caso de estudo 2b.

Tabela 6.18 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 2b)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-0.58%	-0.59%
$\alpha_{cr}$ Robot	-0.59%	-0.60%

### 6.3.5. CASO DE ESTUDO 3

Apresenta-se na Tabela 6.19 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas no caso de estudo 3.

Tabela 6.19 – Resultados obtidos para análises através de Robot (Caso 3)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	269.0	272.2	271.7	-	1.2%	1.0%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	269.0	272.7	272.2	-	1.4%	1.2%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	269.0	272.7	272.1	-	1.4%	1.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	271.3	275.0	274.5	-	1.4%	1.2%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB I	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	0.0%	0.2%	0.2%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	0.0%	0.2%	0.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	0.9%	1.0%	1.0%

Na Tabela 6.20 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) no caso de estudo 3.

Tabela 6.20 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA (Caso 3)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-0.84%	-0.85%
$\alpha_{cr}$ Robot	-0.85%	-0.86%

### 6.3.6. CONCLUSÕES DO ESTUDO

Como referido anteriormente, verifica-se que os pórticos dos casos de estudo 1, 2c, 4 e 5 são classificados como estruturas sem deslocamentos laterais, não apresentando sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Isto deve-se ao facto de no caso 1, os pilares do pórtico possuírem uma altura relativamente baixa (5 m), sendo os mesmos mais rígidos quando comparados com os pilares dos outros casos de estudo (9 m). Relativamente ao caso 2c, devido à consideração de neve de forte intensidade (uma vez que o caso de estudo é localizado a 1000 m de altitude), verifica-se que os elementos do pórtico sofreram um aumento de secção substancial, quando comparado com o mesmo localizado em Setúbal a 100 m de altitude (caso de estudo 2), perdendo assim a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem (Tabela 6.8). Os casos de estudo 4 e 5 não são sensíveis aos efeitos de

segunda ordem, dado que apresentam vãos moderados (32 e 40 m) tendo sido condicionados pela resistência e não por fenómenos de instabilidade.

Quanto aos pórticos dos casos de estudo 2a, 2b e 3, estes são classificados como estruturas com deslocamentos laterais para a combinação ELU AVB I. No entanto, pela análise dos resultados do estudo detalhado das diversas análises efetuadas, verificou-se o reduzido impacto dos efeitos de segunda ordem, atingindo 1% de amplificação em comparação com os resultados da análise linear de primeira ordem.

Relativamente à influência das imperfeições geométricas na análise, verifica-se um aumento reduzido dos esforços (cerca de 2%), pelas razões descritas anteriormente.

#### 6.4. INFLUÊNCIA DA ALTERAÇÃO DA CLASSE DE AÇO PARA S355

##### 6.4.1. ALTERAÇÕES DAS SECÇÕES DOS PERFIS DIMENSIONADOS PARA A CLASSE S275

Conforme foi referido no Capítulo 5, efetuou-se a análise e dimensionamento dos pórticos dos diferentes casos de estudo utilizando aço da classe S355. Apresentam-se na Tabela 6.21 os perfis obtidos para as duas classes de aço utilizadas.

Tabela 6.21 – Perfis obtidos para ambas as classes de aço utilizadas

Caso de Estudo	Elemento	Perfil S275	Perfil S355
1	Pilar Direito	IPE 360	IPE 330
	Viga Direita	IPE 360	IPE 330
2	Pilar Direito	IPE 360	IPE 360
	Viga Direita	IPE 400	IPE 360
2a	Pilar Direito	IPE 400	IPE 360
	Viga Direita	IPE 400	IPE 400
2b	Pilar Direito	IPE 360	IPE 360
	Viga Direita	IPE 360	IPE 360
2c	Pilar Direito	IPE 500	IPE 450
	Viga Direita	IPE 500	IPE 450
3	Pilar Direito	IPE 400	IPE 360
	Viga Direita	IPE 450	IPE 400
4	Pilar Direito	IPE 500	IPE 450
	Viga Direita	IPE 550	IPE 500
5	Pilar Direito	IPE 600	IPE 550
	Viga Direita	IPE 750137	IPE 750137

A utilização de um aço da classe S355 permitiu reduzir os perfis para a dimensão imediatamente inferior em quase todos os elementos (pilares e vigas) dos casos de estudo efetuados, existindo assim ganhos económicos na utilização da classe S355 face à classe S275. Estas alterações conduziram no entanto a um aumento de esbelteza dos pórticos, sendo estes consequentemente mais suscetíveis a fenómenos de instabilidade. Este facto resultará provavelmente em efeitos de segunda ordem mais significativos em comparação com os obtidos para os casos de estudo dimensionados com o aço da



classe S275, podendo introduzir alterações nas análises efetuadas. Apresenta-se de seguida a identificação e o estudo das alterações verificadas.

#### 6.4.2. DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA PARA OS CASOS DE ESTUDO DIMENSIONADOS PARA O AÇO DA CLASSE S355

Na Tabela 6.22 apresenta-se os resultados  $\alpha_{cr}$  obtidos pelos métodos simplificados e pela análise à encurvadura.

Tabela 6.22 – Comparação dos  $\alpha_{cr}$  obtidos (S355)

Caso de Estudo	Combinação	$\alpha_{cr}$ AE	$\alpha_{cr}$ EC3	$\alpha_{cr}$ SCI	$\alpha_{cr}$ LIM
1	ELU AVB I	11.27	11.50	8.98	8.54
	ELU AVB W2	20.52	35.82	16.20	15.01
2	ELU AVB I	6.28	5.83	5.07	4.52
	ELU AVB W2	10.44	16.02	7.08	6.99
2a	ELU AVB I	7.07	6.72	5.75	5.23
	ELU AVB W2	9.58	16.55	6.60	6.82
2b	ELU AVB I	7.11	6.77	5.05	5.24
	ELU AVB W2	11.75	18.25	7.05	8.09
2c	ELU AVB S1 W2	7.78	14.16	6.34	5.88
	ELU AVB W2 S1	9.71	17.50	7.52	7.22
3	ELU AVB I	5.48	5.27	4.48	4.01
	ELU AVB W2	9.33	14.84	6.92	6.45
4	ELU AVB I	7.71	7.62	6.22	5.69
	ELU AVB W2	13.27	22.07	10.33	9.43
5	ELU AVB I	13.27	13.62	10.66	10.37
	ELU AVB W2	22.04	37.94	17.92	16.74

A redução da secção dos perfis, face à classe do aço S275, leva a que se verifique uma redução do parâmetro de carga crítica dos pórticos em estudo, o que faz com que os casos de estudo 2a, 2c e 3 sejam classificados como estruturas com deslocamentos laterais, nas combinações com ações laterais ELU AVB W2 S1 (e ELU AVB S1 W2 no caso 2c) quando efetuada uma análise à encurvadura. No entanto, o método simplificado do EC3, como sobrestima o valor do parâmetro de carga crítica, classifica “erradamente” os pórticos em estudo como uma estrutura sem deslocamentos laterais. Esta situação não se verificava para os casos de estudo dimensionados para o aço S275, uma vez que apesar da larga discrepância entre o método do EC3 e a análise à encurvadura, os pórticos eram classificados como estruturas sem deslocamentos laterais em ambos os métodos. Avalia-se de seguida para estes três casos de estudo a variação de esforços devido aos efeitos de segunda ordem.

## 6.4.3. OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE (S355)

## 6.4.3.1. Caso de estudo 2a

Apresenta-se na Tabela 6.23 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB I no caso de estudo 2a.

Tabela 6.23 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB I (Caso 2a)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	161.5	164.3	163.8	-	1.7%	1.4%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	161.5	164.7	164.2	-	2.0%	1.7%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	161.5	164.7	164.2	-	2.0%	1.6%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	162.5	165.6	165.1	-	1.9%	1.6%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB I	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	0.6%	0.8%	0.8%

Na Tabela 6.24 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB I no caso de estudo 2a.

Tabela 6.24 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB I (Caso 2a)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-0.54%	-0.55%
$\alpha_{cr}$ Robot	-0.55%	-0.57%

Através da observação das Tabelas 6.23 e 6.24 pode-se concluir que as amplificações devidas à consideração das imperfeições globais e efeitos de segunda ordem na combinação de ações ELU AVB I são em tudo semelhantes ao estudado anteriormente, nos casos dimensionados com aço da classe S275.

Apresenta-se na Tabela 6.25 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 2a.

Tabela 6.25 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB W2 S1 (Caso 2a)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB W2 S1	261.7	263.8	263.4	-	0.8%	0.6%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB W2 S1	261.7	263.8	263.4	-	0.8%	0.6%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB W2 S1	277.5	279.8	279.3	-	0.8%	0.7%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB W2 S1	281.8	284.1	283.6	-	0.8%	0.7%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB W2 S1	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB W2 S1	0.0%	0.0%	0.0%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB W2 S1	6.0%	6.1%	6.1%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB W2 S1	7.7%	7.7%	7.7%

Na Tabela 6.26 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 2a.

Tabela 6.26 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB W2 S1 (Caso 2a)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-7.15%	-7.14%
$\alpha_{cr}$ Robot	-1.52%	-1.52%

Relativamente aos aumentos verificados devido à consideração dos efeitos de segunda ordem, na combinação ELU AVB W2 S1, onde existe presença de ações laterais, verifica-se um aumento da ordem dos 8%. Este aumento verificado neste caso de estudo deve-se à utilização de um perfil mais esbelto, notando-se aqui a uma maior influência dos fenómenos de instabilidade, em relação aos casos de estudo utilizando o S275.

Como já referido, o método de análise de 2OS-EC3 não efetua amplificação das forças horizontais, uma vez que o parâmetro  $\alpha_{cr}$ , obtido através do mesmo, assume o valor de 16.55 (ver Tabela 6.22), fornecendo assim um desvio de cerca de 7% em relação à análise avançada (2OA). Sendo este um indicativo de que a utilização do método de análise de 2OS, utilizando o parâmetro de carga crítica obtido pelo método simplificado proposto pelo EC3, poderá ser não conservativo e condicionar o dimensionamento em primeira ordem.

Em relação aos aumentos de esforços devidos à introdução das imperfeições globais conclui-se que estes são pequenos (na ordem dos 1%) em semelhança aos casos de estudo já analisados.

#### 6.4.3.2. Caso de estudo 2c

Apresenta-se na Tabela 6.27 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB S1 W2 no caso de estudo 2c.

Tabela 6.27 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB S1 W2 (Caso 2c)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise	Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.		
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$	
1ª Ordem		ELU AVB S1 W2	428.3	432.6	432.1	-	1.0%	0.9%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB S1 W2	428.3	432.6	432.1	-	1.0%	0.9%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB S1 W2	442.8	446.7	446.5	-	0.9%	0.9%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB S1 W2	448.4	453.2	452.7	-	1.1%	1.0%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB S1 W2	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	ELU AVB S1 W2	0.0%	0.0%	0.0%
	αcr AE	ELU AVB S1 W2	3.4%	3.3%	3.3%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB S1 W2	4.7%	4.8%	4.8%

Na Tabela 6.28 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB S1 W2 no caso de estudo 2c.

Tabela 6.28 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB S1 W2 (Caso 2c)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
αcr EC3	-4.56%	-4.55%
αcr Robot	-1.45%	-1.37%

Apresenta-se na Tabela 6.29 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 2c.

Tabela 6.29 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB W2 S1 (Caso 2c)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT						Aumento devido às I.G.		
Tipo de Análise	Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.		
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$	
1ª Ordem		ELU AVB W2 S1	426.0	429.4	429.0	-	0.8%	0.7%
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	ELU AVB W2 S1	426.0	429.4	429.0	-	0.8%	0.7%
	αcr AE	ELU AVB W2 S1	444.7	448.1	447.7	-	0.8%	0.7%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB W2 S1	450.4	454.2	453.7	-	0.9%	0.7%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB W2 S1	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	αcr EC3	ELU AVB W2 S1	0.0%	0.0%	0.0%
	αcr AE	ELU AVB W2 S1	4.4%	4.4%	4.4%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB W2 S1	5.7%	5.8%	5.8%

Na Tabela 6.30 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 2c.

Tabela 6.30 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB W2 S1 (Caso 2c)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
αcr EC3	-5.46%	-5.45%
αcr Robot	-1.34%	-1.33%

Neste caso de estudo em que a ação da neve tem maior intensidade, verifica-se que a estrutura é classificada como tendo deslocamentos laterais em ambas as combinações de ações condicionantes.

No entanto estas amplificações são mais uma vez de intensidade reduzida chegando aos 5% na combinação ELU AVB S1 W2 e aos 6% na combinação ELU AVB W2 S1, não sendo condicionantes no dimensionamento da estrutura caso este fosse efetuado com base nos esforços de primeira ordem. Verifica-se em ambas as combinações a inexistência de amplificação dos esforços no método de análise de 2OS-EC3, sendo não conservativo em comparação com a análise de segunda ordem (2OA).

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos para o caso de estudo 3 para observação, sendo as conclusões obtidas idênticas ao caso de estudo 2a.

#### 6.4.3.3. Caso de estudo 3

Apresenta-se na Tabela 6.31 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB I no caso de estudo 3.

Tabela 6.31 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB I (Caso 3)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.			
Tipo de Análise		Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
				F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem		ELU AVB I	264.9	268.0	267.6	-	1.2%	1.0%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	264.9	268.8	268.2	-	1.5%	1.3%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	264.9	268.7	268.2	-	1.5%	1.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	268.3	272.0	271.5	-	1.4%	1.2%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem		ELU AVB I	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB I	0.0%	0.3%	0.2%
2ª Ordem Avançada		ELU AVB I	1.3%	1.5%	1.5%

Na Tabela 6.32 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB I no caso de estudo 3.

Tabela 6.32 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA: ELU AVB I (Caso3)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-1.21%	-1.22%
$\alpha_{cr}$ Robot	-1.22%	-1.24%

Apresenta-se na Tabela 6.33 os resultados obtidos para as diversas análises efetuadas para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 3.

Tabela 6.33 – Resultados obtidos para análises através de Robot: ELU AVB W2 S1 (Caso 3)

M <sub>Ed</sub> no topo do pilar direito através de ROBOT					Aumento devido às I.G.		
Tipo de Análise	Combinação de ações	Sem I.G.	Com I.G.		Sem I.G.	Com I.G.	
			F.H.E.	$\Delta_{lateral}$		F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
1ª Ordem	ELU AVB W2 S1	279.7	281.7	281.3	-	0.7%	0.6%
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	279.7	281.7	281.3	-	0.7%	0.6%
	$\alpha_{cr}$ AE	295.6	297.8	297.3	-	0.7%	0.6%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB W2 S1	300.9	303.1	302.6	-	0.7%	0.6%

Aumento devido ao método de análise em relação à análise de 1ª ordem					
1ª Ordem	ELU AVB W2 S1	-	-	-	-
2ª Ordem Simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3	ELU AVB W2 S1	0.0%	0.0%	0.0%
	$\alpha_{cr}$ AE	ELU AVB W2 S1	5.7%	5.7%	5.7%
2ª Ordem Avançada	ELU AVB W2 S1	7.6%	7.6%	7.6%	7.6%

Na Tabela 6.34 apresenta-se o desvio dos resultados obtidos com as análises com amplificação (2OS) em relação à análise avançada (2OA) para a combinação ELU AVB W2 S1 no caso de estudo 3.

Tabela 6.34 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA:

ELU AVB W2 S1 (Caso 3)

	F.H.E.	$\Delta_{lateral}$
$\alpha_{cr}$ EC3	-7.05%	-7.04%
$\alpha_{cr}$ Robot	-1.73%	-1.73%

#### 6.4.4. CONCLUSÕES DO ESTUDO

Após efetuado o estudo paramétrico envolvendo a mudança da classe de aço para S355, identifica-se uma maior sensibilidade dos pórticos aos fenómenos de instabilidade. No entanto, verifica-se o reduzido impacto dos efeitos de segunda ordem neste tipo de pórtico metálicos, sendo verificadas amplificações nos casos de estudo dimensionados para o aço S355 de cerca de 8% para as combinações com ações laterais.

### 6.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Efetuados os estudos a todos os casos verificou-se o reduzido impacto dos efeitos de segunda ordem em pórticos metálicos do tipo *portal frame*. Conclui-se que o método simplificado para a obtenção do parâmetro de carga crítica proposto pelo EC3 não fornece valores razoáveis neste tipo de estruturas quando solicitados por ações laterais. Afeta por essa razão os resultados obtidos pela análise com amplificação (2OS-EC3) tornando estes não conservativos quando comparados com a análise avançada (2OS). No entanto, o método de análise com amplificação (2OS-AE) fornece resultados consistentes com a análise avançada (2OA). No Capítulo 7 irão ser apresentados os resultados do estudo aplicado a um caso de vários pisos horizontais no sentido de verificar se se obtêm as mesmas conclusões obtidas para os pórticos de um piso.

## 7

## DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DO PÓRTICO DE VÁRIOS PISOS

### 7.1. VALOR DO PARÂMETRO DE CARGA CRÍTICA ( $\alpha_{cr}$ )

A classificação do pórtico depende da avaliação do parâmetro de carga crítica. Assim sendo determinou-se o mesmo para a combinação de ações respetiva, recorrendo ao método simplificado recomendado pelo EC3 e através de uma análise à encurvadura no programa de cálculo automático Robot, para efeitos de validação. Apresentam-se os resultados obtidos na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Parâmetro  $\alpha_{cr}$  através de método simplificado proposto pelo EC3 e AE efetuada em Robot

Combinação de ações	Andar	$\delta_{H,Ed}$ [mm]	$V_{ed}$ [kN]	$H_{ed}$ [kN]	$\alpha_{cr}$ EC3	$\alpha_{cr}$ AE	$\frac{\alpha_{cr,EC3} - \alpha_{cr,AE}}{\alpha_{cr,AE}} \times 100$
Combinação 1	Cobertura	1.42	526.5	15.6	73.14	8.09	9.8%
	2º Andar	3.76	1316.3	46.2	32.72		
	1º Andar	14.37	2106.0	76.8	8.88		
Combinação 2	Cobertura	0.17	702.0	1.8	55.38	5.11	9.7%
	2º Andar	0.43	2018.3	5.3	21.36		
	1º Andar	1.64	3334.5	8.8	5.61		
Combinação 5	Cobertura	1.45	649.4	16.0	59.16	5.75	9.8%
	2º Andar	3.86	1807.7	47.5	23.82		
	1º Andar	14.79	2966.0	79.1	6.31		
Combinação 6	Cobertura	0.95	702.0	10.4	54.71	5.11	9.8%
	2º Andar	2.52	2018.3	31.0	21.34		
	1º Andar	9.64	3334.5	51.5	5.61		

Determinou-se o parâmetro de carga crítica para todos os andares no método simplificado, sendo este mais desfavorável para o primeiro andar, uma vez que a carga vertical assume maior grandeza neste nível do pórtico. Adotou-se esse parâmetro como representativo dos vários andares na classificação da estrutura. A estrutura é classificada como deslocamentos laterais em todas as combinações de ações.

Pode-se observar, uma boa aproximação entre o método simplificado proposto pelo EC3 e a análise à encurvadura, sendo o erro na ordem dos 10%. No entanto, é de notar que este desvio é positivo sendo um indicativo não conservativo do método simplificado do EC3, embora seja pequeno, traduz uma sensibilidade aos efeitos de segunda ordem da estrutura ligeiramente superior do que a realidade. Será posteriormente analisado o impacto que advém desta diferença nos esforços obtidos.

Observa-se também, a coerência dos resultados obtidos acima com os resultados apresentados da mesma análise efetuada pelo documento do ECCS.

## 7.2. IDENTIFICAÇÃO DE PILARES CONDICIONANTES

Após uma análise de segunda ordem avançada, foi efetuado um estudo para identificação dos pilares mais solicitados da estrutura. Como este tipo de elemento estrutural é solicitado por esforços de compressão e momentos fletores, determinaram-se os elementos dos pilares críticos. Para esse efeito recorreu-se às verificações de estabilidade definidas na cláusula 6.3 do EC3 (Tabela 7.2 e Fig. 7.1). Focou-se o estudo apenas nesses elementos, conseguindo-se assim efetuar as análises aos elementos estruturais representativos no dimensionamento do pórtico, permitindo assim extrair mais facilmente conclusões de interesse prático.

Tabela 7.2 – Verificação dos elementos dos pilares condicionantes

Peça	Perfil	Verificação de Estabilidade	Combinação
Elemento 1	HEB 220	0.50	Combinação 2
Elemento 2	HEB 220	0.60	Combinação 2
Elemento 3	HEB 220	0.46	Combinação 2
Elemento 4	HEB 260	0.85	Combinação 5
Elemento 5	HEB 260	0.44	Combinação 5
Elemento 6	HEB 260	0.18	Combinação 5
Elemento 7	HEB 260	0.78	Combinação 5
Elemento 8	HEB 260	0.37	Combinação 2
Elemento 9	HEB 260	0.15	Combinação 2
Elemento 10	HEB 220	0.79	Combinação 5
Elemento 11	HEB 220	0.65	Combinação 6
Elemento 12	HEB 220	0.49	Combinação 6

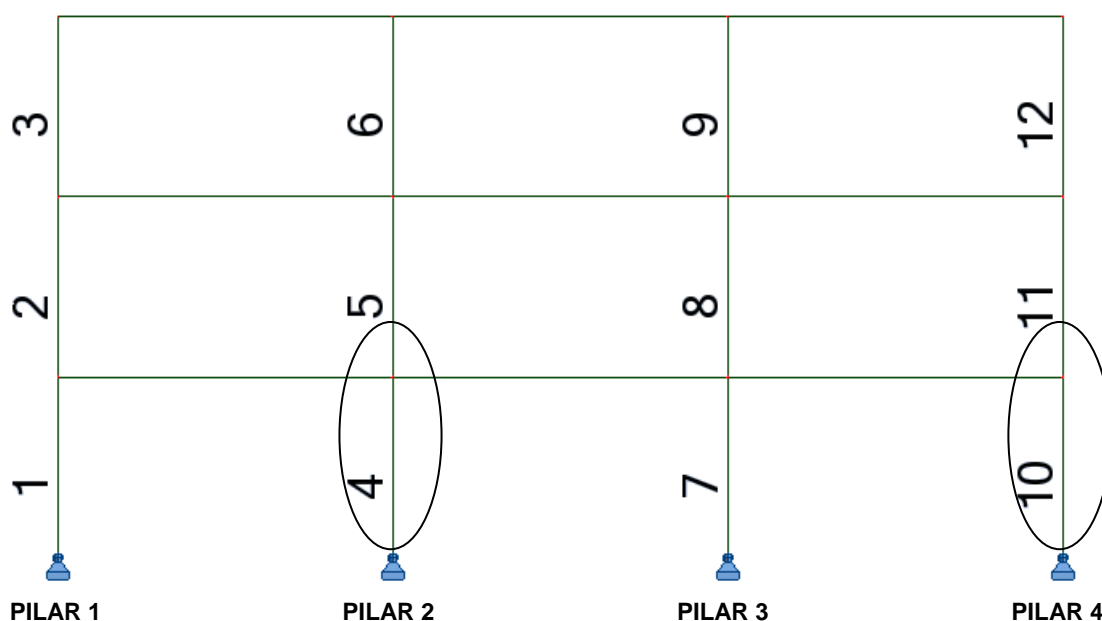


Fig.7.1 – Identificação dos elementos críticos no dimensionamento dos pilares



Observa-se na Tabela 7.2 que a combinação de ações 5 provoca as maiores solicitações nos pilares (internos e externos) do pórtico, sendo o tramo 4 o mais condicionante para a verificação de estabilidade de acordo com o EC3 nos pilares internos HEB 260 e o tramo 10 nos pilares externos HEB 220.

### 7.3. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE

Estando identificados os pilares condicionantes no dimensionamento da estrutura, efetuou-se a análise estrutural, avaliando a variação do momento fletor nas bases e topos dos pilares devido aos efeitos de segunda ordem obtidos através das várias metodologias de análise, para a combinação de ações 5. O objetivo foi verificar se estes efeitos são determinantes na verificação da estabilidade da estrutura, e se as metodologias de consideração das imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem são consistentes entre si. Avalia-se apenas, a variação do momento fletor nos pilares, uma vez que a carga axial de todos os elementos e os momentos fletores das vigas não sofrem grandes variações devido aos efeitos de segunda ordem. Apresentam-se de seguida os resultados obtidos para as diferentes análises.

Tabela 7.3 – Resultados obtidos com análises através de Robot

Tipo de Análise		Combinação de ações	Localização		Sem I.G.		Com I.G.			
							F.H.E.		$\Delta_{lateral}$	
					Pilar 2	Pilar 4	Pilar 2	Pilar 4	Pilar 2	Pilar 4
1ª Ordem		Combinação 5	1ºAndar	Topo	91.3	81.8	100.2	86.5	100.2	86.5
2ª Ordem simplificada	acr EC3		1ºAndar	Topo	106.5	89.8	117.1	95.4	117.1	95.5
	acr AE		1ºAndar	Topo	108.7	91.0	119.5	96.7	119.5	96.7
2ª Ordem avançada			1ºAndar	Topo	106.6	89.5	117.2	95.2	117.2	95.2

Tabela 7.4 – Amplificações obtidas devido ao tipo de análise efetuado

1ª Ordem		Combinação 5	1ºAndar	Topo	-	-	-	-	-	-
2ª Ordem simplificada	acr EC3		1ºAndar	Topo	16.7%	9.8%	16.9%	10.3%	16.9%	10.3%
	acr AE		1ºAndar	Topo	19.1%	11.2%	19.2%	11.8%	19.2%	11.8%
2ª ordem avançada			1ºAndar	Topo	16.8%	9.5%	17.0%	10.0%	17.0%	10.0%

Tabela 7.5 – Desvio entre os resultados obtidos para as análises 2OS em relação à análise 2OA

2ª Ordem simplificada	acr EC3	Combinação 5	1ºAndar	Topo	-0.1%	0.3%	-0.1%	0.3%	-0.1%	0.3%
	acr AE		1ºAndar	Topo	1.9%	1.6%	1.9%	1.6%	1.9%	1.6%

Tabela 7.6 – Amplificações obtidas devido à consideração das imperfeições globais

Tipo de Análise		Combinação de ações	Localização		Sem I.G.		Com I.G.			
							F.H.E.		$\Delta_{lateral}$	
					Pilar 2	Pilar 4	Pilar 2	Pilar 4	Pilar 2	Pilar 4
1ª Ordem		Combinação 5	1ºAndar	Topo	-	-	9.8%	5.8%	9.8%	5.8%
2ª Ordem simplificada	acr EC3		1ºAndar	Topo	-	-	10.0%	6.2%	10.0%	6.3%
	acr AE		1ºAndar	Topo	-	-	9.9%	6.3%	10.0%	6.3%
2ª Ordem avançada			1ºAndar	Topo	-	-	10.0%	6.3%	10.0%	6.3%

Tabela 7.7 – Desvio entre os métodos de consideração das imperfeições geométricas

Tipo de Análise		Combinação de ações	Localização		Desvio % entre F.H.E e $\Delta$	
					Pilar 2	Pilar 4
1ª Ordem		Combinação 5	1ºAndar	Topo	0%	0%
2ª Ordem simplificada	$\alpha_{cr}$ EC3		1ºAndar	Topo	0%	0%
	$\alpha_{cr}$ AE		1ºAndar	Topo	0%	0%
2ª Ordem avançada			1ºAndar	Topo	0%	0%

### 7.3.1. ESTUDO E COMPARAÇÃO DA METODOLOGIA DE INTRODUÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS

Na Tabela 7.6, verifica-se que introduzindo as imperfeições geométricas globais no pórtico, obtém-se uma amplificação dos momentos fletores de 10% no topo do 1º andar do pilar 2 (elemento 4) e de 6% no topo do 1º andar do pilar 4 (elemento 10). Este aumento advém da existência de razoáveis cargas de compressão nas zonas em estudo, que quando se introduz as F.H.E. ou o deslocamento dos nós dos pilares, traduz-se num aumento do momento fletor devido ao desvio dessas cargas de compressão.

A Tabela 7.7 demonstra coincidência entre amplificações obtidas pelos métodos utilizados para a consideração dos efeitos de segunda ordem em ambos os pilares estudados.

### 7.3.2. ESTUDO E COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE ANÁLISE

Após a consideração dos efeitos de segunda ordem através dos diversos métodos utilizados, verifica-se que as amplificações segundo uma análise avançada (2OA) tomam valores de 17% e 10% no topo do 1º andar dos pilares 2 e 4, respetivamente. Estes valores tomam uma grandeza superior, quando comparados com os obtidos para os pórticos de um piso, uma vez que sendo um pórtico de vários pisos as cargas de compressão serão substancialmente superiores verificando-se um aumento considerável em relação aos momentos obtidos para uma análise de primeira ordem. Contudo, este aumento não condiciona o dimensionamento do pórtico para os esforços obtidos, demonstrando que os efeitos de segunda ordem apresentam pouca expressão na verificação de estabilidade da estrutura.

Observando a Tabela 7.5, conclui-se que as amplificações obtidas pelo método de análise 2OS-EC3 são consistentes, não apresentando desvios quando comparadas com as amplificações obtidas pela análise avançada (2OA). Esta situação verifica-se para um parâmetro de carga crítica obtido pelo método do EC3 com um desvio de cerca de 10% superior em relação ao parâmetro de carga crítica obtido pela análise à encurvadura (ver Tabela 5.1), o que leva a concluir que o método de amplificação ajusta ou tem em consideração esse desvio, fornecendo resultados consistentes com a análise avançada (2OA). Comparando a análise de 2OS-AE com a análise avançada (2OA) verifica-se que a primeira apresenta um desvio de cerca de 2% em relação à segunda análise, o que leva a uma amplificação aceitável e conservativa.

## 7.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste caso de estudo observa-se, ao contrário dos casos de estudo de um piso do tipo *portal frame*, a existência de coerência entre os métodos simplificados de consideração de efeitos de segunda ordem com a análise de segunda ordem avançada. Esta situação demonstra a aplicabilidade do método simplificado proposto pelo EC3 a este tipo de pórticos, mesmo quando se observam amplificações consideráveis dos esforços.

# 8

## CONCLUSÕES

### 8.1. CONCLUSÕES

Pretendeu-se através da realização deste trabalho, elaborar críticas e sugestões de cariz prático para a análise global elástica de pórticos metálicos. Uma vez que atualmente ainda não é eficiente a utilização, em gabinetes de projeto, de uma análise avançada para a consideração dos efeitos de segunda ordem e imperfeições na totalidade, torna-se assim imprescindível o conhecimento aprofundado das metodologias a utilizar, previstas pela norma Europeia para a consideração destes efeitos na análise global.

Após o estudo paramétrico efetuado envolvendo um conjunto de *portal frames* de várias dimensões e características, dimensionado de acordo com o EC3, em localizações distintas e um pórtico de vários pisos retirado de um documento de referência, pode-se tecer algumas conclusões relativamente às diversas metodologias de avaliação da mobilidade da estrutura, incorporação das imperfeições geométricas globais e de consideração dos efeitos de segunda ordem.

As análises de segunda ordem efetuadas aos diversos pórticos foram classificadas em duas classes distintas, sendo umas denominadas de análise de segunda ordem simplificada e outras de análise de segunda ordem avançada. As análises diferem na consideração dos efeitos de segunda ordem, podendo ser obtidos por amplificação das forças horizontais ou através de uma análise não linear geométrica, respetivamente.

A análise de segunda ordem avançada pode ser facilmente realizada com recurso a um programa de cálculo automático, sendo necessário apenas a introdução das imperfeições globais no modelo através de forças horizontais equivalentes ou por deslocamentos dos nós da estrutura, podendo neste caso ser deixado ao critério do utilizador a sua forma de introdução, uma vez que não existem vantagens de um método sobre o outro, na análise de segunda ordem avançada.

A análise de segunda ordem simplificada pode ser efetuada através de um programa de cálculo mais elementar, necessitando que seja determinado o parâmetro de carga crítica. Posto isto, a forma de consideração das imperfeições globais deverá ser considerada através de forças horizontais equivalentes uma vez que a amplificação é efetuada através do parâmetro de carga crítica, obtido na respetiva combinação de ações. Sendo assim, é necessário apenas recorrer a um modelo da estrutura indeformada, em que as amplificações são consideradas através dos fatores de amplificação das ações para cada combinação de ações para a qual a estrutura seja classificada como estrutura com deslocamentos laterais. Caso as imperfeições geométricas sejam introduzidas através de deformada inicial, será necessário a criação de um modelo com deslocamentos amplificados para cada

combinação de ações para a qual a estrutura seja classificada como estrutura com deslocamentos laterais, o que torna impraticável este método de consideração das imperfeições geométricas.

Sendo necessário, a determinação do parâmetro de carga crítica para recorrer a uma análise de segunda ordem simplificada, apresenta-se de seguida as conclusões obtidas para a análise à encurvadura e as diversas metodologias simplificadas utilizadas para a sua obtenção, nos casos de estudo analisados.

A análise de encurvadura efetuada nos programas de cálculo automático ROBOT e SAP2000 requerem uma discretização dos elementos de barra sujeitos a compressões. Os resultados permitem concluir que são necessários 3 elementos por barra para determinar com rigor o parâmetro de carga crítica. O recurso a esta análise permitiu aferir a validade dos métodos simplificados propostos pela regulamentação Europeia.

Relativamente, à metodologia simplificada proposta pelo EC3 quando aplicada a *portal frames*, verifica-se que, nas combinações de ações sem a presença de ações laterais, fornece resultados consistentes com a análise de encurvadura, apresentando valores ligeiramente superiores em casos onde a presença de esforços de compressão nas vigas do pórtico, sendo um indicativo de que este método precise de um pequeno ajuste para atender aos esforços de compressão presente nas vigas inclinadas. Quando existe a presença de ações laterais, este método fornece valores sobrestimados em relação à análise de encurvadura em torno dos 70%, não sendo válido quando aplicado a pórticos do tipo *portal frame* sujeito a ações do vento, situação verificada na maioria das construções em Portugal.

Por outro lado a aplicação desta metodologia ao pórtico de vários pisos conduz a resultados consistentes para todas as combinações de ações (incluindo ou não ações laterais), no entanto sobrestima em cerca de 10% os valores obtidos pela análise à encurvadura.

As metodologias simplificadas propostas na literatura para *portal frames* e consideradas neste trabalho (metodologias SCI e LIM), apresentam rigor na definição do parâmetro de carga crítica, sendo este cerca de 20% a 30% inferior à análise de encurvadura. No entanto, a metodologia proposta pelo SCI fornece um valor mais conservativo (cerca de 40% inferior) no caso de estudo com a introdução de rigidificadores na ligação viga/pilar, uma vez que depende da relação entre a rigidez da viga e do pilar, não captando o efeito favorável da existência de um rigidificador de inércia variável na ligação.

A conclusão fundamental que se retira do estudo paramétrico efetuado é que o método para a obtenção do parâmetro de carga crítica proposto pelo EC3 fornece resultados consistentes em pórticos regulares onde ambos os pilares se encontram à compressão e as vigas horizontais são solicitadas por carregamento uniforme. Este método simplificado apenas considera o efeito global provocado pelas ações no pórtico, invalidando a sua utilização em *portal frames* sujeitos à ação do vento, uma vez que a ação do vento em *portal frames* provoca efeitos ascendentes numa vertente da cobertura e descendentes noutra (sendo estas inclinadas são originados esforços de compressão, reduzindo a capacidade resistente das vigas). Esta situação juntamente com a imposição de cargas distribuídas de intensidade diferente nos pilares, leva à existência de elementos mais solicitados que outros, levando o método simplificado a sobrestimar o parâmetro de carga crítica.

Realizado o estudo das várias metodologias de avaliação do parâmetro de carga crítica, procedeu-se ao estudo comparativo entre as várias abordagens previstas no EC3-1-1 para a incorporação das imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem globais, avaliando a sua eficiência e precisão quando aplicados a *portal frame* e ao pórtico de vários pisos.

A metodologia de incorporação das imperfeições globais através da introdução de forças horizontais equivalentes fornece resultados bastante consistentes com a metodologia através da consideração de

uma deformação inicial. No entanto, apresenta uma maior aplicabilidade face a esta última, como referido anteriormente sendo que implica apenas a criação de um modelo indeformado.

Relativamente à análise simplificada, esta foi efetuada utilizando o parâmetro de carga crítica obtido pelo método simplificado proposto pelo EC3 e pela análise à encurvadura, sendo ambos comparados com a análise de segunda ordem avançada com o objetivo de validar um procedimento totalmente baseado nas recomendações fornecidas pelo EC3 e outro em que o projetista opta por outro método que entenda mais preciso para a determinação do parâmetro de carga crítica recorrendo na mesma à análise de segunda ordem simplificada. Estas análises comparadas com a análise avançada permitiram concluir que existe uma boa coerência entre as mesmas em todos os casos de estudo analisados.

Outra conclusão obtida no âmbito do estudo foi a observação da reduzida influência dos efeitos de segunda ordem em *portal frames*. No entanto, foi alterada a classe do aço de S275 para S355 nos casos de estudo de um piso para avaliar o ganho a nível de custos através da redução de um perfil nos pilares e vigas em quase todos os casos de estudo. Este ganho traduziu-se na adoção de perfis mais esbeltos no pórtico levando este a ser mais sensível a efeitos de segunda ordem. Assim sendo, realizou-se o mesmo estudo verificando que a estrutura passou a ser em dois casos de estudo uma estrutura com deslocamentos laterais nas combinações de ações com ações laterais, situação que não se verificava com o aço S275 (todas as combinações com ações laterais apresentavam um parâmetro de carga crítica superior a 10). Como a metodologia simplificada proposta pelo EC3 sobrestima (bastante) o valor do parâmetro de carga crítica neste tipo de combinação de ações, considera erradamente que a estrutura é classificada como estrutura sem deslocamentos laterais, ignorando uma amplificação de cerca de 7% quando comparada com a análise avançada. Este resultado não provocou alterações no dimensionamento efetuado em análise elástica de primeira ordem, mas é um indicativo claro que a metodologia proposta pelo EC3, baseada no método de Horne deverá sofrer alterações para poder ser aplicada a casos de pórticos metálicos como os *portal frames* nos quais sejam usados aços de alta resistência.

## 8.2. PROPOSTA PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma vez analisadas no âmbito deste trabalho as várias metodologias para consideração das imperfeições e efeitos de segunda ordem na análise global elástica de pórticos metálicos, que obrigam a posterior verificação da estabilidade e resistência das secções transversais dos elementos segundo a clausula 6.3 do EC3, neste sentido o ideal seria efetuar uma análise avançada que incorpore os efeitos não lineares materiais e geométricos na totalidade sendo apenas necessário verificar posteriormente a resistência das secções transversais dos elementos. No entanto este método necessita de desenvolvimentos práticos no que respeita à incorporação das imperfeições geométricas locais, tornando a sua introdução mais eficiente, uma vez que advêm diversas situações possíveis de configurações imperfeitas da estrutura, sendo de dificuldade elevada sistematizar ou até mesmo automatizar este processo de complexidade elevada.

Um estudo complementar pode ser efetuado considerando os mesmos casos de estudo com pilares encastrados na base, tendo em vista a generalização do estudo realizado a qualquer tipo de ligação na base, balizando todos os casos reais possíveis com as duas possibilidades teóricas limite (articulado e encastrado na base).

Outro desenvolvimento interessante a considerar no futuro será alargamento das análises efetuadas a casos de estudo que utilizem aços de alta resistência como o S460, onde os efeitos de segunda ordem possivelmente começarão a assumir elevada importância no dimensionamento, devido à obtenção de

perfis ainda mais esbeltos do que os adotados no presente trabalho. Este estudo será de grande interesse dada a tendência crescente para a utilização de aços elevada resistência nas estruturas metálicas.

**BIBLIOGRAFIA**

- Autodesk Robot Structural Analysis (2013). *Robot User's Guide*. Autodesk, USA.
- Azevedo, A. (1993). *Análise tridimensional de estruturas metálicas incluindo os efeitos de segunda ordem*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- CEN (2009a). *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas*. European Norm 1990, Bruxelas
- CEN (2009b). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais: Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. European Norm 1991-1-1, Bruxelas
- CEN (2009c). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-3: Acções Gerais: Acções da Neve*. European Norm 1991-1-3, Bruxelas
- CEN (2010a). *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções Gerais: Acções do Vento*. European Norm 1991-1-4, Bruxelas
- CEN (2010b). *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. European Norm 1993-1-1, Bruxelas
- César, M. (2004). *Estudos paramétricos sobre a instabilidade de pórticos metálicos bidimensionais e tridimensionais*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- Dias, J. (2007). *Análise e dimensionamento de estruturas metálicas treliçadas de transporte de energia eléctrica de acordo com o EC3(EN) e a EN50341-1*. Dissertação de mestrado, IST
- ECCS Technical Committee 8 – Stability (2006). *Rules for Member Stability in EN 1993-1-1: Background documentation and design guidelines*. European Convention for Constructional Steelwork, Europe.
- European Commission (2012). *Facilitating market development for sections in industrial halls and low-rise buildings (SECHALO)*. European Commission, Luxembourg.
- Ghosh, K., (2010). *Practical Design of Steel Structures*. Whittles Publishing, Scotland.
- Lim, J., King, C., Rathbone, A., Davies, J., Edmondson V., (2005). *Eurocode 3 and the in-plane stability of portal frames*. The Structural Engineer, Vol. 83. No 21, 01/11/05.
- Oliveira, L. (2011). *Projecto de pavilhões e estruturas industriais: Desenvolvimento de uma aplicação informática*. Dissertação de mestrado, FEUP.
- Reis, A., Camotim, D. (2001). *Estabilidade Estrutural*. McGraw-Hill, Portugal.
- SAP2000 (2011). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California
- SCI P252 (2004). *Design of Single-Span Steel Portal Frames to BS 5950-1:2000*. Steel Construction Institute, Ascot.
- SCI P292 (2001). *In-plane Stability of Portal Frames to BS 5950-1:2000*. Steel Construction Institute, Ascot.
- SCI P164 (2001). *Design of Steel Portal Frames for Europe*. Steel Construction Institute, Ascot.
- Silva, R. (2004). *Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa*. Dissertação de mestrado, UFMG.

Simões, R. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista CMM, Coimbra.

Trahair, N., Bradford, M., Nethercot, D., Gardner, L. (2008). *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3*. Taylor & Francis, Abingdon.

Woolcock, S., Kitipornchai, S., Bradford, M. (1999). *Design of Portal Frame Buildings*. Australian Institute of Steel Construction, Austrália.



