



Pedro Miguel Nunes de Almeida

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS  
METÁLICAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIVERSAS  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS  
INDUSTRIAIS**

Universidade Fernando Pessoa

Setembro de 2012





Pedro Miguel Nunes de Almeida

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS  
METÁLICAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIVERSAS  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS  
INDUSTRIAIS**

Universidade Fernando Pessoa

Setembro de 2012

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS  
METÁLICAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE DIVERSAS  
CONCEPÇÕES ESTRUTURAIS PARA EDIFÍCIOS  
INDUSTRIAIS**

Pedro Miguel Nunes de Almeida

---

Trabalho apresentado à Universidade Fernando  
Pessoa como parte dos requisitos para obtenção  
do grau de Mestre em Engenharia Civil.

## **RESUMO**

O objectivo da presente dissertação consiste, numa primeira fase, em fazer uma síntese à norma Europeia EN 1993 (Eurocódigo 3, adiante designado por EC3) e incluindo a introdução de alguns conceitos sobre a concepção e dimensionamento de estruturas metálicas. Numa segunda fase consiste no dimensionamento de estruturas metálicas segundo o EC3 aplicadas a edifícios industriais com vista à otimização da solução estrutural para determinado vão.

Nesta segunda fase, com auxílio de um programa de cálculo automático comercial, faz-se a modelação de diversos pavilhões com vários vãos e com a mesma altura. Para cada vão escolhe-se a solução mais económica, sendo o critério escolhido para a selecção da melhor solução estrutural o valor traduzido em peso de aço que a estrutura metálica apresenta por metro quadrado de pavilhão em planta.

Nesta segunda fase, faz-se ainda uma validação dos resultados obtidos no cálculo automático através desse programa de cálculo comercial com os resultados obtidos pelo cálculo manual utilizando as expressões preconizadas no EC3.

Num futuro próximo a norma Europeia EN 1993 à qual corresponde o EC3 será o regulamento Europeu normativo ao nível da concepção das estruturas metálicas e seu dimensionamento, uniformizando deste modo a regulamentação nos vários países aderentes, unificando deste modo os critérios de cálculo e dimensionamento de estruturas metálicas.

**Palavras-chave:** Dimensionamento, Pavilhões Industriais, EC3.

**ABSTRACT**

The purpose of this dissertation is a first step to summarize the European standard EN 1993 which corresponds to Eurocode 3, EC3, going further by introducing some concepts for the design of steel structures. The second step is the design of steel structures according to EC3 applied to industrial buildings in order to optimize the structural solution.

In this second phase, a commercial computer software is used; several different spans with the same height are modeled using different solutions. The criteria for the choice of the best solution is the weight of steel in the structure per square meter.

The results obtained from the automatic calculation software are validated by hand calculation.

In the near future the European standard EN 1993 ( Eurocode 3-EC3) will be the European normative regulation for the conception and design of steel structures standardizing the regulations in the various member countries, there by unifying the criteria for the design of steel structures.

**Keywords:** Design, Industrial Pavilions, EC3.

**DEDICATÓRIA**

À memória do meu pai

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Engenheiro Pedro Moás, orientador deste trabalho, desejo manifestar o meu agradecimento pelo apoio na elaboração desta dissertação.

Agradeço aos professores, Doutor Malafaya Batista, Doutor Miguel Branco Teixeira e Engenheira Graça Costa, pela disponibilidade durante o curso.

**ÍNDICE DE TEXTO**

<b>I.INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>I.1.ENQUADRAMENTO .....</b>	<b>1</b>
<b>I.2.OBJECTIVO .....</b>	<b>2</b>
<b>I.3.ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....</b>	<b>2</b>
<b>II.DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS SEGUNDO O EC3</b>	<b>4</b>
<b>II.1.CONVENÇÃO PARA OS EIXOS DOS ELEMENTOS .....</b>	<b>4</b>
<b>II.2.BASES DE PROJECTO .....</b>	<b>6</b>
II.2.1.ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	6
II.2.2.ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO .....	6
<b>II.3.DURABILIDADE PARA OS EDIFÍCIOS .....</b>	<b>8</b>
<b>II.4.MATERIAIS .....</b>	<b>9</b>
II.4.1.PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	9
II.4.2.DUCTILIDADE .....	9
II.4.3.VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	11
<b>II.5.ANALISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>12</b>
II.5.1.ANÁLISE GLOBAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS. TIPOS DE ANÁLISE. ....	12
II.5.2.ANÁLISE ELÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM .....	14
II.5.3.ANÁLISE ELÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM .....	14
II.5.4.ANÁLISE PLÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM .....	15
II.5.5.ANÁLISE PLÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM .....	15
<b>II.6.ESTABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS.....</b>	<b>17</b>
<b>II.7.CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES.....</b>	<b>18</b>
<b>II.8.ESCOLHA DO TIPO DE ANÁLISE.....</b>	<b>21</b>
<b>II.9.CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES .....</b>	<b>22</b>
<b>II.10.RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS.....</b>	<b>27</b>
II.10.1.CRITÉRIOS GERAIS .....	27
II.10.2.PROPRIEDADES DAS SECÇÕES.....	28
<b>II.11.TRACÇÃO .....</b>	<b>32</b>
<b>II.12.FLEXÃO .....</b>	<b>34</b>
<b>II.13.ESFORÇO TRANSVERSO.....</b>	<b>35</b>
<b>II.14.TORÇÃO .....</b>	<b>38</b>
<b>II.15.INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO MOMENTO FLECTOR.....</b>	<b>44</b>

<b>II.16. RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS À ENCURVADURA.....</b>	<b>45</b>
II.16.1. CONCEITO DE ESTABILIDADE DE EQUILÍBRIO.....	45
II.16.2. CARGA CRÍTICA DE UMA COLUNA.....	45
II.16.3. ESBELTEZA.....	48
II.16.4. EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS .....	50
II.16.5. EFEITO DAS TENSÕES RESIDUAIS .....	50
II.16.6. COMPRIMENTO DE ENCURVADURA .....	51
<b>II.17. COMPRESSÃO.....</b>	<b>54</b>
<b>II.18. FLEXÃO EM ELEMENTOS NÃO RESTRINGIDOS LATERALMENTE.....</b>	<b>58</b>
II.18.1. ENCURVADURA LATERAL (BAMBEAMENTO).....	58
II.18.2. MOMENTO CRÍTICO .....	59
<b>II.19. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS UNIFORMES À FLEXÃO .....</b>	<b>67</b>
II.19.1. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA.....	67
II.19.2. MÉTODO GERAL.....	67
II.19.3. MÉTODO ALTERNATIVO PARA SECÇÕES LAMINADAS OU SOLDADAS EQUIVALENTES. ....	68
<b>II.20. FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO .....</b>	<b>70</b>
II.20.1. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS .....	70
II.20.2. FLEXÃO COMPOSTA COM ESFORÇO TRANSVERSO.....	72
II.20.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS .....	73
II.20.4. CONTRAVENTAMENTOS.....	82
<b>III. APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS ..</b>	<b>83</b>
.....	83
<b>III.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>83</b>
III.1.1. ESTUDO COMPARATIVO DE DIVERSAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA UM DETERMINADO PAVILHÃO INDUSTRIAL.....	83
III.1.2. GEOMETRIA UTILIZADA NAS ESTRUTURAS ESTUDADAS .....	86
III.1.3. MATERIAIS UTILIZADOS.....	87
III.1.4. ANÁLISE DA ESTRUTURA .....	87
III.1.5. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES E CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA .....	89
III.1.6. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES .....	90

<b>III.2.DIMENSIONAMNETO DAS VÁRIAS SOLUÇÕES, APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS,</b>	
<b>DIMENSIONAMENTO COM RECURSO A PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.</b>	92
III.2.1.INTRODUÇÃO.....	92
III.2.2.CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	105
<b>III.3.DIMENSIONAMENTO MANUAL PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS DO PÓRTICO</b>	
<b>CONSTITUIDO POR PILAR E VIGA DE ALMA CHEIA PARA O VÃO DE 30.00M.....</b>	109
III.3.1.INTRODUÇÃO.....	109
III.3.2.BREVE DESCRIÇÃO DO PÓRTICO.....	109
III.3.3.ESFORÇOS OBTIDOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PARA A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA E DO PILAR .....	110
III.3.4.DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO.....	111
<b>III.4.DIMENSIONAMENTO MANUAL PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS DO PÓRTICO</b>	
<b>CONSTITUIDO POR PILAR DE ALMA CHEIA E VIGA EM TRELIÇA PARA O VÃO DE     30.00M.....</b>	126
III.4.1.INTRODUÇÃO.....	126
III.4.2.BREVE DESCRIÇÃO DO PÓRTICO .....	126
III.4.3.ESFORÇOS OBTIDOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PARA A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA.....	127
III.4.4. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS MAIS ESFORÇADAS DA VIGA EM TRELIÇA .....	128
<b>IV.CONCLUSÃO .....</b>	135
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	136
<b>ANEXO 1.....</b>	138

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II.1 – Convenção, dimensão e eixos das secções, [10] .....	4
Figura II.2 – Perfil em secção transversal simétrica.....	5
Figura II.3 – Perfil em secção transversal monossimétrica .....	5
Figura II.4 – Perfil em secção transversal monossimétrica, [10] .....	7
Figura II.5 – Deslocamentos horizontais em pórticos, [19] .....	8
Figura II.6 – Tipo de análise, [9] .....	14
Figura II.7 – Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada, [10]16	
Figura II.8 – Modelos do comportamento físico do aço, [9].....	16
Figura II.9 – Imperfeições globais equivalentes, inclinação inicial de colunas, [10]....	19
Figura II.10 – Imperfeição global $\phi$ da estrutura e forças laterais equivalentes, [9] .....	19
Figura II.11 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes, [10] .....	21
Figura II.12 – Ilustração do comportamento das secções à flexão.....	22
Figura II.13 – Comportamento de secções da classe 1 à flexão .....	23
Figura II.14 – Comportamento de secções da classe 2 à flexão .....	23
Figura II.15 – Comportamento de secções da classe 3 à flexão .....	23
Figura II.16 – Comportamento de secções da classe 4 à flexão .....	24
Figura II.17 – Área útil de uma secção, furos em quincôncio e linhas críticas de rotura 1 e 2, [10].....	30
Figura II.18 – Cantoneira com furos nas duas abas, [10].....	30
Figura II.19 – Alma efectiva da classe 2, [10].....	31
Figura II.20 – Secção transversal da classe 4 submetida a esforço axial .....	31
Figura II.21 – Secção transversal da classe 4 submetida a momento flector .....	32
Figura II.22 – Zona não efectiva de uma secção .....	32
Figura II.23 – Tensões tangenciais numa secção em I .....	35
Figura II.24 – Elemento submetido a momento torsor T com empenamento e rotações livres .....	38
Figura II.25 – Elemento submetido a torção uniforme, deslocamentos de deformação	38
Figura II.26 – Elemento com secção transversal em I submetido a torção não uniforme .....	39
Figura II.27 – Parcelas do momento torsor resistente [19] .....	40

Figura II.28 – Tensões tangenciais devidas a torção uniforme em secções correntes, [19] .....	41
Figura II.29 – Conceito de estabilidade.....	45
Figura II.30 – Coluna simplesmente apoiada, equilíbrio na posição deformada .....	46
Figura II.31 – Instabilidade em elementos de secção aberta (Torção e Flexão-Torção), [19] .....	47
Figura II.32 – Relações tensões deformações de um material elasto-plástico perfeito..	49
Figura II.33 – Curva de dimensionamento de uma coluna ideal, [19] .....	49
Figura II.34 – Influência das imperfeições geométricas na relação carga deslocamento transversal, [19] .....	50
Figura II.35 – Tensões residuais num perfil com secção em I .....	51
Figura II.36 – Comprimento de encurvadura de elementos isolados .....	51
Figura II.37 – Comprimento de encurvadura – Pórtico sem deslocamentos laterais .....	53
Figura II.38 – Comprimento de encurvadura – pórtico com deslocamentos laterais .....	53
Figura II.39 – Curvas de encurvadura .....	56
Figura II.40 – Encurvadura lateral de vigas .....	58
Figura II.41 – Encurvadura lateral numa viga duplamente simétrica com momento constante .....	59
Figura II.42 – Relação entre M e rotações e deslocamentos, em elementos flectidos com imperfeições geométricas .....	66
Figura II.43 – Elementos estruturais metálicos sujeitos a flexão composta.....	70
Figura III.1 – Pavilhão industrial, vão de 30.00m, pórticos rígidos, pilar e viga em perfil de alma cheia, modelo utilizado .....	84
Figura III.2 – Pavilhão industrial, vão de 30.00m, pórticos com pilar em perfil de alma cheia, viga em treliça, modelo utilizado .....	85
Figura III.3 – Travento lateral e torsional, [10].....	88
Figura III.4 – Pórtico de pavilhão industrial, pórtico rígido, perfil de alma cheia, recurso a esquadros .....	92
Figura III.5 – Pórtico de pavilhão industrial, pilar em perfil de alma cheia, viga em treliça .....	93
Figura III.6 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 10.00m.....	93
Figura III.7 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 10.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	93

Figura III.8 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m.....	94
Figura III.9 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 20.00m.....	95
Figura III.10 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 20.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	96
Figura III.11 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m.....	97
Figura III.12 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 30.00m.....	98
Figura III.13 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 30.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	98
Figura III.14 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m.....	99
Figura III.15 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 40.00m.....	100
Figura III.16 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 40.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	100
Figura III.17 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m.....	101
Figura III.18 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 50.00m.....	102
Figura III.19 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 50.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	102
Figura III.20 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m.....	103
Figura III.21 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 60.00m.....	104
Figura III.22 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 60.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga .....	104
Figura III.23 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m.....	105
Figura III.24 – Gráfico comparativo do consumo em aço em função do vão, referente às soluções mais económicas para cada vão estudado, para pórtico com viga em alma cheia sem esquadros de reforço e com esquadros de reforço, na zona de ligação do pilar com a viga e na zona de ligação da viga com viga. ....	106
Figura III.25 – Gráfico comparativo do consumo em aço em função do vão, referente às soluções mais económicas para cada vão estudado, para pórtico com viga em alma cheia e pórtico com viga em treliça. ....	108
Figura III.26 – Pórtico de pavilhão industrial em estudo, pórtico rígido vão de 30.00m .....	109
Figura III.27 – Diagrama de momentos flectores para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica.....	110

Figura III.28 – Diagrama de esforço axial para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica.....	110
Figura III.29 – Diagrama de esforço transverso para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica.....	111
Figura III.30 – Pórtico de pavilhão industrial caso de estudo, viga em treliça diagrama de esforços axial nas barras mais esforçadas.....	127
Figura A.1 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.....	138
Figura A.2 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.....	138
Figura A.3 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	139
Figura A.4 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.....	139
Figura A.5 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.....	139
Figura A.6 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	140
Figura A.7 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.....	140
Figura A.8 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.....	140
Figura A.9 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	141
Figura A.10 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.....	141
Figura A.11 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.....	142
Figura A.12 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	142
Figura A.13 -- Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.....	143

Figura A.14 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE. ....	143
Figura A.15 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	144
Figura A.16 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE. ....	145
Figura A.17 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE. ....	145
Figura A.18 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.	146

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro II.1 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais[10] .. 7	
Quadro II.2 – Valores nominais da tensão de cedência, $f_y$ e da tensão última à tracção, $f_u$ para o aço estruturais laminados a quente..... 10	
Quadro II.3 – Valores nominais da tensão de cedência, $f_y$ e da tensão última à tracção, $f_u$ para secções tubulares ..... 11	
Quadro II.4 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais $e_0/L$ para elementos..... 21	
Quadro II.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continua)..... 25	
Quadro II.6 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continuação) ..... 26	
Quadro II.7 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continuação) ..... 27	
Quadro II.8 – Tensões tangenciais e constante de torção em secções correntes (torção uniforme)[19]..... 40	
Quadro II.9 – Constante de empenamento em secções correntes [19]..... 42	
Quadro II.10 – Esbelteza máxima dos elementos comprimidos[10]..... 48	
Quadro II.11 – Coeficientes de rigidez $K_{ij}$ , em vigas ..... 52	
Quadro II.12 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal ..... 56	
Quadro II.13 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal ..... 57	
Quadro II.14 – Factores de cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L ..... 61	
Quadro II.15 – Coeficientes $C_1$ e $C_3$ para vigas com momentos de extremidade ..... 65	
Quadro II.16 – Coeficientes $C_1$ , $C_2$ e $C_3$ para vigas com cargas transversais ..... 66	
Quadro II.17 – Valores recomendados dos factores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral. .... 68	
Quadro II.18 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções quando é utilizada a expressão anterior. .... 68	
Quadro II.19 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais, quando é utilizada a expressão anterior..... 69	
Quadro II.20 – Factores de correcção $K_c$ ..... 69	

Quadro II.21 – Valores de $N_{Rk}=f_y \cdot A_i$ ; $M_{i,Rk}=f_y \cdot W_i$ e $\Delta M_i, Ed$ .....	74
Quadro II.22 – Factores de interacção $K_{yy}$ ; $K_{yz}$ ; $K_{zy}$ ; $K_{zz}$ .....	76
Quadro II.23 – Factores equivalentes de momento uniforme $C_{mi,0}$ .....	78
Quadro II.24 – Factores de interacção $K_{yy}$ ; $K_{yz}$ ; $K_{zy}$ ; $K_{zz}$ , em elementos não susceptíveis de sofrer deformações de torção.....	79
Quadro II.25 – Factores de interacção $K_{yy}$ ; $K_{yz}$ ; $K_{zy}$ ; $K_{zz}$ , em elementos susceptíveis de sofrer deformações de torção.....	80
Quadro II.26 – Factores equivalentes de momento uniforme $C_{mi,0}$ .....	82
Quadro III.1 – Para cada situação de projecto e estado limite os coeficientes a utilizar são (E.L.U. aço laminado: Eurocódigos 3 e 4).....	91
Quadro III.2 – Resultado do pórtico com vão de 10.00m .....	94
Quadro III.3 – Resultado do pórtico com vão de 10.00m .....	95
Quadro III.4 – Resultado do pórtico com vão de 20.00m .....	96
Quadro III.5 – Resultado do pórtico com vão de 20.00m .....	97
Quadro III.6 – Resultado do pórtico com vão de 30.00m .....	98
Quadro III.7 – Resultado do pórtico com vão de 30.00m .....	99
Quadro III.8 – Resultado do pórtico com vão de 40.00m .....	100
Quadro III.9 – Resultado do pórtico com vão de 40.00m .....	101
Quadro III.10 – Resultado do pórtico com vão de 50.00m .....	102
Quadro III.11 – Resultado do pórtico com vão de 50.00m .....	103
Quadro III.12 – Resultado do pórtico com vão de 60.00m .....	104
Quadro III.13 – Resultado do pórtico com vão de 60.00m .....	105
Quadro III.14 – Secção transversal, comprimento das barras, coeficientes de encurvadura e os esforços de cálculo .....	127

## SIMBOLOGIA

### LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

$a$	Relação entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal
$a$	Distância entre pontos de travamento das cordas
$a_d$	Valor de cálculo de uma grandeza geométrica
$a_0, a, b, c, d$	Designações das curvas de encurvadura de elementos comprimidos
$b$	Largura de uma secção transversal
$d$	Altura da parte recta de uma alma
$d$	Comprimento de uma diagonal de uma coluna composta
$d$	Diâmetro exterior de uma secção tubular circular
$d_0$	Diâmetro do furo
$e_N$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectiva ( $A_{eff}$ ) e bruta
$e_{N,y}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectivas ( $A_{eff}$ ) e bruta, segundo o eixo y-y
$e_{N,z}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectivas ( $A_{eff}$ ) e bruta, segundo o eixo z-z
$e_0$	Amplitude de imperfeição de um elemento
$e_{0,d}$	Valor de cálculo da amplitude de uma imperfeição
$f$	Factor de correcção $\chi_{LT}$
$f_Y$	Tensão de cedência
$f_U$	Tensão última
$h$	Altura do piso
$h$	Altura de um pórtico
$H$	Altura de uma secção transversal
$h_0$	Distância entre os centros de gravidade das cordas de uma coluna composta
$i$	Raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
$i_0$	Raio de giração polar
$i_{min}$	Valor mínimo do raio de giração de uma cantoneira isolada

$i_{f,z}$	Raio de giração do banzo comprimido em relação ao eixo de menor inércia da secção
$l$	Comprimento
$m$	Número de colunas num alinhamento
$n$	Relação entre os valores de cálculo dos esforços normais actuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
$n$	Número de planos dos painéis de alma ou travessas de um elemento composto
$S$	Passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direcção do eixo do elemento
$p$	Distância entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direcção normal ao eixo do elemento
$q$	Força equivalente por unidade de comprimento
$q_d$	Valor de cálculo da força equivalente por unidade de comprimento
$r$	Raio de concordância
$r_2$	Raio do bordo
$t$	Espessura
$t_f$	Espessura do banzo
$t_w$	Espessura da alma
u-u	Eixo principal de maior inércia ( quando não coincide com o eixo y-y)
v-v	Eixo principal de menor inércia (quando não coincide com o eixo z-z)
x-x	Eixo longitudinal de um elemento
y-y	Eixo de uma secção transversal
z-z	Eixo de uma secção transversal

**LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS**

$A$	Área de uma secção transversal
$A_{Ch}$	Área de uma corda de uma coluna composta
$A_d$	Área da secção de uma diagonal de uma coluna composta
$A_d$	Área da secção de uma corda (ou travessa) de uma coluna composta
$A_{eff}$	Área efectiva de uma secção transversal
$A_{eff,f}$	Área efectiva de um banzo comprimido
$A_f$	Área de um banzo traccionada
$A_f$	Área de um banzo
$A_{f,net}$	Área útil de um banzo traccionado
$A_{eff,w,c}$	Área efectiva da zona comprimida da alma
$A_{net}$	Área útil de uma secção transversa
$A_0$	Área inicial da secção transversal
$A_v$	Área resistente ao esforço transversal
$A_w$	Área de uma alma
$B$	Bimomento
$B_{Ed}$	Valor de cálculo do bimomento
$C$	Largura ou altura de parte de uma secção transversal
$C$	Centro de corte
$C_1$	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio
$C_2$	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio
$C_3$	Coefficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio
$C_{mLT}$	Factor equivalente de momento uniforme relativo a encurvadura lateral
$C_{mY}$	Factor equivalente de momento uniforme em torno de y

$C_{mY,0}$	Factor equivalente de momento uniforme em torno de y
$C_{mz}$	Factor equivalente de momento uniforme em torno de z
$C_{mz,0}$	Factor equivalente de momento uniforme em torno de z
$C_{YY}$	Factor dependente do grau de plasticidade
$C_{YZ}$	Factor dependente do grau de plasticidade
$C_{ZY}$	Factor dependente do grau de plasticidade
$C_{ZZ}$	Factor dependente do grau de plasticidade
$E$	Módulo de elasticidade
$EI\eta''_{Cr}$	Momento flector devido a $\eta_{Cr}$ na secção transversal condicionante
$F_{Ed}$	Valor de cálculo da carga que actua na estrutura
$F_{Cr}$	Valor crítico associado á instabilidade elástica num modo global, determinado com base no valor da rigidez elástica inicial
$G$	Módulo de distorção; centro de gravidade
$G_K$	Valor nominal do efeito das acções permanentes
$H$	Reacção horizontal
$H_{Ed}$	Valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo as forças equivalentes transmitidas pelo piso
$I$	Momento de inércia
$I_b$	Momento de inércia de uma travessa no seu plano
$I_{Ch}$	Momento de inércia de uma corda no seu plano
$I_{eff}$	Momento de inércia de um elemento composto
$I_{eff,f}$	Momento de inércia da área efectiva de um banzo comprimido em relação ao eixo de menor inércia da secção
$I_P$	Momento polar de inércia
$I_T$	Constante de torção uniforme
$I_W$	Constante de empenamento
$I_Y$	Momento de inércia de uma secção em relação a y
$I_z$	Momento de inércia de uma secção em relação a z

$L$	Comprimento de um elemento
$L_C$	Distância entre travamentos laterais
$L_{Ch}$	Comprimento de encurvadura de uma corda
$L_E$	Comprimento de encurvadura
$L_{ET}$	Comprimento de encurvadura relativo a encurvadura por torção
$L_{EY}$	Comprimento de encurvadura segundo y
$L_{Ez}$	Comprimento de encurvadura segundo z
$L_{stable}$	Comprimento estável de um segmento de um elemento
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção)
$M_{Cr}$	Momento crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{Cr}^E$	Momento crítico caso padrão
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{Ed}^1$	Valor de cálculo do momento actuante de primeira ordem máximo a meia altura de um elemento composto
$M_{N,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com o esforço normal
$M_{Y,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo y-y
$M_{Y,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente, em relação ao eixo y-y
$M_{RK}$	Valor característico do momento flector resistente da secção transversal condicionante
$M_{Y,RK}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y
$M_{Z,RK}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z
$M_{V,Rd}$	Valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com os esforços transversos
$M_{Z,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo z-z

$M_{Z,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente, em relação ao eixo z-z
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{Ch,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante a meia altura da corda comprimida de um elemento composto
$N_{Cr}$	Valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal
$N_{Cr,T}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por torção
$N_{Cr,TF}$	Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por flexo-torção
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal actuante
$N_{net,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tracção da secção
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta transversal útil
$N_{RK}$	Valor característico da resistência à compressão
$N_{Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente
$N_{RK}$	Valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção
$N_{U,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
$P_K$	Valor nominal do pré-esforço aplicado durante a construção
$Q_m$	Força de travamento a considerar em cada secção de um elemento onde se forma uma rótula plástica
$K$	Parâmetro
$K$	Coefficiente de rigidez de um elemento $i$
$K$	Coefficiente para $e_{0,d}$

$K_C$	Factor de correcção para tomar em consideração o diagrama de momentos
$K_\sigma$	Factor de encurvadura de uma placa
$K_{fl}$	Factor de correcção
$K_{YY}$	Factor de interacção
$K_{YZ}$	Factor de interacção
$K_{ZY}$	Factor de interacção
$K_{ZZ}$	Factor de interacção
$X_K$	Valores característicos das propriedades dos materiais
$R_d$	Valor de cálculo da resistência
$R_{eH}$	Tensão de cedência de acordo com as normas dos produtos
$R_m$	Tensão de rotura de acordo com as normas dos produtos
$R_K$	Valor característico da resistência
$S$	Momento estático
$S$	Passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direcção do eixo do elemento
$S_V$	Rigidez ao esforço transversal associada a um painel de alma de um elemento composto
$T_{Ed}$	Valor de cálculo do momento torsor total actuante
$T_{Rd}$	Valor de cálculo do momento torsor resistente
$T_{t,Ed}$	Valor de cálculo do momento torsor de St. Venant actuante
$T_{w,Ed}$	Valor de cálculo do momento torsor não uniforme (de empenamento)
$X_n$	Valores nominais das propriedades dos materiais
$V$	Esforço transversal
$V_{C,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{Ed}$	Valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{Pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico
$V_{Pl,T,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico, reduzido pela

	interacção com o momento torsor
$Z_{Ed}$	Valor de cálculo Z a considerar, resultante das restrições à contracção do metal de base em contacto com o material de adição numa soldadura
$Z_{Rd}$	Valor de cálculo resistente de Z
$W_{el,min}$	Módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efectiva
$W_{Pl}$	Módulo de flexão plástico de uma secção transversal
$W_{Pl,y}$	Módulo de flexão plástico segundo y
$W_{Pl,z}$	Módulo de flexão plástico segundo z
$W_Y$	Módulo de flexão segundo y
$W_Z$	Módulo de flexão segundo z

#### LETRAS MINÚSCULAS GREGAS

$\alpha$	Factor de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
$\alpha$	Parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
$\alpha$	Ângulo entre os eixos de uma corda e uma diagonal
$\alpha$	Zona comprimida de parte de uma secção transversal
$\alpha$	Coefficiente de dilatação térmica
$\alpha$	Factor de imperfeição
$\alpha_{Cr}$	Factor pelo qual as acções de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global
$\alpha_{Cr}$	Valor mínimo do factor de amplificação dos esforços que é necessário considerar para se atingir a carga crítica de encurvadura elástica
$\alpha_{cr,op}$	Valor mínimo do factor de amplificação a aplicar aos valores de cálculo das acções actuantes no plano para se atingir a carga critica de encurvadura elástica, fora do plano de carregamento, do elemento ou subestrutura
$\alpha_h$	Coefficiente de redução para tomar em consideração a altura h do pórtico
$\alpha_m$	Coefficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento

$\alpha_{ul,t}$	Valor mínimo do factor da amplificação a aplicar às acções de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais critica do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano do carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais.
$\alpha_{ul,K}$	Valor mínimo do factor de amplificação a aplicar ao valor de cálculo das acções para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal condicionante.
$\alpha_{LT}$	Factor de imperfeição para a encurvadura lateral
$\beta$	Parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
$\beta$	Factor de correcção das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes
$\chi$	Coefficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
$\chi$	Coefficiente de redução para a curva de dimensionamento (de colunas à encurvadura) relevante
$\chi_{LT}$	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral
$\chi_{LT,mod}$	Coefficiente de redução modificado para a encurvadura lateral
$\chi_{OP}$	Coefficiente de redução correspondente à esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{OP}$
$\chi_Y$	Coefficiente de redução ligado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
$\chi_Z$	Coefficiente de redução ligado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z
$\delta$	Deslocamento de uma secção de um elemento segundo uma direcção perpendicular ao seu eixo
$\delta_{H,Ed}$	Deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um piso
$\delta_q$	Deslocamento de um sistema de contraventamento no seu plano
$\varepsilon$	Extensão
$\varepsilon$	Factor que depende de $f_Y$
$\varepsilon_U$	Extensão última

$\varepsilon_Y$	Extensão de cedência
$\phi$	Valor para determinar o coeficiente de redução $\chi$
$\phi$	Imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade
$\phi_0$	Valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade
$\phi_{LT}$	Valor para determinar o coeficiente de redução $\chi_{LT}$
$\lambda_M$	Coeficiente parcial de segurança (em geral)
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança para resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M2}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação
$\gamma_{Mf}$	Coeficiente parcial de segurança para a fadiga
$\lambda_{Mi}$	Coeficiente parcial de segurança (caso particular)
$\eta$	Coeficiente para calcular a área de corte
$\eta$	Factor de conversão
$\eta_{cr}$	Configuração do modo crítico de encurvadura elástica
$\eta_{init}$	Amplitude do modo crítico de encurvadura elástica
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_{CO}$	Parâmetro de esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_f$	Esbelteza normalizada equivalente do banzo comprimido
$\lambda_1$	Valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza normalizada para a encurvadura lateral
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Comprimento do patamar das curvas de dimensionamento à encurvadura lateral de vigas constituídas por perfis laminados e soldados equivalentes
$\bar{\lambda}_{OP}$	Esbelteza normalizada global, de um elemento ou subestrutura, associado à encurvadura fora do plano de carregamento

$\bar{\lambda}_T$	Esbelteza normalizada associada à encurvadura de colunas por torção ou flexo-torção
$\nu$	Coefficiente de Poisson em regime elástico
$\rho$	Coefficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interacção com os esforços transversos
$\sigma$	Tensão
$\sigma_{com,Ed}$	Máximo valor de cálculo da tensão de compressão num elemento
$\sigma_{W,Ed}$	Valor de cálculo das tensões normais longitudinais devidas ao bimomento $B_{Ed}$
$\sigma_{x,Ed}$	Valor de cálculo da tensão longitudinal local actuante
$\sigma_{z,Ed}$	Valor de cálculo da tensão transversal local actuante
$\tau_{Ed}$	Valor de cálculo da tensão tangencial local actuante
$\tau_{t,Ed}$	Valor de cálculo das tensões tangenciais devidas à torção de St. Venant actuante
$\tau_{W,Ed}$	Valor de cálculo das tensões tangenciais actuantes associadas à torção não uniforme
$\psi$	Relação entre momentos que actuam nas extremidades de um segmento de um elemento
$\psi$	Relação entre tensões ou entre extensões

#### LETRAS MAIÚSCULAS GREGAS

$\Delta$	Deslocamento global de uma estrutura
$\Delta M$	Acréscimo de momento flector
$\Delta M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento adicional actuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectiva ( $A_{eff}$ ) e bruta
$\Delta M_{y,Ed}$	Momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico y-y
$\Delta M_{z,Ed}$	Momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico z-z
$\psi$	Razão entre a tensão de tracção e a tensão máxima de compressão numa parte de uma secção; razão entre os momentos flectores nas secções de extremidade de um elemento.



## **I. INTRODUÇÃO**

### **I.1. ENQUADRAMENTO**

Em Portugal, o uso de elementos estruturais de aço na construção tem vindo progressivamente a crescer de forma significativa, traduzindo-se numa maior competitividade deste tipo de solução estrutural face a outros tipos de soluções estruturais. As estruturas em aço tem a sua principal utilização em alguns setores da indústria da construção como edifícios industriais, pontes, parques de estacionamento, escritórios. O sistema construtivo de estruturas em aço apresenta vantagens significativas em relação às estruturas que usam materiais a moldar in situ, como o betão, de entre as vantagens destacam-se: uma maior liberdade na conceção do projecto de arquitectura, a esbelteza dos elementos estruturais permite o ocupar de menor espaço interior dos edifícios, flexibilidade através da adaptação a vários tipos de obra de ampliações, reabilitação de edifícios, restauro, mudança de utilização do edifício, compatibilidade com outros materiais, redução significativa dos prazos de execução, os elementos estruturais podem ser preparados em locais controlados com meios automatizados, o seu uso assenta essencialmente na pré fabricação reduzindo o tempo de aplicação em obra o que leva a uma ocupação de estaleiro menor e por prazo inferior, com o seu uso os elementos estruturais são mais esbeltos reduzindo significativamente o peso o que leva a um alívio das cargas nas fundações, maior precisão construtiva; podendo nas estruturas metálicas ter precisões de milímetros.

Nas estruturas de pavilhões industriais, as quais são abordadas no capítulo III deste trabalho, estas usualmente são formadas por pórticos planos os quais e através de contraventamentos longitudinais são estabilizados, as grandes vantagens destas estruturas são a possibilidade de conseguir vencer grandes vãos, porporcinando uma vista agradável pela grande esbelteza das estruturas, a rapidez da construção é outra das vantagens, os materiais são totalmente preparados em espaços otimizados para o efeito, sendo que na obra a mão-de-obra estende-se unicamente pelo ligar dos vários elementos através de ligações previamente preparadas, eliminando deste modo os resíduos em obra.

## **I.2. OBJECTIVO**

Neste trabalho pretende-se numa primeira fase, abordar o dimensionamento de estruturas metálicas de acordo com a Norma Europeia EN 1993 à qual corresponde o EC3 (Eurocódigo 3), fazer uma síntese do EC3, introduzindo conceitos necessários ao dimensionamento das estruturas em aço. Numa segunda fase pretende-se fazer um estudo comparativo do dimensionamento de pavilhões industriais, com recurso a programa de cálculo automático, entre duas soluções estruturais e com diversos perfis comerciais, perfis normalizados, por fim fazer a validação dos resultados com o dimensionamento manual das soluções mais económicas traduzidas pelo seu valor em peso.

## **I.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Este trabalho encontra-se organizado em 4 capítulos, cujos conteúdos se apresentam em seguida:

- No capítulo I, apresenta-se uma breve Introdução ao tema, e descreve-se de forma sucinta o trabalho a desenvolver.
- No capítulo II, começa-se por descrever a filosofia do EC3, em termos de projecto de estruturas de aço, as regras gerais a adoptar nos projectos de edifícios bem como em outras obras de engenharia civil em que o material constituinte é o aço, são definidos os critérios de concepção, de modulação, as regras gerais e regras para edifícios, na utilização de materiais e na verificação de segurança.
- No capítulo III, o qual diz respeito à aplicação do EC3 no dimensionamento de pavilhões industriais, aplicação a um caso prático, com pavilhões constituídos por, pilares em perfil de alma cheia, vigas numa primeira solução com perfil de alma cheia alterando numa segunda solução para vigas em treliça, no estudo mantem-se a profundidade e a altura alterando o vão, os vãos estudados são 10.00m, 20.00m, 30.00m, 40.00m, 50.00m, 60.00m, todos os vãos são dimensionados com duas soluções estruturais, dimensionados com vários perfis e ainda com secção transversal variada. O dimensionamento é efectuado com recurso ao programa de cálculo automático CYPE (Metal 3D), e posterior validação de resultados através do dimensionamento manual para o vão de 30.00m nas soluções mais económicas. Com os resultados obtidos apresenta-se

os valores do consumo em aço para as duas soluções estruturais, referenciando-se a solução mais económica para cada vão com o seu valor traduzido em peso. Apresentam-se algumas considerações finais sobre os resultados no seu global, referindo algumas vantagens e desvantagens de viga em treliça em relação ao pórtico de viga em alma cheia.

- No capítulo IV, apresentam-se as conclusões gerais desta dissertação.

## II. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS SEGUNDO O EC3

### II.1. CONVENÇÃO PARA OS EIXOS DOS ELEMENTOS

A convenção para os eixos e definição geométrica dos elementos em aço é a seguinte:

- x-x – eixo longitudinal do elemento
- y-y – eixo da secção transversal paralelo aos banzos
- z-z – eixo da secção transversal perpendicular aos banzos

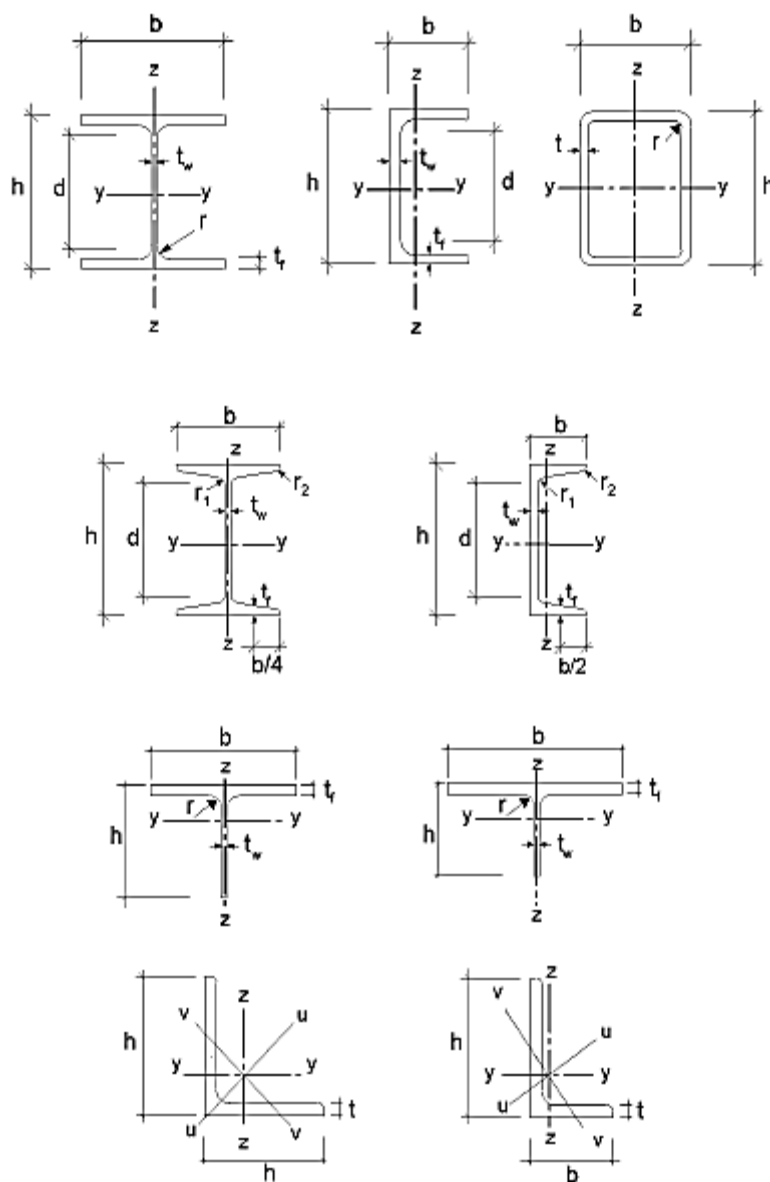


Figura II.1 – Convenção, dimensão e eixos das secções, [10]

### ESCOLHA DO EIXO DOS ELEMENTOS

Na escolha de peças lineares normalmente e pela oferta de mercado, é habitual escolher secções em que o eixo do elemento seja coincidente com o centro de gravidade da secção transversal, nestas situações os esforços internos (momentos flectores, momento torçor entre outros) que são resultado da análise estrutural estão referidos ao centro de gravidade da secção. Mas nem sempre e por motivos construtivos são escolhidas secções simétricas, sendo escolhidas secções assimétricas ou monossimétricas, nas quais o centro de gravidade não coincide com o centro de torção, ainda aqui incluem-se os elementos de secção variável ao longo do mesmo.

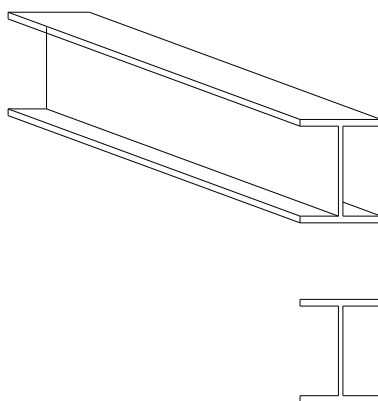


Figura II.2 – Perfil em secção transversal simétrica

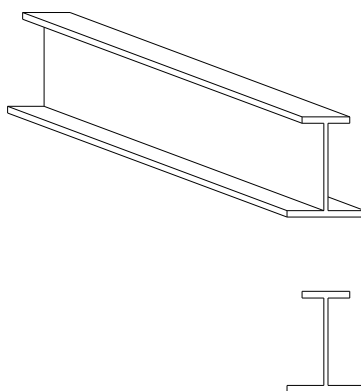


Figura II.3 – Perfil em secção transversal monossimétrica

## II.2. BASES DE PROJECTO

### II.2.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

O Estado Limite Último corresponde a um estado que está directamente associado ao colapso da estrutura, este põe em perigo a segurança de bens e a segurança de pessoas, por norma são considerados estados limites de resistência de estabilidade, e de perda de equilíbrio.

Estados Limites Últimos, a verificação de segurança de uma estrutura metálica depende de:

- i. Resistência das secções transversais de qualquer classe;
- ii. Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;
- iii. Resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação;
- iv. Resistência das ligações.

Coefficientes de segurança a utilizar, os valores numéricos recomendados para edifícios são os seguintes:

- i.  $\gamma_{M0} = 1.00$ ;
- ii.  $\gamma_{M1} = 1.00$ ;
- iii.  $\gamma_{M2} = 1.25$ .

### II.2.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

O estado limite de utilização corresponde a um estado para além do qual as condições específicas de utilização deixam de ser verificadas; no caso das estruturas metálicas são considerados normalmente estados limites de deformação e de vibração.

Os estados limites de utilização, que se devem verificar no caso de estruturas de aço são os seguintes:

- i. Deformações ou deslocamentos que afectem o aspecto ou a conveniente utilização da estrutura;
- ii. Vibrações ou oscilações que provoquem desconforto aos utilizadores
- iii. Deformações, deslocamentos, vibrações ou oscilações que causem estragos nos acabamentos ou em elementos estruturais.

**ESTADOS LIMITE DE DEFORMAÇÃO, LIMITES**

Quadro II.1 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais[10]

Condições	Limites (Figura II.4)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\max}$ possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-

Nota:

- No caso geral, L representa o vão da viga.
- No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

Limites anteriores

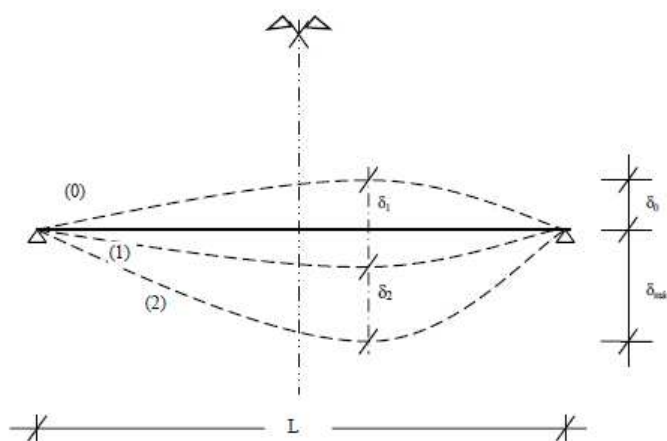


Figura II.4 – Perfil em secção transversal monossimétrica, [10]

- $\delta_0$  Contra flecha, posição inicial da viga sem carregamento
- $\delta_1$  Flecha da viga, deformação da viga devida as cargas permanente, logo após o carregamento
- $\delta_2$  Flecha da viga devido as acções variáveis
- $\delta_{\max}$  Flecha máxima em relação ao eixo recto entre apoios,  $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

$\delta_{tot}$  Flecha resultante do somatório de flecha máxima e contra flecha,

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0$$

No caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo das colunas para as combinações características são os seguintes:

- i. Pórticos sem aparelhos de elevação..... h/150
- ii. Outros edifícios de um só piso..... h/300
- iii. Em edifícios de vários pisos (em cada piso)..... h/300

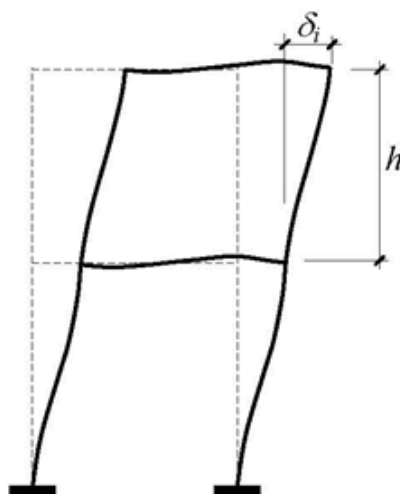


Figura II.5 – Deslocamentos horizontais em pórticos, [19]

Os limites para os deslocamentos definidos verticais e horizontais, deverão ser especificados para cada projecto e acordados com o dono de obra.

### II.3. DURABILIDADE PARA OS EDIFÍCIOS

Para que seja assegurada a durabilidade dos edifícios, os seus componentes devem ser projectados para as acções resultantes do meio ambiente em que se inserem e da fadiga, devem ainda ser os materiais protegidos, da corrosão ou da fadiga, sendo previsto o seu desgaste mecânico, as partes susceptíveis de serem afectadas por estes fenómenos, devem ser de acesso fácil, para permitir a sua manutenção e substituição.

## II.4. MATERIAIS

### II.4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os valores nominais da tensão de cedência,  $f_y$  e da tensão última,  $f_u$  para o aço estrutural devem ser obtidos através dos seguintes procedimentos:

- i. Adoptando os valores,  $f_y = R_{eH}$  e  $f_u = R_m$  obtidos directamente da norma do produto;
- ii. Utilizando o escalonamento simplificado do
- iii. Quadro II.2.

### II.4.2. DUCTILIDADE

A ductilidade representa o nível de deformação plástica antes da ruptura de um dado metal. Quando um material apresenta uma deformação plástica muito pequena, diz-se que a sua ruptura é do tipo frágil ao contrário quando um material apresenta uma elevada deformação designa-se dúctil. A ductilidade pode ser medida por o alongamento, ou seja a redução na área da secção transversal do elemento, a ductilidade normalmente é expressa pelo alongamento.

Os aços devem possuir uma ductilidade mínima (quando são utilizados métodos de análise e dimensionamento plástico), sendo expressa em termos limites para os valores das seguintes grandezas:

- i. A relação  $f_u / f_y$  entre os valores mínimos especificados da tensão última à tracção  $f_u$  e da tensão de cedência Os valores nominais da tensão de cedência  $f_y$ ; ( $f_u / f_y \geq 1.10$ );
- ii. A extensão após rotura, com comprimento inicial  $5.65\sqrt{A_0}$ , ( $A_0$  é a área da secção transversal), não inferior a 15%;
- iii. A extensão última  $\varepsilon_u$ , corresponde à tensão última  $f_u$ ,  $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$ , em que  $\varepsilon_y$  é a extensão de cedência.

Os aços que estejam de acordo com as classes expressa nos quadros seguintes consideram-se que satisfazem estas condições.

Quadro II.2 – Valores nominais da tensão de cedência,  $f_y$  e da tensão última à tracção,  $f_u$  para o aço estruturais laminados a quente

Norma e classe de aço	Espessura nominal $t$ do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	490	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

(continua)

Quadro II.3 – Valores nominais da tensão de cedência,  $f_y$  e da tensão última à tracção,  $f_u$  para secções tubulares

Norma e classe de aço	Espessura nominal $t$ do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

## II.4.3. VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

As propriedades a adoptar são as seguintes:

i. Módulo de elasticidade

$$E = 210 \text{ N} / \text{mm}^2$$

ii. Módulo de distorção

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81 \text{ N} / \text{mm}^2$$

iii. Coeficiente de Poisson em regime elástico

$$\nu = 0.3$$

iv. Coeficiente de dilatação térmica

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}$$

v. Massa volúmica

$$\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

## II.5. ANÁLISE ESTRUTURAL

### II.5.1. ANÁLISE GLOBAL DE ESTRUTURAS METÁLICAS. TIPOS DE ANÁLISE.

No dimensionamento e verificação de segurança de uma estrutura, a obtenção de um conjunto de resultados (esforços e deslocamentos) indispensáveis ao seu dimensionamento, só é possível através da realização de uma análise. Torna-se então necessário ter uma noção completa do conjunto de análises disponíveis e conhecer, de uma forma rigorosa, os conceitos subjacentes a cada tipo de análise e o grau de aproximação dos resultados obtidos face aos resultados exactos.

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura metálica dependem de:

- i. Características de deformabilidade e rigidez;
- ii. Estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos;
- iii. Comportamento das secções transversais;
- iv. Comportamento das ligações;
- v. Deformabilidade dos apoios.

Em estruturas isostáticas a determinação dos esforços é efectuada através de uma análise global elástica.

Em estruturas hiperestáticas a determinação dos esforços pode ser efectuada através de uma análise global elástica ou análise global plástica.

Uma visão geral dos tipos de análise utilizados no cálculo de pórticos planos é necessária para uma melhor compreensão do seu comportamento global. A Figura II.6 mostra, esquematicamente, as curvas carga/deslocamento lateral de um pórtico a carregamentos estáticos, para cada tipo de análise a ser considerado. As distinções básicas entre os tipos de análise representados por cada curva são: se o equilíbrio é estudado considerando a estrutura na sua posição indeformada ou deformada e se a plastificação das barras é considerada.

Pelo motivo de se considerar a geometria indeformada ou deformada no cálculo das estruturas permite classificar teoricamente as análises, em análise de 1ª ordem ou análise de 2ª ordem.

A característica principal de uma análise de 1ª ordem é que o equilíbrio da estrutura é formulado considerando-a na sua posição indeformada, ou seja, segundo a sua geometria original. Está implícito nesta definição que os deslocamentos existentes são pequenos e não afectam o equilíbrio da estrutura, conseqüentemente, toma-se a hipótese de pequenos deslocamentos.

Na análise de 2ª ordem a característica principal é que o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deformada. Neste caso está implícito que os deslocamentos existentes afectam o equilíbrio da estrutura; entretanto esta análise pode ser feita tanto em regime de pequenos deslocamentos como de grandes deslocamentos. É importante enfatizar que o estudo da estabilidade de qualquer estrutura só pode ser feito em análise de 2ª ordem.

Essa classificação teórica das análises permite fazer a distinção entre os conceitos de linearidade e não-linearidade geométrica. A linearidade geométrica refere-se à proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos, angulares ou lineares, provocados na estrutura. Logo, uma análise é geometricamente linear quando é feita em análise de 1ª ordem e geometricamente não-linear quando feita em análise de 2ª ordem.

O motivo de se considerar ou não a plastificação das barras na análise permite fazer a distinção entre os conceitos de linearidade e não-linearidade física. A linearidade física refere-se à proporcionalidade entre as tensões e as deformações, existentes nos materiais que obedecem a lei de Hooke. Quando o material não obedece a esta lei, ou seja, quando não existe essa proporcionalidade entre as tensões e deformações, ocorre a não linearidade física.

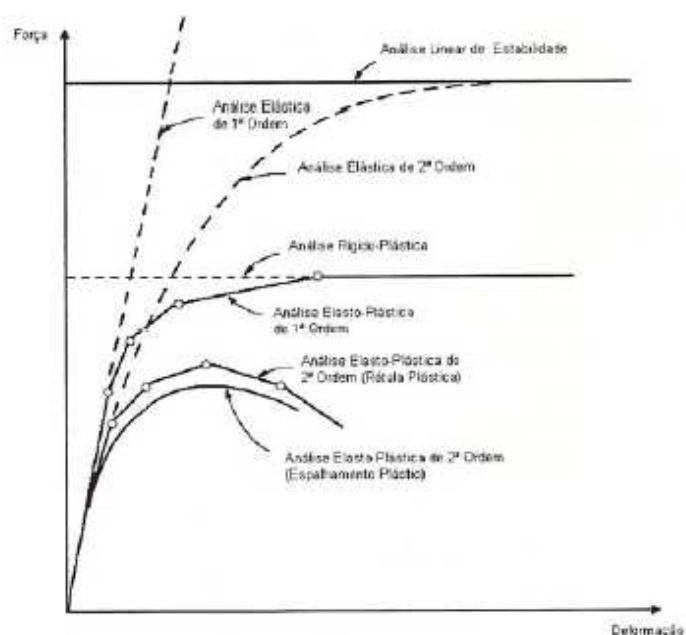


Figura II.6 – Tipo de análise, [9]

### II.5.2. ANÁLISE ELÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM

Neste tipo de análise o equilíbrio da estrutura é formulado considerando-a na sua posição indeformada, ou seja, segundo sua geometria original (linearidade geométrica) e o material é modelado como elástico linear (linearidade física). Dessa forma, esta análise considera a hipótese de pequenos deslocamentos e, sendo o material elástico linear, toma-se o princípio da superposição dos efeitos. Embora a análise elástica de primeira ordem, ou simplesmente análise elástica linear, seja a mais usada nas rotinas de cálculo, ela não fornece resultados sobre a estabilidade dos pórticos.

### II.5.3. ANÁLISE ELÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM

Nesta análise o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deformada (não-linearidade geométrica) e o material ainda é elástico linear (linearidade física). A resposta da curva carga/deslocamento tende assintoticamente para a carga crítica elástica ( $P_{cr}$ ) da estrutura. Esta análise já considera os efeitos da estabilidade elástica, mas não fornece nenhuma informação directa da resistência plástica real do pórtico. Trata-se de uma análise não linear geométrica.

#### II.5.4. ANÁLISE PLÁSTICA DE PRIMEIRA ORDEM

Na análise plástica de primeira ordem o equilíbrio é verificado considerando a geometria indeformada da estrutura (linearidade geométrica) e considera-se a não-linearidade física do material. Este tipo de análise inclui os efeitos de plastificação das barras, que podem ser representados desde os modelos simples de rótulas plásticas até modelos mais detalhados que consideram a propagação da plastificação no interior das mesmas. Quando o material é elastoplástico perfeito, a resposta da curva carga/deslocamento de uma análise plástica de primeira ordem aproxima assintoticamente da carga limite plástica (PP), calculada por análise de mecanismo plástico. Trata-se de uma análise não-linear física.

#### II.5.5. ANÁLISE PLÁSTICA DE SEGUNDA ORDEM

Nesta análise o equilíbrio é formulado considerando a estrutura na sua posição deformada (não-linearidade geométrica) e considera-se a não-linearidade física do material. A carga limite obtida pela análise plástica de segunda ordem é a que mais se aproxima da resistência real, sendo esta a análise que melhor representa o verdadeiro comportamento de um pórtico. Trata-se de uma análise não-linear física e geométrica.

O EC3-1-1 considera que pode ser dispensada a análise de 2.<sup>a</sup> ordem no caso de serem verificadas as seguintes condições:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{Em análise elástica}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{Em análise plástica}$$

$\alpha_{cr}$  Factor de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo, para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura.

$F_{Ed}$  Valor de cálculo do carregamento da estrutura

$F_{cr}$  Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez inicial.

Análise de 2.<sup>a</sup> ordem, em pórticos planos o parâmetro  $\alpha_{cr}$ , pode ser calculado através da seguinte expressão:

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

$\delta_{H,Ed}$  Deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um dado andar, devido às forças horizontais de cálculo, acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições.

$h$  Altura do andar

$H_{Ed}$  Reacção horizontal total no topo do andar

$V_{Ed}$  Reacção vertical total na base do andar

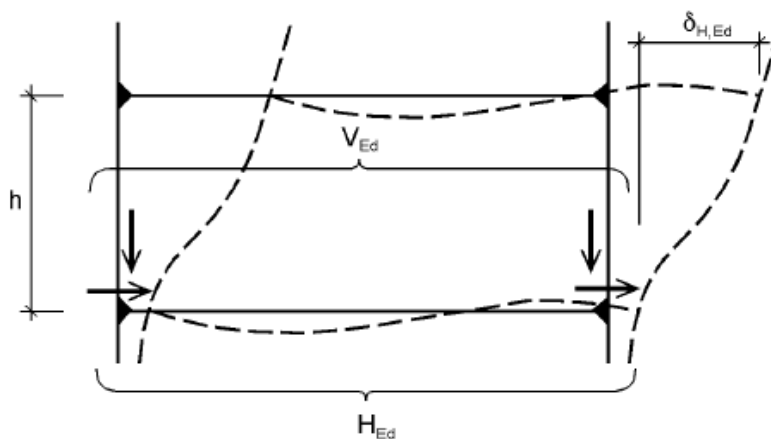


Figura II.7 – Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada, [10]

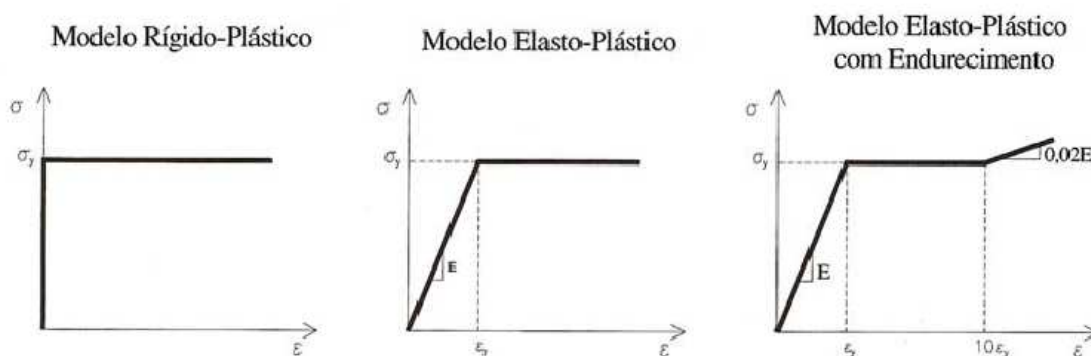


Figura II.8 – Modelos do comportamento físico do aço, [9]

## II.6. ESTABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS

A verificação da estabilidade dos pórticos ou de uma das suas partes, deve ser efectuada considerando as imperfeições e os efeitos de segunda ordem, de acordo com o tipo de análise global elástica ou plástica, os efeitos de segunda ordem e as imperfeições poderão ser considerados através de um dos seguintes processos:

- i. Análise global de esforços, incluindo directamente todas as imperfeições (geométricas e do material) e todos os efeitos de segunda ordem (P- $\Delta$  e P- $\delta$ )  
Neste caso e como os efeitos de segunda ordem e as imperfeições dos elementos já são incluídas na análise global de esforços, no dimensionamento desses elementos não é necessário ter em conta o risco de encurvadura.
- ii. Análise global de esforços considerando as imperfeições globais da estrutura e os efeitos de segunda ordem globais (P- $\Delta$ ), sendo as imperfeições dos elementos e os efeitos de segunda ordem locais (P- $\delta$ ) incluídas nas expressões de dimensionamento à encurvadura. Os elementos devem ser dimensionados á encurvadura com comprimento de encurvadura iguais aos comprimentos reais.
- iii. Em alguns casos, através da verificação da estabilidade individual dos elementos, considerando comprimentos de encurvadura correspondentes ao modo de instabilidade global da estrutura, os esforços na estrutura devem ser obtido através de uma análise de primeira ordem sem considerar as imperfeições, no dimensionamento dos elementos, os comprimentos de encurvadura devem ser considerados com o modo de instabilidade global da estrutura.

Em pórticos de um piso, dimensionados através de uma análise elástica global, os efeitos de segunda ordem associados aos deslocamentos laterais devido à presença das cargas verticais, podem ser dimensionados através da amplificação das cargas horizontais Hed, das cargas equivalentes às imperfeições, e de todos os outros efeitos de primeira ordem associados a deslocamentos laterais, a amplificação consiste em

multiplicar por um factor dado por: 
$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$$

Desde que se tenha  $\alpha_{cr} \geq 3$

em que,

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

Para valores  $\alpha_{cr} < 3$  efectua-se uma análise de segunda ordem mais rigorosa.

Este método é válido para pórticos com vários pisos, os efeitos de segunda ordem associados a deslocamentos laterais podem ser dimensionados através deste método desde que todos os pisos tenham distribuição semelhante de cargas verticais, cargas horizontais e rigidez em relação às acções horizontais.

## II.7. CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES

O EC3 permite distinguir três tipos de imperfeições:

- i. Imperfeições de natureza global da estrutura (e.g., falta de verticalidade da estrutura);
- ii. Imperfeições de natureza local da estrutura, i.e., imperfeições das barras (e.g., falta de linearidade do eixo da barra);
- iii. Imperfeições dos sistemas de contraventamento.

No entanto, deve referir-se que muito embora as imperfeições estipuladas no EC3 (Parte 1) sejam todas de natureza geométrica, os seus valores são calibrados de modo a traduzirem a influência da totalidade das imperfeições reais, as quais podem ser:

- i. Geométricas (folgas, falta de verticalidade, excentricidade de aplicação de cargas);
- ii. Materiais (tensões residuais, heterogeneidade).

As imperfeições de natureza global traduzem-se, na análise global da estrutura, por considerar uma inclinação inicial  $\phi$  de todas as colunas da estrutura (elementos verticais) no sentido mais desfavorável, isto é, no sentido dos deslocamentos horizontais provocados pelas forças horizontais, as imperfeições globais devem ser consideradas através de uma imperfeição geométrica equivalente, traduzida pela falta de verticalidade global da estrutura. O valor desta inclinação inicial é dado por:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

em que,

$\phi_0$  Valor de base:  $\phi_0 = 1/200$

$\alpha_h$  Coeficiente de redução, calculado em função de h através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$$

h Altura da estrutura, em m,

$\alpha_m$  Coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m, número de colunas (pilares) num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial  $N_{Ed}$  superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

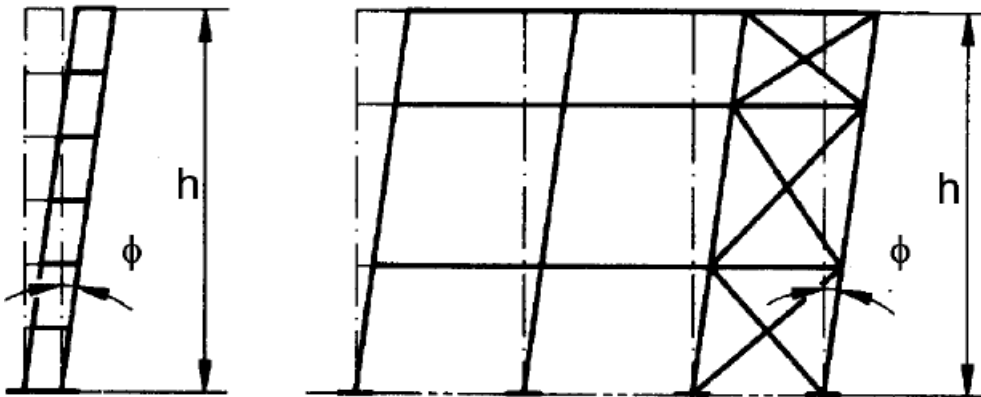


Figura II.9 – Imperfeições globais equivalentes, inclinação inicial de colunas, [10]

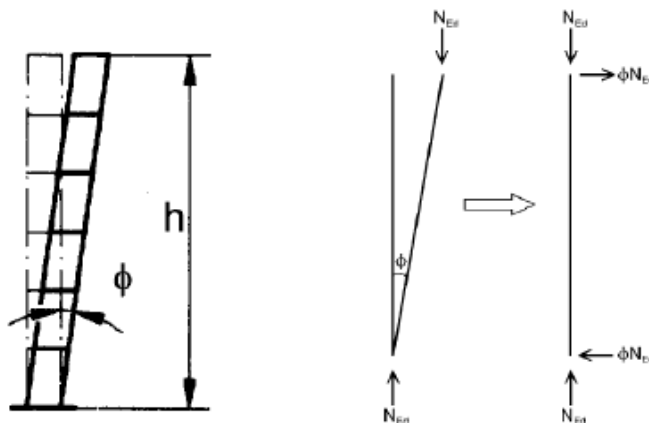


Figura II.10 – Imperfeição global  $\phi$  da estrutura e forças laterais equivalentes, [9]

Para evitar a necessidade de analisar uma estrutura imperfeita com um desvio em relação à geometria perfeita [9], o EC3 permite que se substitua a inclinação inicial por um sistema de forças horizontais equivalentes, ou seja um sistema de forças autoequilibrado. Assim, o EC3 permite que se substitua a inclinação inicial da estrutura por um binário de forças laterais horizontais equivalentes de valor  $F_i = \phi.N_i$  ao nível de cada um dos dois nós de uma barra  $i$ , em que  $N_i$  é o valor do esforço axial nessa barra da estrutura perfeita (fig. 11). Claro está que este procedimento se torna impraticável quando uma estrutura tem um número de barras elevadíssimo. No entanto, e de forma aproximada, desprezando o efeito do peso próprio da estrutura, poderiam adicionar-se forças horizontais  $F_i = \phi.V_i$  às componentes horizontais  $H_i$ . Ao tomar este valor para toda a estrutura, está-se a tomar uma imperfeição média. No entanto [9], no caso de estruturas em que se verifique a condição  $H_{Ed} \geq 0.15V_{Ed}$  o EC3 (Parte 1.1) permite que não se considerem as imperfeições globais da estrutura. De facto, neste caso as forças horizontais  $H_{Ed}$  são bastante elevadas, superiores a 15% das forças verticais  $V_{Ed}$ , por isso, as forças horizontais equivalentes às imperfeições globais tornam-se desprezáveis face a  $H_{Ed}$  e podem não ser consideradas, embora existam, o seu valor relativo é baixo.

O EC3 preconiza a consideração de imperfeições locais das barras de forma sinusoidal com amplitude  $e_0$  [9], cujo valor é retirado da Tabela 5.1 do EC3 e varia com a curva de dimensionamento e com o tipo de análise (elástica ou plástica). Também neste caso, as imperfeições das barras podem ser substituídas por um sistema de forças transversais equivalentes (carga uniformemente distribuída), as quais introduzem na barra os efeitos de 2ª ordem associados à instabilidade por flexão. No entanto [9], as imperfeições locais só têm de ser consideradas na análise global da estrutura se for efectuada uma análise de 2ª ordem que dispense a verificação de segurança das barras aos fenómenos de instabilidade. De facto, as expressões de verificação de segurança de barras foram calibradas com base em resultados experimentais e/ou numéricos onde as imperfeições locais foram consideradas.

Quadro II.4 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais  $e_0/L$  para elementos

Curva de Encurvadura	Análise elástica $e_0/L$	Análise plástica $e_0/L$
Ao	1/350	1/300
A	1/300	1/250
B	1/250	1/200
C	1/200	1/150
D	1/150	1/100

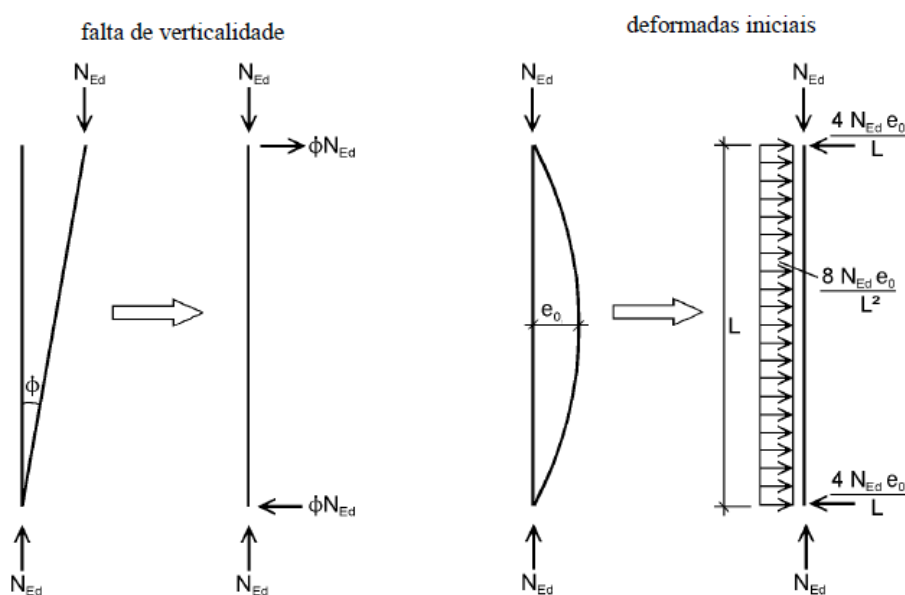


Figura II.11 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes, [10]

## II.8. ESCOLHA DO TIPO DE ANÁLISE

Os esforços podem ser determinados através de um dos seguintes métodos:

- i. Análise global elástica (pode ser utilizada em todos os casos);
- ii. Análise global plástica (só pode ser utilizada quando a estrutura possui uma capacidade de rotação suficiente nos locais onde se formam rótulas plásticas, tanto nos elementos como nas ligações). São três em geral os requisitos para a análise plástica de estruturas: verificação do equilíbrio, satisfação de um critério de cedência e verificação de colapso plástico da estrutura.

Os métodos de análise plástica podem ser de limite inferior ou limite superior:

- i. Limite inferior, conduz a uma estimativa de carga de colapso da estrutura por defeito ou seja segura.

- ii. Limite superior, conduz a uma estimativa de carga de colapso da estrutura por excesso ou seja insegura.

No caso de uma análise elástica de vigas contínuas, é permitida a redistribuição de momentos até um máximo de 15%, desde que:

- i. Os esforços internos no pórtico permaneçam em equilíbrio com as cargas aplicadas
- ii. Todos os elementos onde ocorre a redistribuição, em que se considere uma redução de momentos, tenham secções transversais de classe 1 ou 2
- iii. Seja impedida a encurvadura lateral dos elementos (elementos restringidos lateralmente)
- iv. Os esforços são obtidos através de uma análise global elástica, mas o dimensionamento dos elementos e consoante estes, pode ser efectuado com base na capacidade plástica das secções.

## II.9. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

A classificação das secções transversais de elementos estruturais está relacionada com as exigências que o cálculo plástico impõe às secções (analisar de que forma a resistência e a capacidade de rotação das secções são limitadas por fenómenos de encurvadura local). Para uma análise plástica global, é necessário que as barras permitam a formação de rótulas plásticas, com capacidade de se deformarem o necessário para que haja a redistribuição de esforços exigida por este tipo de cálculo. Para uma análise elástica, esta exigência já não se impõe e qualquer tipo de secção pode ser considerada, desde que possua uma capacidade resistente suficiente tendo em conta as possíveis instabilidades.

No EC3-1-1 são definidas quatro classes de secções transversais, classificam-se em:

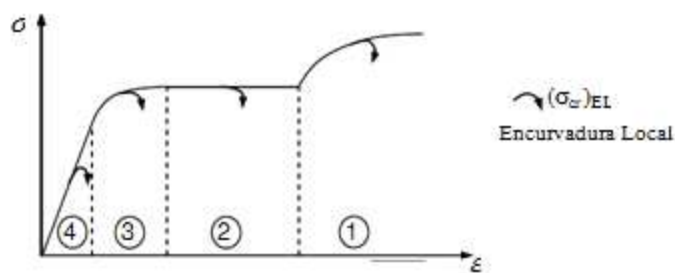


Figura II.12 – Ilustração do comportamento das secções à flexão

- i. Classe 1, são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da mesma.

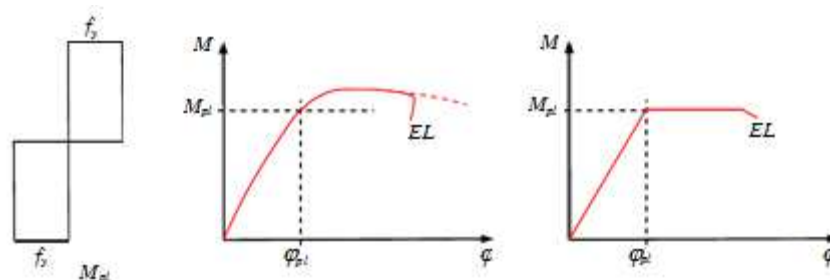


Figura II.13 – Comportamento de seções da classe 1 à flexão

- ii. Classe 2, são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas a capacidade de rotação está limitada pela encurvadura local.

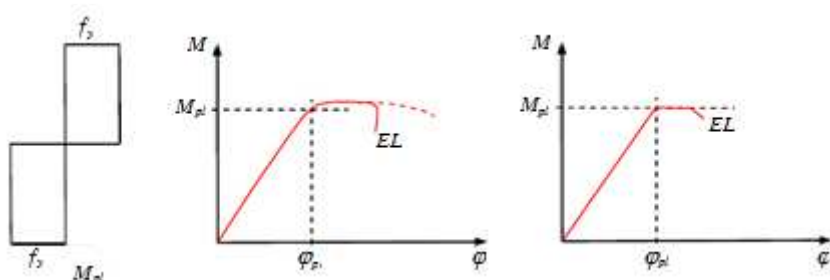


Figura II.14 – Comportamento de seções da classe 2 à flexão

- iii. Classe 3, são aquelas que a fibra extrema mais comprimida do elemento de aço, calculada com uma distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que seja atingido o momento resistente plástico.

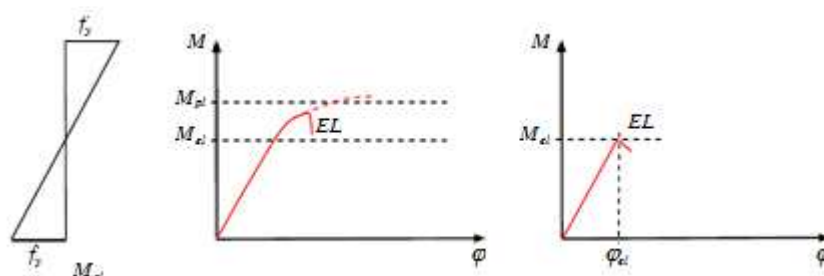


Figura II.15 – Comportamento de seções da classe 3 à flexão

iv. Classe 4, são aquelas em que ocorrem fenómenos de encurvadura local antes de atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

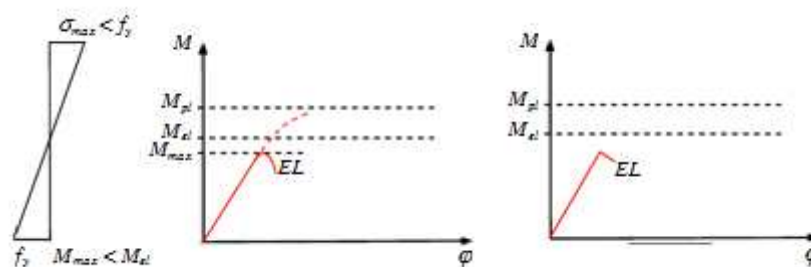


Figura II.16 – Comportamento de secções da classe 4 à flexão

Nas secções transversais da classe 4 são normalmente adoptadas larguras efectivas, para ter em consideração as reduções da resistência por a ocorrência de encurvadura local.

A classificação de uma secção transversal faz-se classificando os seus elementos (paredes) comprimidos, através das Tabelas 5.2 do EC3-1-1 e a partir dos diagramas de tensões actuantes (ou que poderiam actuar, no pior dos casos).

A classificação faz-se com base:

- i. Na sua geometria, esta depende da largura e da espessura dos seus componentes comprimidos (alma e banzos);
- ii. Nos esforços actuantes, esforço axial e momento flector;
- iii. Na classe do aço (tensão de cedência).

As secções transversais são classificadas de acordo com a classe mais elevada ou seja a mais desfavorável, dos seus componentes comprimidos que a constituem.

A classe de uma secção depende ainda, em ultima instância, dos esforços que sobre ela atuam no estado limite último.

A classe de uma barra é a maior das classes das suas secções.

Um grande número de perfis laminados correntes (e de aço “normal”) é de classe 1 e 2 para qualquer solicitação. Já os perfis soldados e as chapas utilizadas na construção civil são frequentemente de classe 3 ou 4.

Quadro II.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continua)

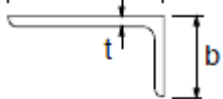
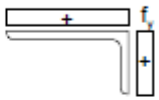
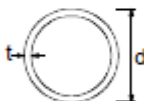
Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão		Componente solicitado à flexão e à compressão		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0.5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0.5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0.5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0.5$ : $c/t \leq \frac{41.5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0.67 + 0.33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

\*  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$ , ou quando a extensão de tração  $e_s > f_y/E$ .

Quadro II.6 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continuação)

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Quadro II.7 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (continuação)

Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		Cantoneiras 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Secções tubulares 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

## II.10. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

### II.10.1. CRITÉRIOS GERAIS

O valor de cálculo do efeito de uma acção em cada secção transversal não deve ser superior ao valor de cálculo da resistência correspondente, no caso de vários efeitos de acções actuarem simultaneamente, o seu efeito combinado não deve exceder a resistência correspondente a essa combinação.

Os efeitos de *shear lag* e os efeitos da encurvadura local deverão ser tidos em conta através de uma largura efectiva, nomeadamente encurvadura por esforço transversal. O valor de cálculo da resistência depende da classificação da secção transversal [18].

Todas as secções transversais podem ser objecto de uma verificação elástica, em relação à sua resistência elástica para todas as classes, no caso de secções de classe 4 utilizam-se propriedades de secção transversal efectiva [10].

A expressão seguinte serve para verificação de elementos sujeitos a momento flector e esforço transversal ou outra combinação de esforços, ainda para qualquer classe de secções (classe 4 com base na secção reduzida) pode ser utilizada uma verificação elástica de tensões baseada num critério de cedência.

$$\left(\frac{\sigma_{X,Ed}}{f_Y / \gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{Z,Ed}}{f_Y / \gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{X,Ed}}{f_Y / \gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{Z,Ed}}{f_Y / \gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_Y / \gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1$$

em que,

$\sigma_{x,Ed}$  Valor de cálculo da tensão longitudinal actuante no ponto considerado

$\sigma_{z,Ed}$  Valor de cálculo da tensão transversal actuante no ponto considerado

$\tau_{Ed}$  Valor de cálculo da tensão tangencial actuante no ponto considerado

A resistência plástica das secções transversais deverá ser verificada através da distribuição de tensões em equilíbrio com os esforços internos, em que não seja excedida a tensão de cedência. Distribuição de tensões compatível com as deformações plásticas associadas.

Conservativamente através da seguinte expressão que relaciona Esforço/resistência podemos fazer a verificação da secção transversal.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Y,Ed}}{M_{Y,Rd}} + \frac{M_{Z,Ed}}{M_{Z,Rd}} \leq 1$$

$N_{,Rd}$ ,  $M_{Y,Rd}$ ,  $M_{Z,Rd}$  São valores de cálculo dos esforços resistentes, os quais dependem da classe da secção transversal e incluem qualquer redução associada aos efeitos do esforço transversal.

## II.10.2. PROPRIEDADES DAS SECÇÕES

### II.10.2.1 SECÇÃO TRANSVERSAL BRUTA

As propriedades de uma secção transversal bruta devem ser determinadas com base nas suas dimensões nominais. Não é necessário deduzir os furos das ligações, mas outras aberturas maiores devem ser tomadas em consideração. Os elementos de cobrejunta não devem ser tidos em consideração.

### II.10.2.2 ÁREA ÚTIL

Área útil:

- i. A área útil de uma secção transversal deve ser considerada igual à área bruta deduzida de todas as parcelas relativas a furos e de outro qualquer tipo de abertura.
- ii. No cálculo das propriedades da secção útil, a dedução de um furo de ligação deve corresponder à área bruta de secção transversal do furo no plano do seu eixo. No caso de furos escareados, deverá tomar-se em consideração a profundidade do escareamento.
- iii. Desde que os furos não estejam dispostos em quincôncio, a área total de furos a deduzir deverá ser o valor máximo da soma das áreas das secções dos furos em qualquer secção transversal perpendicular ao eixo do elemento.
- iv. Quando os furos estão dispostos em quincôncio a área útil é o maior dos valores:

$$A - t \times \sum d_0$$

Ou

$$t - \left( n \cdot d_0 - \sum \frac{S^2}{4p} \right)$$

em que,

$S$  Passo em quincôncio, entre eixos de dois furos consecutivos de alinhamentos adjacentes, medido na direcção do eixo do elemento.

$p$  Distância entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direcção normal ao eixo do elemento

$t$  Espessura

$n$  Número de furos ao longo de qualquer linha que atravesse totalmente a largura de um elemento, ou parte dele em diagonal ou ziguezague Figura II.17

$d_0$  Diâmetro do furo

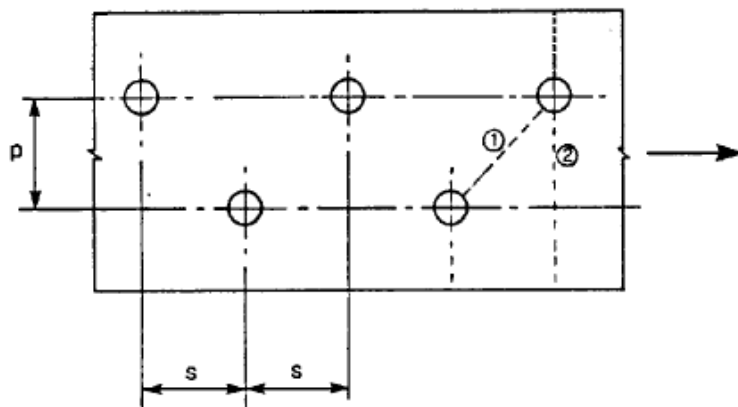


Figura II.17 – Área útil de uma secção, furos em quincôncio e linhas críticas de rotura 1 e 2, [10]

Numa situação de cantoneira ou noutro elemento com furos em mais do que um plano, a distância  $p$  deve ser medida ao longo do plano médio da espessura do material.

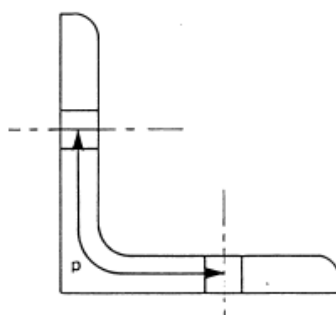
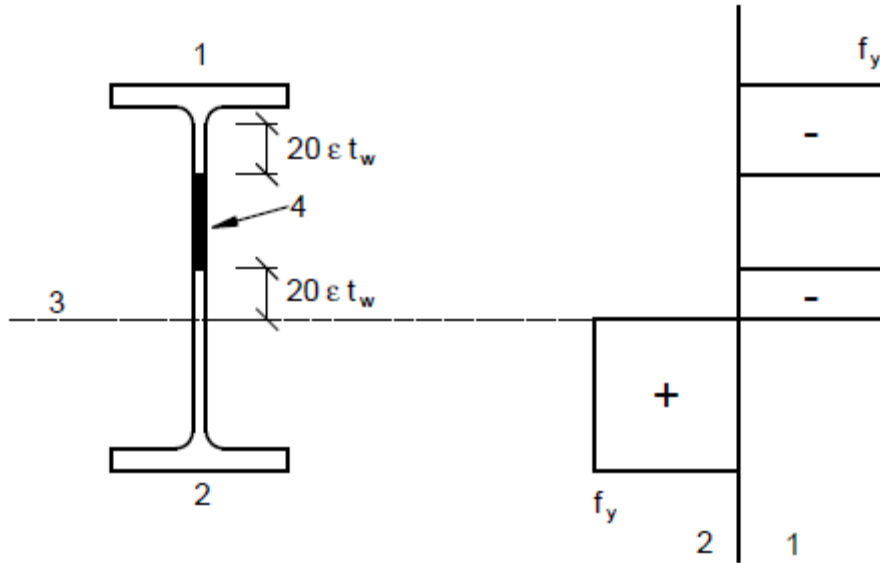


Figura II.18 – Cantoneira com furos nas duas abas, [10]

### II.10.2.3 PROPRIEDADES EFECTIVAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS COM ALMAS DA CLASSE 3 E BANZOS DE CLASSE 1 OU 2

Numa situação de uma secção transversal com uma alma de classe 3 e os banzos da classe 1 ou 2, classificada como uma secção da classe 2, a parte comprimida da alma deve ser substituída por um elemento de uma altura  $20\varepsilon \cdot t_w$  adjacente ao banzo comprimido, e por outro elemento de alma de altura igual a  $20\varepsilon \cdot t_w$  adjacente ao eixo neutro plástico da secção transversal efectiva, ver Figura II.19.



Legenda: 1 compressão; 2 tração; 3 eixo neutro plástico; 4 desprezar

Figura II.19 – Alma efectiva da classe 2, [10]

#### II.10.2.4 PROPRIEDADES DA SECÇÃO EFECTIVA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS DA CLASSE 4

As propriedades da secção efectiva das secções da classe 4 devem basear-se nas larguras efectivas das suas partes comprimidas.

As secções de classe 4 são caracterizadas pelo facto de os fenómenos de instabilidade local impeçam que se desenvolva toda a capacidade elástica resistente da secção, para evitar a consideração destes fenómenos, o EC3 refere que a avaliação da resistência seja feita com base numa secção efectiva reduzida, descontando partes susceptíveis de instabilizar localmente.

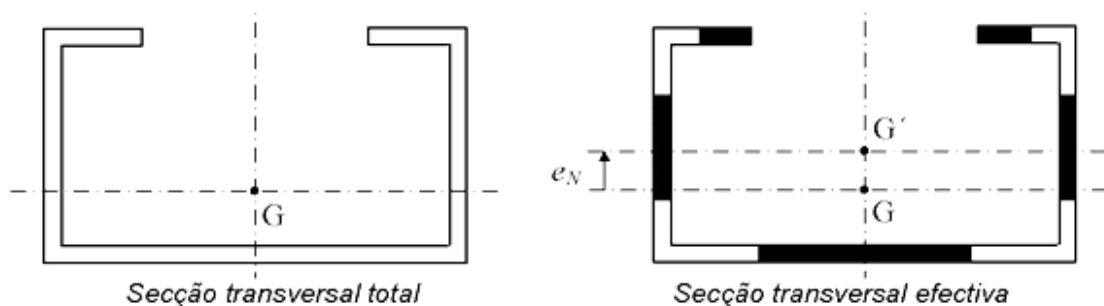


Figura II.20 – Seção transversal da classe 4 submetida a esforço axial

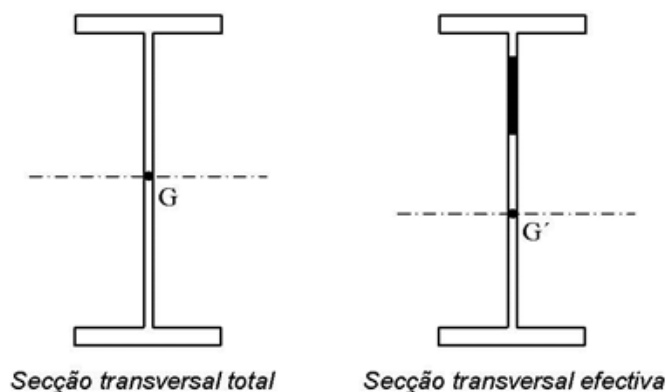


Figura II.21 – Secção transversal da classe 4 submetida a momento flector

O processo de dimensionamento das secções de classe 4 envolve a substituição da secção bruta por uma secção efectiva, a qual é posteriormente tratada como uma secção de classe 3.

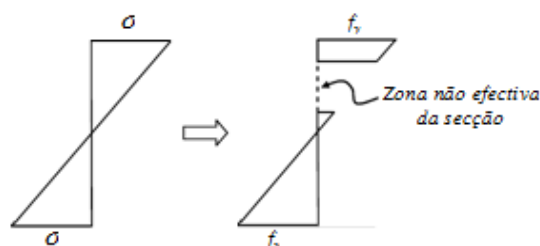


Figura II.22 – Zona não efectiva de uma secção

## II.11. TRACÇÃO

Peças tracionadas são elementos estruturais onde actua esforço axial, perpendicularmente ao plano da secção, estes elementos ficam submetidos a um estado uniaxial de tensão. No caso particular, quando a força axial é aplicada no centro de gravidade da secção, denomina-se tração simples. São as peças de verificação mais simples, pois não envolvem o perigo de instabilidade, ao contrário da compressão, que será vista mais à frente.

Na prática, existem inúmeras situações em que encontramos elementos estruturais sujeitos a tração, tais como: tirantes, contraventamentos de torres e barras de treliças. Encontram-se diversas formas para estes elementos, como barras circulares, barras chatas ou perfis laminados simples (todos estes constituídos de uma secção simples) ou perfis laminados compostos (ou seja, constituídos por duas ou mais secções).

Os critérios de dimensionamentos verificados são: o escoamento da seção bruta, que é responsável pelas deformações excessivas e ruptura da seção líquida efectiva, responsável pelo colapso total da peça. Um dos conceitos de maior importância neste dimensionamento é a determinação correcta da área da seção transversal e os coeficientes envolvidos. A partir dos resultados obtidos pelos dois critérios, admite-se o menor valor entre os dois.

A verificação de segurança à tracção deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

em que,

$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço de tracção actuante

$N_{t,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção

Em situações de secções transversais com furos, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção  $N_{t,Rd}$ , deverá ser considerado igual ao menor dos seguintes valores:

- i. Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta:

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- ii. Valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação:

$$N_{U,Rd} = \frac{0.9 A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}}$$

- iii. Nas ligações da categoria C, o valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção, da secção útil na zona com furos de ligação, é dado por:

$$N_{U,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

O dimensionamento das barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

## II.12. FLEXÃO

A verificação da segurança de uma secção transversal em relação à flexão é verificada através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$M_{Ed}$  Momento de cálculo actuante

$M_{c,Rd}$  Momento de cálculo resistente dado por:

i. Secções da classe 1 ou 2  $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

ii. Secções da classe 3  $M_{c,Rd} = W_{el,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

iii. Secções da classe 4  $M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$W_{pl}$  Módulo plástico de flexão;

$W_{el,min}$  Módulo elástico de flexão mínimo;

$W_{eff,min}$  Módulo elástico de flexão mínimo da secção efectiva reduzida;

$M_{c,Rd}$  Determinado tendo em conta os furos das ligações

Os furos das ligações no banzo traccionado poderão ser ignorados desde que se verifique a seguinte condição:

$$\frac{A_{f,net} \cdot 0.9 f_U}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f}{\gamma_{M0}}$$

em que,

$A_f$  Área do banzo traccionado

Os furos nas partes comprimidas de uma secção podem não ser considerados, excepto nos casos de furos sobredimensionados ou ovalizados.

A verificação de segurança no caso da flexão desviada, pode ser verificada através do seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{Y,Ed}}{M_{N,Y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$\alpha$  e  $\beta$  constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas igual a 1.0, ou então ser calculadas do seguinte modo:

i. Secções em I ou H:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1$$

ii. Secções circulares tubulares:

$$\alpha = 2; \beta = 5n \text{ e } M_{N,Y,Rd} = M_{N,Z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7})$$

iii. Secções rectangulares tubulares:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \text{ mas } \alpha = \beta \leq 6$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Y,Rd}$  e  $M_{pl,Z,Rd}$  Momentos plásticos resistentes segundo y e z, respectivamente.

No caso de secções da classe 3 ou 4, na ausência de esforço transversal, a tensão longitudinal máxima deve satisfazer o seguinte critério:

$$\sigma_{X,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\sigma_{X,Ed}$  é a tensão normal máxima avaliada através da teoria elástica (secção total - classe 3 e secção reduzida - classe 4)

### II.13. ESFORÇO TRANSVERSO

A distribuição elástica de tensões tangenciais numa secção em I é representada na figura seguinte. A maior parte das tensões desenvolvem-se na alma do perfil, zona onde as tensões normais devidas ao momento flector são mais reduzidas. Numa distribuição plástica de tensões tangenciais, assume-se que as tensões tangenciais são resistidas apenas pela alma (diagrama de tensões constante)

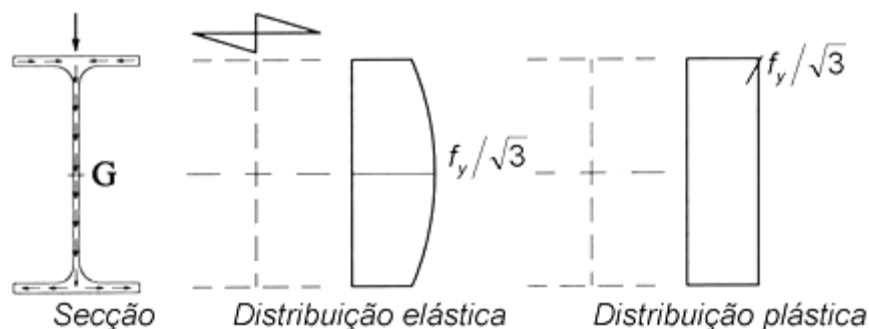


Figura II.23 – Tensões tangenciais numa secção em I

O valor de cálculo do esforço transverso  $V_{Ed}$  em cada secção deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$V_{c,Rd}$  Valor de cálculo da resistência ao esforço transverso

Considerando um dimensionamento plástico, o valor de cálculo da resistência ao esforço transverso ( $V_{c,Rd}$ ) é a resistência plástica  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$A_v$  Área de corte, correspondendo aproximadamente à área das partes paralelas à direcção do esforço (área resistente ao esforço transverso).

A área resistente ao esforço transverso pode ser calculada da seguinte forma:

i. Secções laminadas em I ou H, carga paralela à alma

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \geq \eta h_w t_w$$

ii. Secções laminadas em U, carga paralela à alma  $A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

iii. Secções laminadas em T, carga paralela à alma  $A - bt_f + (t_w + 2r)\frac{t_f}{2}$

iv. Secções soldadas em T, carga paralela à alma  $t_w \left( h - \frac{t_f}{2} \right)$

v. Secções soldadas em I ou H, carga paralela à alma  $\eta \sum (h_w t_w)$

vi. Secções soldadas em I, H ou U, carga paralela aos banzos  $A - \sum (h_w t_w)$

vii. Secções laminadas rectangulares tubulares de espessura uniforme:

$$\text{Carga paralela à altura } Ah / (b + h)$$

$$\text{Carga paralela à largura } Ab / (b + h)$$

viii. Secções circulares tubulares e tubos de espessura uniforme  $2A / \pi$

em que,

- A Área da secção transversal
- B Largura total
- H Altura total
- $h_w$  Altura da alma
- $r$  Raio de concordância
- $t_f$  Espessura dos banzos
- $t_w$  Espessura da alma (se a espessura da alma não for constante, a espessura deve ser considerada igual à espessura mínima)
- $\eta$  Pode ser considerado igual a 1.0 de forma conservativa

Para a verificação do esforço transversal elástico, a verificação segue o seguinte critério:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_Y(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1.0$$

sendo:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It}$$

em que,

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transversal actuante
- $S$  Momento estático, relativamente ao eixo principal da secção, da parte da secção transversal situada entre o ponto considerado e a fronteira da secção.
- $I$  Momento de inércia da totalidade da secção transversal
- $t$  Espessura da secção no ponto considerado

Quando em caso de almas sem reforços intermédios a resistência à encurvadura da alma por esforço transversal deve ser verificada de acordo com o seguinte:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq 72 \frac{\epsilon}{\eta}$$

em que:

- $h_w$  Altura da alma
- $t_w$  Espessura da alma
- $\eta$  Pode ser considerado igual a 1.0 de forma conservativa

## II.14. TORÇÃO

Em elementos com secções abertas e de paredes finas (secções I ou H) submetidos a um momento torsor  $T$  ficam submetidos a uma rotação  $\phi$  das suas secções transversais em torno do eixo do elemento e deslocamentos axiais  $u$  de empenamento, a secção deixa de estar contida num plano [19].

As secções em que os apoios não impeçam de empenar livremente, ou seja os apoios do elemento não impedirem o empenamento com momento torsor  $T$  constante, o elemento está submetido a Torção uniforme ou Torção de St-Venant.

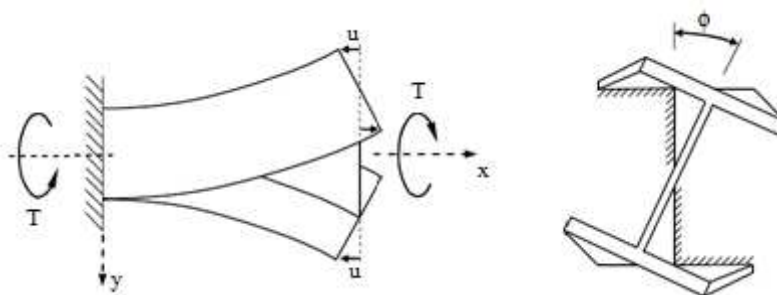


Figura II.24 – Elemento submetido a momento torsor  $T$  com empenamento e rotações livres

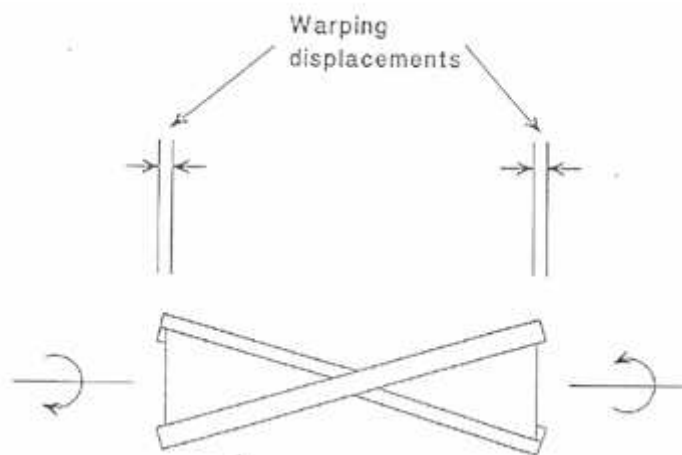


Figura II.25 – Elemento submetido a torção uniforme, deslocamentos de deformação

Se o empenamento for restringido ou seja impedido, o momento torsor seja variável, o elemento está submetido a torção não uniforme, o empenamento pode ser impedido através de um encastramento do elemento.

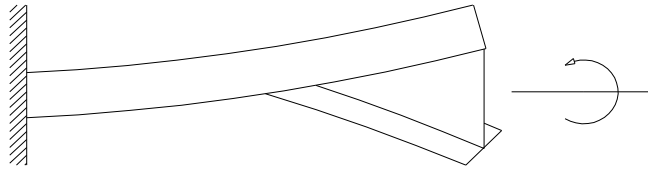


Figura II.26 – Elemento com secção transversal em I submetido a torção não uniforme

Na situação de torção uniforme [19], as secções têm deslocamentos axiais de empenamento que, por serem iguais em toda a secção, não introduzem tensões normais  $\sigma_{W,Ed}$ , o momento torsor  $T$  é equilibrado por tensões tangenciais  $\tau_{t,Ed}$ .

Na situação de torção não uniforme [19], para além das tensões tangenciais  $\tau_{t,Ed}$ , desenvolvem-se também tensões normais  $\sigma_{W,Ed}$  pela restrição ao empenamento, resultando no que se designa por bimomento  $B_{Ed}$  e tensões tangenciais  $\tau_{t,Ed}$  pelo restringimento ao empenamento que equilibram as tensões normais  $\sigma_{W,Ed}$ , a existência de tensões normais, variáveis de secção para secção, implica o equilíbrio na direcção longitudinal a existência de tensões adicionais, o momento torsor é constituído por:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{W,Ed}$$

em que

$T_{t,Ed} = GJ\phi$  Torção uniforme,  $\phi$  é o ângulo de rotação da secção em torno do eixo do elementos,  $G$  é o modulo de distorção,  $J$  é a constante de torção de St Venant.

$T_{W,Ed} = -EI_W\phi$  Torção não uniforme,  $\phi$  é o ângulo de rotação da secção em torno do eixo do elementos,  $E$  é o modulo de elasticidade,  $I_W$  é a constante de empenamento.

Os valores relativos de  $T_{t,Ed}$   $T_{W,Ed}$  variam ao longo do comprimento do elemento.

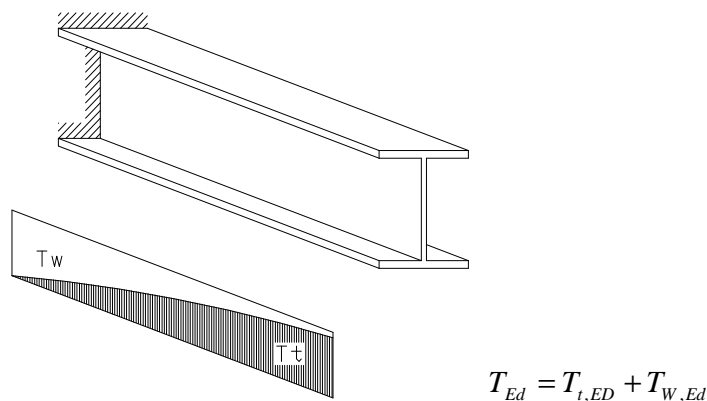


Figura II.27 – Parcelas do momento torsor resistente [19]

O EC3 estipula que o momento torsor de St Venant  $T_{t,Ed}$  pode ser desprezado nas secções de parede fina aberta (secções I ou H), neste tipo de secções a resistência à torção é devida quase unicamente, à resistência das secções ao empenamento.

Quadro II.8 – Tensões tangenciais e constante de torção em secções correntes (torção uniforme)[19]

Secção	Tensão tangencial	Constante de torção
Circular (maciça ou oca)	$T_t = \frac{T}{I_p} r$	$I_t = I_p$
Fechada de paredes finas	$T_t = \frac{T}{2A_m t}$	$I_t = \frac{4A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}}$
Abertas de paredes finas	$T_{t,max} = \frac{T}{I_T} t_i$	$I_t \approx \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n h_i t_i^3$

em que,

$I_p = \pi.R^4 / 2$  é o momento polar de inércia, sendo R o raio da secção.

$I_p = \pi(R_e^4 - R_i^4) / 2$  é o momento polar de inércia, no caso de secções circulares ocas,  $r$  é a distancia ao centro de corte de uma secção de contorno circular.

$A_m$  é a área limitada pela linha média numa secção fechada de paredes finas.

$t$  é a espessura num ponto de uma secção de paredes finas.

$s$  é uma coordenada definida ao longo do contorno de uma secção fechada de paredes finas.

$t_i$  e  $h_i$  representa a espessura e a altura do rectângulo  $i$ , constituente de uma secção aberta de paredes finas.

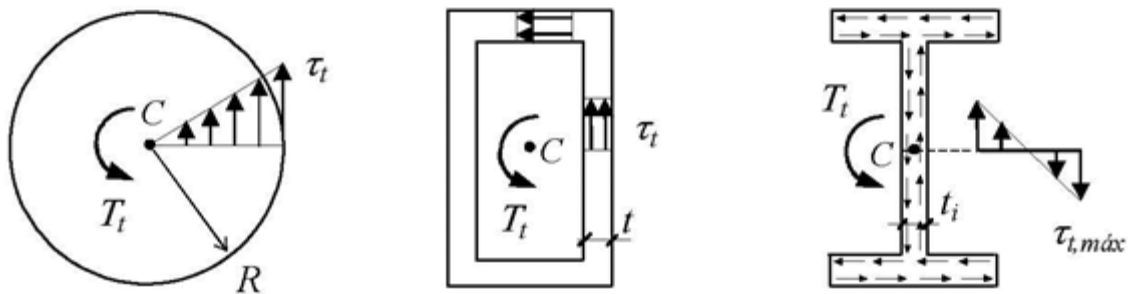
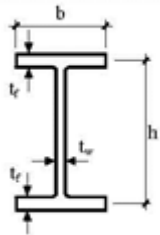
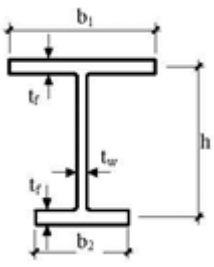
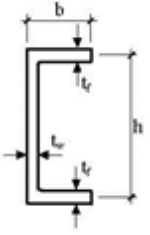



Figura II.28 – Tensões tangenciais devidas a torção uniforme em secções correntes, [19]

Quadro II.9 – Constante de empenamento em secções correntes [19]

Secção	$I_w$
Circular (maciça ou oca)	0
Fechada de paredes finas	0
I ou H de banzos iguais	
	$\frac{T_f h_m^2 b^3}{24}$
I ou H de banzos desiguais	
	$\frac{t_f h_m^2}{12} \frac{b_1^3 \cdot b_2^3}{b_1^3 + b_2^3}$
Secção U	
	$\frac{t_f h_m^2}{12} \frac{3bt_f \cdot 2h_m \cdot t_w}{6bt_f + h_m \cdot t_w}$
Secções L,T ou cruciforme	
	0

Elementos sujeitos à torção devem ser dimensionados por forma a verificar a seguinte condição:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0$$

em que,

$T_{Rd}$  Valor de cálculo do momento torsor resistente da secção transversal

$T_{Ed}$  Valor de cálculo do momento torsor actuante da secção transversal

$T_{Ed}$  Deve ser decomposto em:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

em que,

$T_{t,Ed}$  Valor de cálculo do momento torsor de St. Venant actuante

$T_{w,Ed}$  Valor de cálculo do momento torsor não uniforme (de empenamento) actuante.

Devem ser tidas em consideração as tensões devidas á torção:

- i. As tensões tangenciais actuantes  $\tau_{t,Ed}$  devidas à torção de St. Venant  $T_{t,Ed}$
- ii. As tensões normais longitudinais actuantes  $\sigma_{w,Ed}$  devidas ao bimomento  $B_{Ed}$  e as tensões tangenciais actuantes  $\tau_{w,Ed}$  associadas à torção não uniforme  $T_{w,Ed}$ .

Em caso de uma combinação de esforço transversal e momento torsor, o valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico com torção deve ser reduzido:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Pl,T,Rd}} \leq 1.0$$

em que,

$V_{Pl,T,Rd}$  Esforço transversal plástico resistente reduzido dado por:

- Para uma secção em I ou H:

$$V_{Pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} V_{PL,Rd}$$

- Para uma secção em U

$$V_{Pl,T,Rd} = \left[ \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{PL,Rd}$$

- Para uma secção estrutural tubular

$$V_{Pl,T,Rd} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{PL,Rd}$$

em que,

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

## II.15. INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO MOMENTO FLECTOR

Em presença do esforço transversal, os efeitos devem ser tomados em consideração no cálculo do momento flector resistente, para pequenos valores do esforço transversal, a redução do momento flector é tão pequena que é compensada pelo endurecimento do aço, podendo ser desprezada. Assim o EC3 estabelece os seguintes critérios de interacção M-V:

- i. Quando  $V_{Ed} \leq 50\%$  do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal  $V_{pl,Rd}$ , não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento flector resistente  $M_{c,Rd}$ , excepto quando a resistência é condicionada pela encurvadura da alma por esforço transversal, não verificando a seguinte condição  $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \frac{\epsilon}{\eta}$ . Para a alma não reforçada, considerar conservativamente  $\eta = 1$ .
- ii. Quando  $V_{Ed} \geq 50\%$  do valor do cálculo da resistência plástica ao esforço transversal  $V_{pl,Rd}$ , o valor de cálculo do momento flector resistente deve ser reduzido para  $M_{v,Rd}$ , calculado usando uma tensão de cálculo reduzido dada por  $(1 - \rho) f_y$ , ao longo da área de corte, sendo  $\rho = \left( \frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ .

No caso de secções transversais com banzos iguais, submetidas a flexão em torno do eixo de maior inércia,  $M_{y,V,Rd}$  pode ser obtido por:

$$M_{y,V,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right) \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ mas } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

em que,

$$A_w = h_w \times t_w$$

## II.16. RESISTÊNCIA DOS ELEMENTOS À ENCURVADURA

### II.16.1. CONCEITO DE ESTABILIDADE DE EQUILÍBRIO

O conceito de estabilidade de uma estrutura está relacionado com a capacidade de uma estrutura após atingir uma posição de equilíbrio permanecer ou afastar-se dessa posição de equilíbrio.

Um sistema diz-se que está em equilíbrio estável se para todos os pequenos deslocamentos possíveis dados a partir da configuração de equilíbrio, as forças de desequilíbrio resultantes tendem a levar o sistema à configuração inicial de equilíbrio.

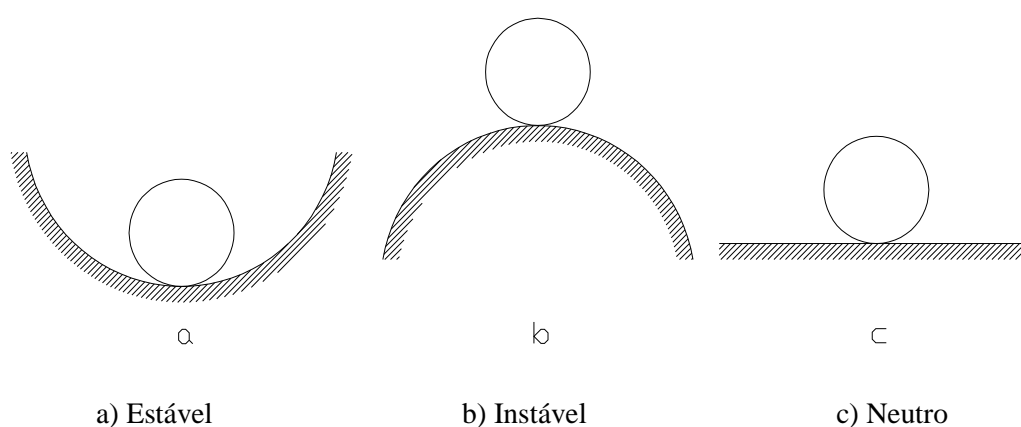


Figura II.29 – Conceito de estabilidade

Neste caso, a única força aplicada ao sistema é o peso da partícula, que é uma força conservativa. A respectiva energia potencial, relativamente às posições vizinhas da posição de equilíbrio, é mínima no caso a), máxima no caso b) e constante no caso c). Se a partícula sofre um deslocamento elementar a partir da sua posição de equilíbrio ela tenderá a regressar ao ponto de partida no caso a), a afastar-se ainda mais no caso b), no caso c) não apresentará tendência de movimento. De um modo geral podemos dizer que a partícula apresentará sempre tendência para se mover no sentido da força aplicada, ou seja, no sentido dos potenciais decrescentes. Neste caso, de cima para baixo. Qualquer sistema tende sempre a ocupar uma posição em que a sua energia potencial seja mínima.

### II.16.2. CARGA CRÍTICA DE UMA COLUNA

Considere-se a coluna, simplesmente apoiada e sujeita a um esforço axial de compressão  $P$ , representada na Figura II.30. Admitam-se as seguintes hipóteses:

- i. O material é elástico linear;

- ii. As secções transversais têm dois eixos de simetria, sendo portanto eixos principais de inércia, e que a análise se efectua num plano definido pelo eixo da peça e por um dos eixos principais de inércia da secção;
- iii. Desprezam-se as deformações por esforço transverso.

Numa análise geométrica linear, conhecida por análise da 1.<sup>a</sup> ordem, uma coluna apenas está sujeita a esforços e deformações axiais, pelo que os deslocamentos perpendiculares ao eixo são nulos.

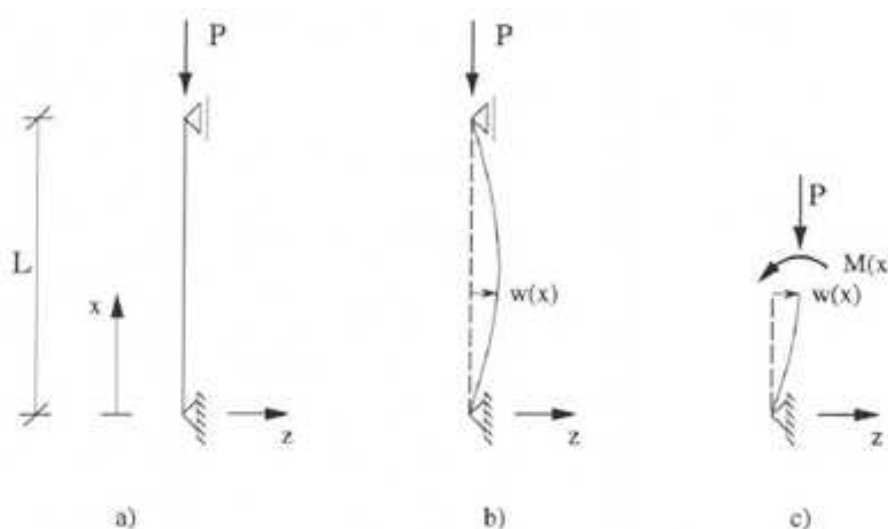


Figura II.30 – Coluna simplesmente apoiada, equilíbrio na posição deformada

A primeira ou menor das cargas críticas de uma coluna simplesmente apoiada, carga crítica de Euler, é dada por :

$$N_{Cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

A carga crítica pode ser obtida pela expressão anterior substituindo o comprimento real pelo comprimento de encurvadura  $L_E$  (distância entre os pontos de inflexão da deformada).

A tensão crítica de uma coluna, pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{Cr} = \frac{\pi^2 EI}{AL_E^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

em que,

$$\lambda = \frac{L_E}{i} \quad \text{Coeficiente de esbelteza}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{Raio de giração}$$

Vários tipos de instabilidade ocorrem pelo resultado de carregamentos de compressão axial, como acontece em colunas e chapas carregadas no seu plano, assim como a deformação causada pela flexão. Algumas vezes essa deformação ocorre sob os carregamentos de compressão axial ou de torção, as deformações sob torção podem ocorrer sozinhas ou devido à flexão, designando-se encurvadura por flexão-torção

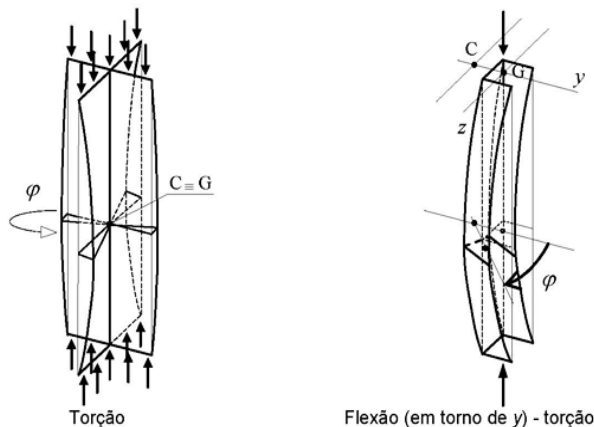


Figura II.31 – Instabilidade em elementos de secção aberta (Torção e Flexão-Torção), [19]

As imperfeições fazem com que o comportamento das peças reais se afaste do comportamento ideal.

Esforço axial crítico elástico de encurvadura por torção, obtido a partir da expressão seguinte:

$$N_{Cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( G \times I_T + \frac{\pi^2 \times E \times I_W}{L_{ET}^2} \right)$$

Esforço axial crítico elástico de encurvadura por flexão-torção, obtido a partir da expressão seguinte:

$$N_{Cr,TF} = \frac{1}{2 \times \beta} \times \left[ (N_{Cr,Y} + N_{Cr,T}) - \sqrt{(N_{Cr,Y} + N_{Cr,T})^2 - 4 \times \beta \times N_{Cr,Y} \times N_{Cr,T}} \right]$$

$N_{Cr,T}$  Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por torção

$N_{Cr,TF}$  Valor crítico do esforço de encurvadura elástica por flexo-torção

$i_0$  Raio de giração polar  $i_0 = \sqrt{(i_Y^2 + i_Z^2 + y_0^2 + z_0^2)}$

$y_0, z_0$  Coordenadas do centro de torção na direcção dos eixos principais  $y$  e  $z$ , respectivamente, relativas ao centro de gravidade da secção.

$i_y, i_z$  Raios de giração da secção bruta, relativamente aos eixos principais de inércia  $y$  e  $z$ .

$L_{ET}$ , Comprimento efectivo de encurvadura por torção

$\beta = 1 - (y_0/i_0)^2$  Fator

### II.16.3.ESBELTEZA

O EC3 não impõe limites ao valor das esbeltezas das colunas. No entanto, como o valor do esforço axial resistente é fortemente reduzido para esbeltezas muito grandes, o limite da esbelteza de uma coluna acaba por ser imposto indirectamente. Na prática raramente se utilizam colunas com esbeltezas superiores a 180, excepto no caso de elementos secundários ou de contraventamento, em que aquele limite pode ser estendido a 250.

Em elementos de travamento que funcionem em geral como tirantes e que apenas quando o vento é a acção variável de base o limite da esbelteza máxima pode ser estendido a 300. Em termos da esbelteza normalizada ( $\bar{\lambda}$ ) aqueles limites correspondem aproximadamente aos valores indicados no quadro seguinte sendo variáveis em função da qualidade do aço.

Quadro II.10 – Esbelteza máxima dos elementos comprimidos[10]

Tipo de elementos	$\lambda \leq$	$\bar{\lambda} \leq$		
		S235	S275	S355
Elementos comprimidos em geral	180	1.90	2.10	2.30
Elementos secundários ou de contraventamento	250	2.60	2.90	3.20
Elementos de travamento que funcionem como tirantes comprimidos apenas sob a acção do vento	300	3.20	3.50	3.80

### CURVA DE DIMENSIONAMENTO DE UMA COLUNA IDEAL

No caso de um material elasto-plástico perfeito, a resistência de uma coluna é dependente do fenómeno que ocorre para a carga menor, ou seja a plasticidade do material ou a própria encurvadura da coluna, a curva de dimensionamento de uma coluna ideal é definida pelo menor dos valores correspondentes à plastificação da secção e à carga crítica.

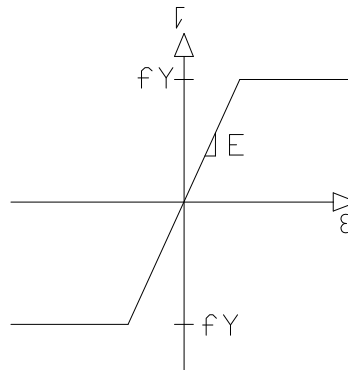


Figura II.32 – Relações tensões deformações de um material elasto-plástico perfeito

Com base no valor da esbelteza de referência  $\lambda_1$ , pode definir-se uma nova esbelteza  $\bar{\lambda}$ , designada por esbelteza normalizada, dada por:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\pi \sqrt{E/f_Y}}$$

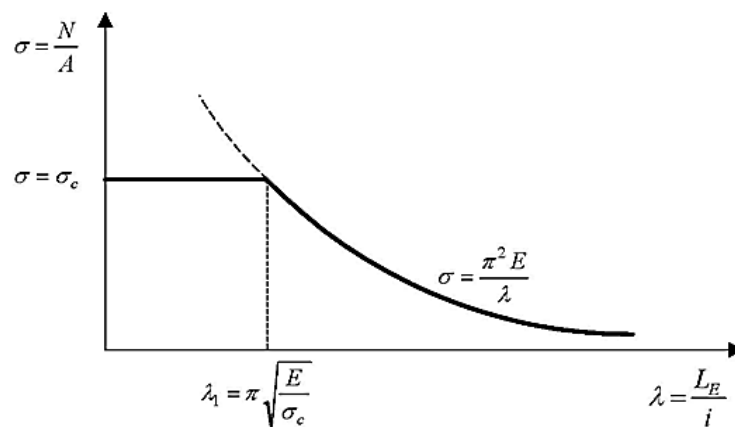


Figura II.33 – Curva de dimensionamento de uma coluna ideal, [19]

#### II.16.4.EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

Na análise de uma coluna, define-se a coluna como ideal quando à ausência de carga e o seu eixo é perfeitamente rectilíneo, só existindo deslocamentos transversais quando a carga é igual ou superior à carga crítica. No entanto e na realidade as colunas reais têm sempre imperfeições que fazem com estas se afastem do comportamento ideal. Estas imperfeições podem ser de natureza geométrica e do material.

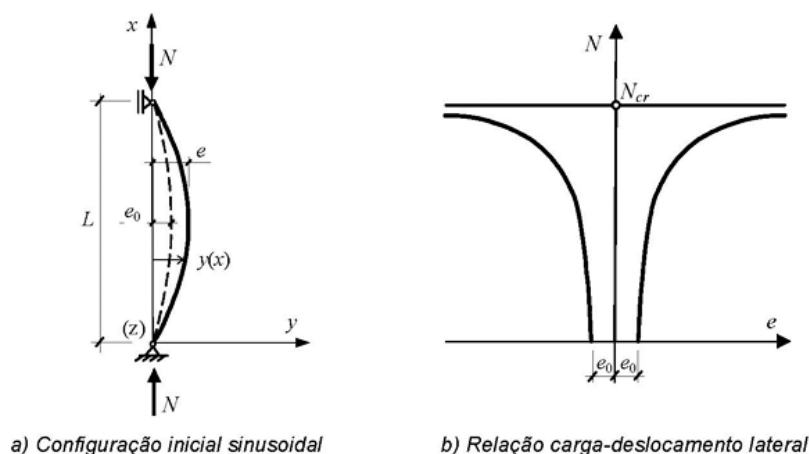


Figura II.34 – Influência das imperfeições geométricas na relação carga deslocamento transversal, [19]

#### II.16.5.EFEITO DAS TENSÕES RESIDUAIS

Devido ao processo de fabrico os perfis ficam sujeitos a tensões residuais. Considere-se por exemplo o perfil I, de aço laminado a quente, representado na figura seguinte.

A distribuição de tensões residuais representada na figura seguinte é devida à forma como se dá o arrefecimento após o processo de laminagem. Com efeito, as extremidades dos banzos e a zona intermédia da alma arrefecem primeiro do que as zonas de ligação da alma aos banzos, zona esta em que se concentra a maior parte do material e onde a superfície em contacto com o ar é menor. Assim, quando as zonas de ligação alma-banzo arrefecem a sua deformação é restringida pela zona já arrefecida, gerando-se tensões residuais de compressão nas extremidades dos banzos e na zona intermédia das almas e tensões de tracção nas zonas de ligação alma-banzo.

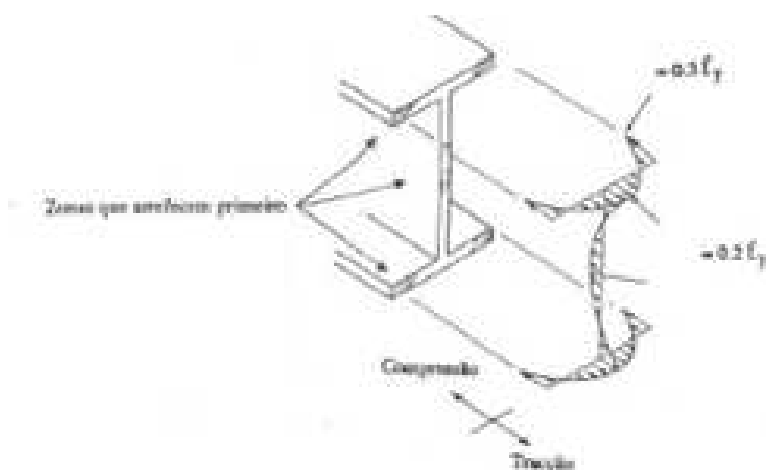


Figura II.35 – Tensões residuais num perfil com secção em I

### II.16.6.COMPRIMENTO DE ENCURVADURA

Com base no comprimento de encurvadura procede-se ao dimensionamento à compressão, para isso tem que ser feita a avaliação deste comprimento, na figura seguinte encontram-se elementos comprimidos axialmente com diversas condições de apoio, e os respectivos comprimentos de encurvadura, em elementos isolados.

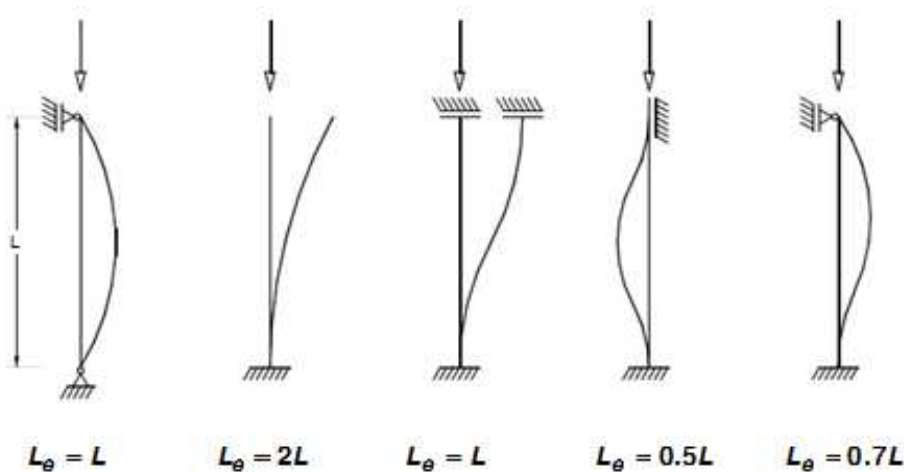


Figura II.36 – Comprimento de encurvadura de elementos isolados

O comprimento de encurvadura de pilares inseridos em pórticos pode ser obtido através do método simplificado de Wood em substituição ao método de Horne, método para o cálculo de cargas críticas baseado num sistema equivalente viga-pilar. A relação entre o comprimento de encurvadura ( $L_E$ ) e o comprimento real ( $L$ ) é avaliado em função dos dois coeficientes  $n_1$  e  $n_2$ , com base nos seguintes ábacos, aplicáveis a estruturas sem deslocamentos laterais e estruturas com deslocamentos laterais, este processo deve ser

usado para todos os pilares de um pórtico de forma a determinar o multiplicador da carga crítica mais baixa.

A utilização deste método consiste nos seguintes passos:

- i. Determinação do comprimento Equivalente (LE) para o pilar em estudo utilizando as expressões e os abacos seguintes.

$$\eta_i = \frac{\sum_j^{pil} (I/L)}{\sum_j^{pil} (I/L) + \sum_j^{vig} K(I/L)}$$

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

em que,

$K_C$ , Coeficiente de rigidez do pilar, dado por  $I/L$ ;

$K_1, K_2$  Coeficiente de rigidez dos pilares adjacentes, dado por  $I/L$ ;

$K_{ij}$ , Coeficiente de rigidez das vigas adjacentes.

Quadro II.11 – Coeficientes de rigidez  $K_{ij}$ , em vigas

Restrição à rotação na extremidade oposta	Coeficiente
Encastrada	1.0 I/L
Rotulada	0.75 I/L
Igual Rotação (curvatura simples)	0.5 I/L
Igual rotação mas em sentido contrário (dupla curvatura)	1.5 I/L
Caso geral ( $\theta_a$ junto ao pilar e $\theta_b$ na extremidade oposta, com dupla curvatura)	$(1+0.5(\theta_a/\theta_b)) I/L$

Numa situação em que o pilar tem a extremidade inferior ligada ao exterior, no caso dessa ligação ao exterior ser encastrada o coeficiente  $\eta_2 = 0$ , no caso da ligação ao exterior ser rótulada o coeficiente  $\eta_2 = 1$ .

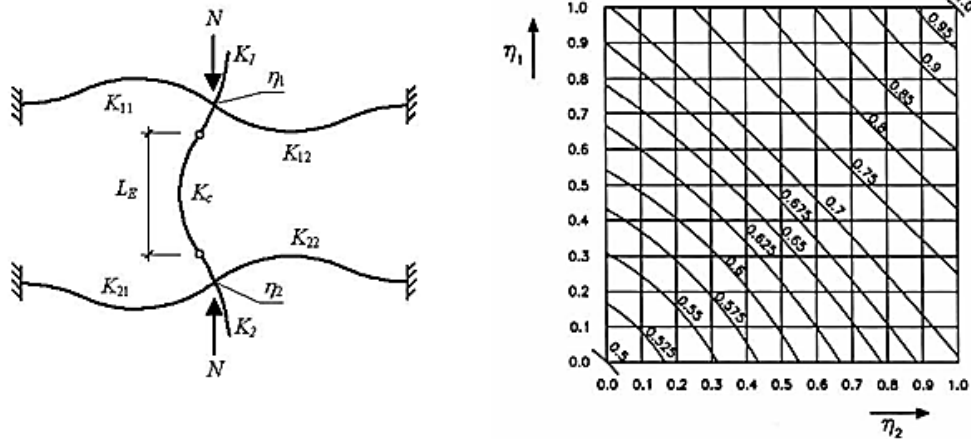


Figura II.37 – Comprimento de encurvadura – Pórtico sem deslocamentos laterais

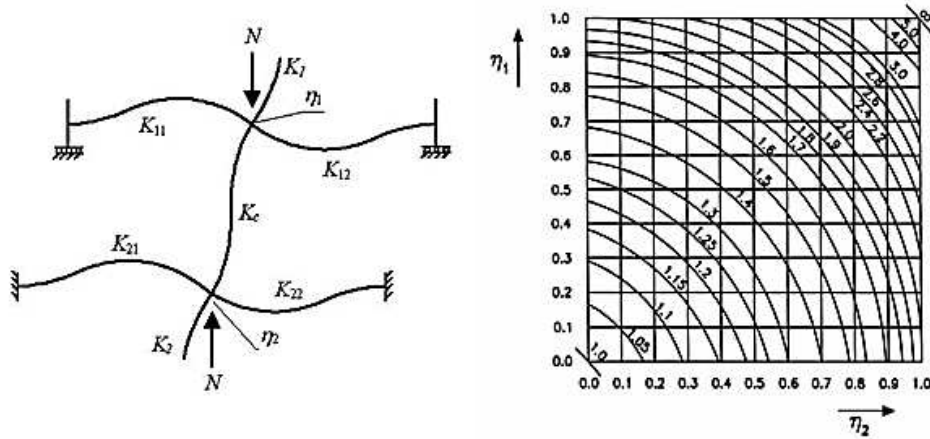


Figura II.38 – Comprimento de encurvadura – pórtico com deslocamentos laterais

- ii. Determinação da carga crítica do pilar utilizando as expressões:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2}$$

- iii. Cálculo de  $\alpha_{cr}$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}$$

Comprimento de encurvadura de barras em estruturas trianguladas: De uma forma geral as estruturas trianguladas são dimensionadas admitindo que os seus nós funcionam como articulados, estando as barras sujeitas a esforços axiais, os esforços são calculados recorrendo a equações de equilíbrio ou por métodos de análise estruturais, a consideração apenas do esforço axial quando não existe nenhuma rótula nos nós resulta

da hipótese de se desprezar a contribuição da rigidez de flexão das barras quando comparada com a sua rigidez axial.

O comprimento de encurvadura de uma barra de uma estrutura triangulada depende das características da própria barra, assim como das características das barras que lhe estão adjacentes.

No caso das barras, em geral, e da encurvadura para fora do plano dos elementos de alma o comprimento de encurvadura  $L_{cr}$  poderá tomar-se igual ao comprimento real  $L$ , caso não seja feita uma análise estrutural e se considere um comprimento inferior.

Numa barra em I ou H o comprimento de encurvadura  $L_{cr}$ , pode tomar-se igual a  $0.9L$  para a encurvadura no plano, e a  $1.0L$ , para a encurvadura fora do plano, caso não seja feita uma análise estrutural e se considere um comprimento inferior.

## II.17. COMPRESSÃO

O dimensionamento de colunas sujeitas a compressão axial, é baseado nas curvas de encurvadura europeia, substituindo as imperfeições por uma configuração deformada inicial equivalente.

O dimensionamento de elementos sujeitos a compressão axial deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

$N_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço axial de compressão actuante

$N_{c,Rd}$  Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme

O valor de cálculo da resistência plástica da secção de um elemento comprimido deverá ser considerado pelo menor dos seguintes valores:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da classe 1,2 ou 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da classe 4}$$

O valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento comprimido deverá ser considerado pelo menor dos seguintes valores:

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da classe 1, ou 3}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da classe 4}$$

em que,

$A$  Área total da secção transversal

$A_{eff}$  Área efectiva da secção transversal (classe 4)

$\chi$  Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante, é definido em função da esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}$ , por cinco curvas (a0, a, b, c, d), cuja forma reflecte a influência das imperfeições geométricas e das tensões residuais e cuja escolha depende do tipo de perfil e o eixo de flexão associado ao modo de encurvadura em análise.

No caso de elementos sujeitos à compressão axial e secção constante o coeficiente  $\chi$  é calculado através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

em que,

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Secções transversais da classe 1,2 ou 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Secções transversais da classe 4}$$

$\bar{\lambda}$  Coeficiente de esbelteza normalizada

$\alpha$  Factor de imperfeição

$N_{cr}$  Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção bruta

$L_{cr}$  Comprimento de encurvadura correspondente

$i$  Raio de giração

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

Em elemento com secções abertas com baixa rigidez de torção, deve considerar-se a possibilidade de a resistência à encurvadura por torção ou por flexão-torção ser menor que a resistência à encurvadura por flexão. Processo de dimensionamento idêntico, substituindo:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Secções transversais da classe 1,2 ou 3}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot eff \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{Secções transversais da classe 4}$$

$N_{cr}$  é o menor dos valores entre  $N_{cr,TF}$  e  $N_{cr,T}$ . O coeficiente de imperfeição  $\alpha$  pode ser tomado como correspondente à encurvadura por flexão em torno de z.

A verificação da estabilidade de elementos não comprimidos uniformes deve ser efectuada através de uma análise de segunda ordem, tendo em conta as imperfeições do elemento.

Quadro II.12 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal

Curva de encurvadura	a <sub>0</sub>	a	b	c	D
Factor de imperfeição $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

$\bar{\lambda} \leq 0.2$  ou  $N_{Ed} / N_{Cr} \leq 0.04$  para estes valores a encurvadura pode ser desprezada, apenas devem ser efectuadas a verificações da segurança das secções transversais.

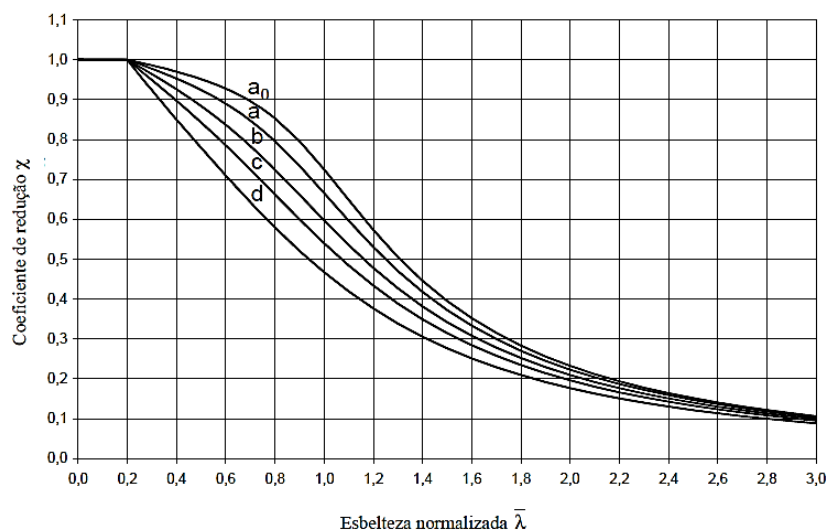
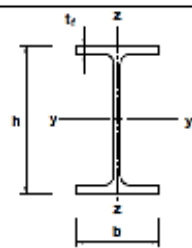
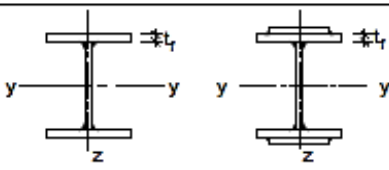

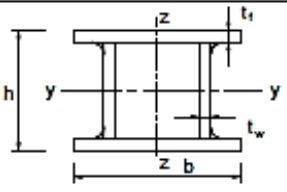
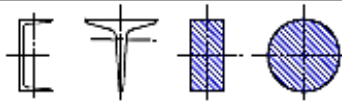



Figura II.39 – Curvas de encurvadura

Quadro II.13 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal

Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados			$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
			$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d
Secções tubulares			acabadas a quente	qualquer	a a <sub>0</sub>
			enformadas a frio	qualquer	c c
Secções em caixa soldadas			em geral (excepto como abaixo indicado)	qualquer	b b
			soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Cantoneiras				qualquer	b b

## II.18. FLEXÃO EM ELEMENTOS NÃO RESTRINGIDOS LATERALMENTE

### II.18.1. ENCURVADURA LATERAL (BAMBEAMENTO)

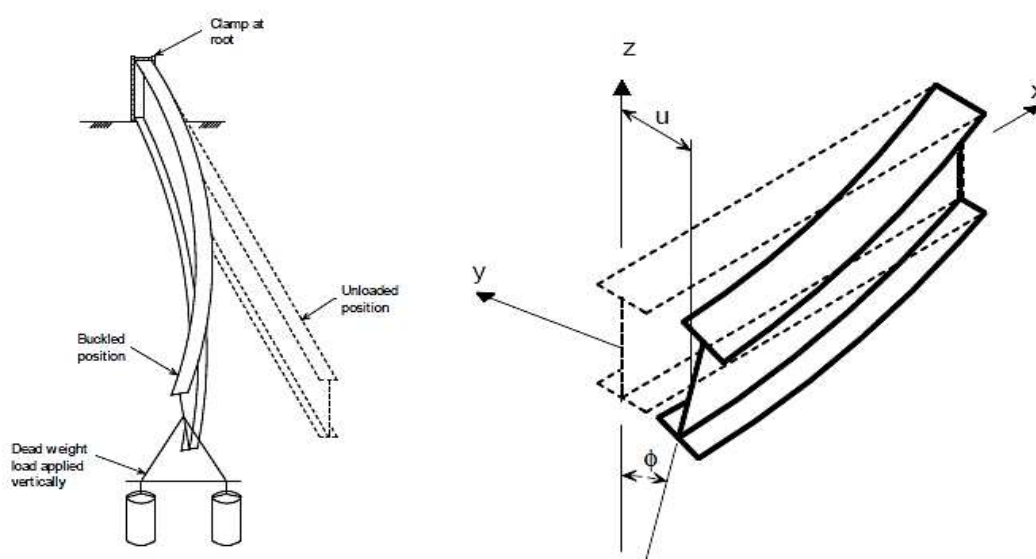


Figura II.40 – Encurvadura lateral de vigas

O dimensionamento de vigas metálicas cujo banzo comprimido não possui um contraventamento lateral contínuo, requer a verificação da segurança à instabilidade lateral. Este modo de colapso é designado na regulamentação portuguesa por bambeamento e no EC3 por “lateral torsional buckling of beams”. Trata-se de um fenómeno de instabilidade lateral da viga por flexão-torção, que adquire relevância especial em vigas de secção aberta de paredes finas (I ou H) com pequena rigidez de torção.

O dimensionamento de vigas metálicas constituídas por perfis de aço laminados a quente (secções das classes 1 e 2 no EC3) requer a verificação:

- i. Da resistência das secções transversais da viga;
- ii. Da estabilidade lateral da viga;
- iii. Da deformabilidade da viga.

A verificação das condições de resistência pode ser feita em termos de tensões normais e tangenciais nas secções, com base no critério de cedência plástica de Mises-Hencky e constitui a base de dimensionamento elástico.

No caso das secções da Classe 1 e 2 na designação do EC3, admite-se o dimensionamento plástico da secção.

A verificação das condições de deformabilidade da viga requer, em geral, o cálculo das flechas elásticas, e a comparação dessas flechas, obtidas para determinadas combinações de cargas associadas a estados limites de utilização, com os valores admissíveis recomendados no Capítulo 4 do EC3. Quanto à verificação da estabilidade lateral da viga (bambeamento), refere-se em primeiro lugar que se trata de um problema clássico da teoria da Estabilidade de Estruturas à semelhança do que acontece com o problema da encurvadura de colunas.

No problema da estabilidade lateral de vigas, o fenómeno de torção introduz o efeito de torção não uniforme, o que leva à necessidade de introduzir o conceito de rigidez de empenamento da secção  $EI_w$ , conforme se pode observar na fórmula do momento crítico de uma viga “caso padrão” ( $M_{cr}$ -momento máximo que um elemento pode suportar, em condições ideais e normais, sem encurvar lateralmente).

## II.18.2.MOMENTO CRÍTICO

O momento crítico de uma viga simplesmente apoiada, com as secções de apoio impedidas de se deslocar lateralmente e de rodar em torno do eixo da viga, mas livre de rodar em torno dos eixos da secção ( $y$  e  $z$ ), sujeita a momento flector constante (caso padrão), verificando as seguintes condições:

- i. Viga sem imperfeições de natureza geométrica ou do material;
- ii. Secção transversal duplamente simétrica;
- iii. Material com comportamento elástico linear;
- iv. Pequenas deformações.

O momento crítico é obtido de acordo com a seguinte Figura II.41.

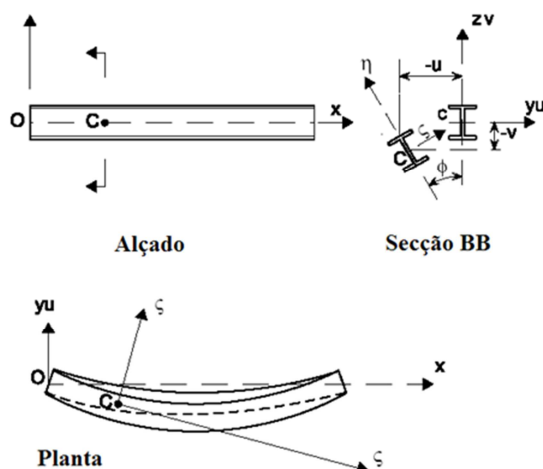


Figura II.41 – Encurvadura lateral numa viga duplamente simétrica com momento constante

### MOMENTO CRÍTICO DO “CASO PADRÃO”

$$M_{CR}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T EI_Z \left( 1 + \frac{\pi^2 EI_W}{L^2 GI_T} \right)}$$

em que,

- Iz      Momento de inércia em relação ao eixo Z,
- It      constante de torção,
- Iw      constante de empenamento,
- L      comprimento entre secções contraventadas,
- E      módulo de elasticidade longitudinal,
- G      módulo de elasticidade transversal,

A expressão anterior não é só válida para secções em I ou H, mas sim para outros elementos com secções duplamente simétricas.

O momento crítico de um dado elemento submetido à flexão depende de vários factores que influenciam o seu valor:

- i. O tipo de carregamento, diagrama de momentos flectores;
- ii. As condições de apoio;
- iii. Comprimento entre secções contraventadas lateralmente;
- iv. Rigidez da flexão lateral;
- v. Rigidez de torção;
- vi. Rigidez de empenamento;
- vii. O nível de aplicação do carregamento, se acima ou abaixo do centro de corte, ou no centro de corte.

A expressão anterior do momento crítico caso padrão é válida para as condições descritas anteriormente, para outras condições de apoio, para outro tipo de carregamento, diagramas de momentos flectores diversos e para secções não simétricas, implica recorrer-se a outras expressões aproximadas.

Segundo Trahair em [19], o momento crítico de vigas com secção transversal duplamente simétrica (I ou H), flectidas em torno do eixo de maior inércia y (caso padrão), para diversos tipos de carregamentos aplicados no centro de corte, pode ser estimado, multiplicando o momento crítico  $M_{CR}^E$  por um factor  $\alpha_m$  definido no quadro seguinte.

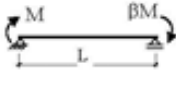


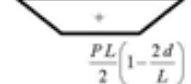
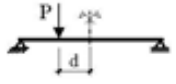
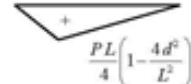
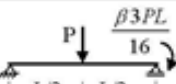

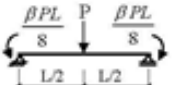
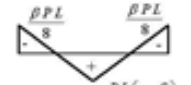


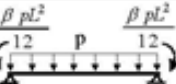

$$M_{cr} = \alpha_m M_{CR}^E ,$$

em que,

$$M_{CR}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T EI_z \left( 1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_T} \right)}$$

Mesmo com condições de apoio nas secções de extremidade mais restritivas (flexão em torno de y, em torno do eixo z ou empenamento restringidos), segundo Taihair em [19], o momento crítico pode ser obtido, embora de uma forma conservativa, através da expressão anterior.

Quadro II.14 – Factores de cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L

Elemento	Momentos	$\alpha_m$	Validade
		$1.75 + 1.05\beta$ $+ 0.3\beta^2 \leq 2.5$	$-1 \leq \beta \leq 1$
		$1.0 + 0.35(1 - 2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.4(2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.15\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.89$
		$-1.2 + 3\beta$	$0.89 \leq \beta \leq 1$
		$1.35 + 0.36\beta$	$0 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.10\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.7$
		$-1.25 + 3.5\beta$	$0.7 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.12\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.75$
		$-2.38 + 4.8\beta$	$0.75 \leq \beta \leq 1$

em que,

$$\beta_y = \frac{M_{y,Ed,direito}}{M_{y,Ed,esquerdo}}$$

Em vigas I ou H simplesmente apoiadas (caso padrão), com cargas concentradas a meio vão ou cargas uniformemente distribuídas, aplicadas fora do centro de corte, segundo Taihair em [19], o momento crítico pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$M_{cr} = \alpha_m M_{CR}^E \left[ \sqrt{1 + \left( \frac{0.4\alpha_m y_Q}{M_{cr}^E / N_{cr,z}} \right)^2} + \frac{0.4\alpha_m y_Q}{M_{cr}^E / N_{cr,z}} \right]$$

$y_Q$  Distância entre o ponto de aplicação das cargas e o centro de corte.

$N_{cr,z} = \pi^2 EI_z / L^2$  Carga crítica em torno do eixo Z, sendo L a distância entre secções contraventadas lateralmente. Para cargas no sentido descendente, a distância  $y_Q$  deve ser tomada negativa ou positiva consoante a carga seja aplicada acima ou abaixo do centro de corte.

Em vigas em consola submetidas a uma carga pontual na extremidade ou uma carga linearmente distribuída ao longo do vão, o momento crítico pode ser estimado através das seguintes expressões:

*Carga pontual*

$$M_{cr} = 11 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.2\varepsilon}{\sqrt{1+1.44\varepsilon^2}} \right] + 4(K-2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.2(\varepsilon-0.1)}{\sqrt{1+1.44(\varepsilon-0.1)^2}} \right]$$

*Carga distribuída*

$$M_{cr} = 27 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.4(\varepsilon-0.1)}{\sqrt{1+1.96(\varepsilon-0.1)^2}} \right] + 10(K-2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.3(\varepsilon-0.1)}{\sqrt{1+1.69(\varepsilon-0.1)^2}} \right]$$

Onde os parâmetros  $\varepsilon$  e  $K$  são dados por:

$$\varepsilon = \frac{2y_0}{h} \frac{K}{\pi} \text{ e } K = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_w}{GI_T L^2}}$$

Sendo  $h$  a altura total da secção.

No caso de um tramo em consola, na extremidade de uma viga continua, submetida a uma carga pontual na extremidade ou a uma carga linearmente distribuída ao longo do vão, o momento critico pode ser estimado através das seguintes expressões:

*Carga pontual*

$$M_{cr} = 6 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.5(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 2.25(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] + 1.5(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{3(\varepsilon - 0.3)}{\sqrt{1 + 9(\varepsilon - 0.3)^2}} \right]$$

*Carga distribuída*

$$M_{cr} = 15 \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{1.8(\varepsilon - 0.3)}{\sqrt{1 + 3.24(\varepsilon - 0.3)^2}} \right] + 4(K - 2) \frac{\sqrt{EI_z GI_T}}{L} \left[ 1 + \frac{2.8(\varepsilon - 0.4)}{\sqrt{1 + 7.84(\varepsilon - 0.4)^2}} \right]$$

O momento crítico pode ainda ser estimado através da expressão seguinte, proposta por Clark & Hill e Galéa, expressão sugerida pelo EC3, aplicável a elementos submetidos a flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por secções simétricas em relação ao eixo de menor inércia, com diversas condições de apoio e diversos tipos de carregamento.

No caso de cargas concentradas ou distribuídas, o momento crítico é dependente do modo de aplicação das cargas na secção. Assim, uma carga aplicada no banzo superior tende a agravar a instabilidade relativamente ao caso da carga aplicada no centro de gravidade. Pelo contrário, se a carga for aplicada ao banzo inferior o seu efeito é estabilizante.

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(Kz \times L)^2} \times \left[ \left[ \left( \frac{Kz}{Kw} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(Kz \times L)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C2zg - C3zj)^2 \right]^{0.5} \right. \\ \left. - (C2zg - C3zj) \right]$$

$C_1, C_2, C_3$  são coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos flectores

e das condições de apoio (quadros seguintes).

$K_Z, K_W$  são factores de comprimento efectivo dependentes de apoio nas extremidades. O factor  $K_Z$  refere-se a rotações nas secções extremas, em torno do eixo de menor inércia  $z$  e  $K_W$  refere-se à restrição ao empenamento nas mesmas secções. Estes factores variam entre 0.5 (deformações impedidas) e 1.0 (deformações livres), sendo igual a 0.7 no caso de deformações livres numa extremidade e impedidas na outra; como na maioria das situações praticas estas restrições são apenas parciais, conservativamente pode adoptar-se sempre  $K_Z = K_W = 1.0$



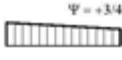
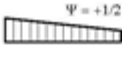
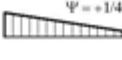

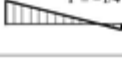

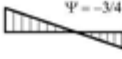

$Z_g = (Z_a - Z_s)$ , em que  $Z_a$  e  $Z_s$  são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da secção; estas quantidades tomam valores positivos na parte comprimida e valores negativos na parte traccionada;

$Z_j = Z \left[ 0.5 \int_A (y^2 + z^2) z dA \right] / I_y$  é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da

secção em relação ao eixo  $y$ , sendo nulo em vigas de secção dupla simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais), tomando valores positivos quando o banzo com maior momento de inércia segundo  $z$  for o banzo comprimido, na secção de momento máximo.

A expressão anterior permite ainda estimar o momento crítico de uma viga em consola, fazendo  $K_Z = 2.0$   $K_W = 1.0$   $C_1 = 4.10$ ,  $C_2 = 0.83$ , para o caso o de uma consola submetida a uma carga linearmente distribuída  $C_1 = 2.56$  e  $C_2 = 0.43$  para uma consola com uma carga pontual na extremidade.

Quadro II.15 – Coeficientes  $C_1$  e  $C_3$  para vigas com momentos de extremidade

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	$k_z$	$C_1$	$C_3$	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\psi = +1$ 	1.0 0.5	1.00 1.05	1.000 1.019	
	$\psi = +3/4$ 	1.0 0.5	1.14 1.19	1.000 1.017	
	$\psi = +1/2$ 	1.0 0.5	1.31 1.37	1.000 1.000	
	$\psi = +1/4$ 	1.0 0.5	1.52 1.60	1.000 1.000	
	$\psi = 0$ 	1.0 0.5	1.77 1.86	1.000 1.000	
	$\psi = -1/4$ 	1.0 0.5	2.06 2.15	1.000 1.000	0.850 0.650
	$\psi = -1/2$ 	1.0 0.5	2.35 2.42	1.000 0.950	$1.3 - 1.2\psi_f$ $0.77 - \psi_f$
	$\psi = -3/4$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	1.000 0.850	$0.55 - \psi_f$ $0.35 - \psi_f$
	$\psi = -1$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$

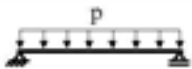

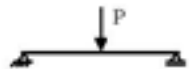

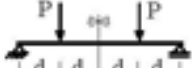

Em vigas submetidas a momentos de extremidade, por definição  $C_2 Z_g = 0$

$$\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$$

Sendo  $I_{fc}$  e  $I_{ft}$  os momentos de inércia dos banzos comprimido e traccionado, respectivamente, em relação ao eixo de menor inércia da secção;

$$C_1 \quad \text{Deve ser dividido por } 1.05 \text{ quando } \frac{\pi}{K_w L} = \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} \leq 1.0 \text{ mas } C_1 \geq 1.0$$

Quadro II.16 – Coeficientes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  para vigas com cargas transversais

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	$k_2$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0 0.5	1.12 0.97	0.45 0.36	0.525 0.478
		1.0 0.5	1.35 1.05	0.59 0.48	0.411 0.338
		1.0 0.5	1.04 0.95	0.42 0.31	0.562 0.539

A presença de imperfeições geométricas dá origem ao comportamento a traçado descontínuo da figura seguinte, indicando que ocorrem deslocamentos laterais e rotações, ainda deslocamentos no plano de flexão, logo após o carregamento, deixando de existir bifurcação de equilíbrio. A resistência à encurvadura lateral deve incluir, estes fenómenos, tais como os deslocamentos laterais iniciais, as rotações de torção iniciais, estes aumentam de forma contínua desde o início do carregamento, deve ainda incluir a excentricidade do plano da aplicação das cargas transversais em relação ao centro de corte das secções.

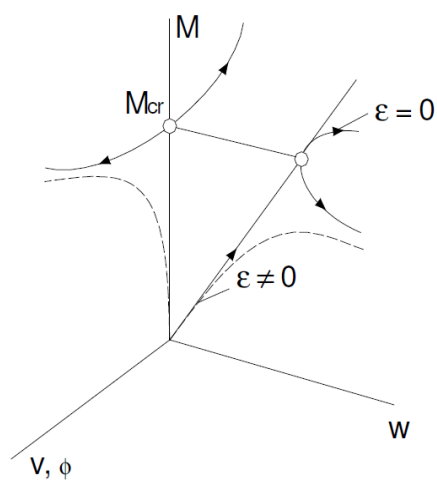


Figura II.42 – Relação entre  $M$  e rotações e deslocamentos, em elementos flectidos com imperfeições geométricas

## II.19. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS UNIFORMES À FLEXÃO

### II.19.1. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

A verificação de segurança de um elemento sem travamento lateral e solicitado à flexão em torno do eixo principal de maior inércia, segundo o EC3-1-1, deverá ser verificado á encurvadura lateral através da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$M_{Ed}$  Valor de cálculo do momento flector actuante;

$M_{b,Rd}$  Valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral;

O valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura de uma viga sem travamento lateral é dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

em que,

$W_y$  Módulo de flexão adequado considerado do seguinte modo:

$W_y = W_{pl,y}$  Para secções transversais da classe 1 ou 2;

$W_y = W_{el,y}$  Para secções transversais da classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$  Para secções transversais da classe 4;

O EC3-1-1 propõe duas metodologias para o cálculo do factor de redução  $\chi_{LT}$ , um caso geral mais conservativo, e um método alternativo para secções laminadas ou soldadas equivalentes.

### II.19.2. MÉTODO GERAL

Para elementos em flexão com secções transversais constantes, o valor de  $\chi_{LT}$  correspondente à esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_{LT}$  deverá ser determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

em que,

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\alpha_{LT}$  Factor de imperfeição que depende da curva de encurvadura

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  Momento crítico elástico para a encurvadura lateral

Quadro II.17 – Valores recomendados dos factores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.

Curva de encurvadura	A	B	C	D
Factor de imperfeição $\alpha_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

Quadro II.18 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções quando é utilizada a expressão anterior.

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I ou H laminadas	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Secções em I ou H soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Outras secções transversais	-	D

### II.19.3. MÉTODO ALTERNATIVO PARA SECÇÕES LAMINADAS OU SOLDADAS EQUIVALENTES.

Para elementos com secções laminadas ou de secções soldadas equivalentes em flexão, o valor de  $\chi_{LT}$  correspondente à esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_{LT}$  deverá ser determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mas} \quad \chi_{LT} \leq 1.0 \quad \text{ou} \quad \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$$

em que,

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$\bar{\lambda}_{LT,0}$  e  $\beta$  são parâmetros que os limites são:

$$\bar{\lambda}_{LT,0} \leq 0.4$$

$$\beta \geq 0.75$$

$\alpha_{LT}$  Factor de imperfeição que depende da curva de encurvadura

$\bar{\lambda}_{LT}$  Coeficiente de esbelteza normalizada determinado a partir do  $M_{cr}$

Quadro II.19 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais, quando é utilizada a expressão anterior.

Secção transversal	Limites	Curva de encurvadura
Secções em I ou H laminada	$h/b \leq 2$	b
	$h/b \geq 2$	c
Secções em I ou H soldadas	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d


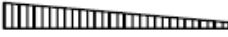






Tendo em conta a distribuição de momentos flectores, entre as secções contraventadas lateralmente, o coeficiente de redução  $\chi_{LT}$  pode ser modificado da seguinte forma:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \leq 1.0$$

Os valores de f poderão ser definidos no anexo nacional, são recomendados os seguintes valores mínimos:

$$f = 1 - 0.5(1 - K_c) \left[ 1 - 2.0(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] \rightarrow f \leq 1.0$$

Quadro II.20 – Factores de correcção  $K_c$

Distribuição de momentos	$k_c$
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

A verificação à encurvadura lateral pode ser dispensada nas seguintes situações:

Para esbeltezas  $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ , ou para  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2$ , sendo apenas efectuadas as verificações da resistência das secções transversais.

## II.20. FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO

Os elementos estruturais submetidos a flexão composta com compressão [19], que resulta da combinação de esforços de flexão e axial, o colapso dos elementos estruturais tende a dar-se por encurvadura lateral por compressão simples ou por encurvadura lateral por flexão.

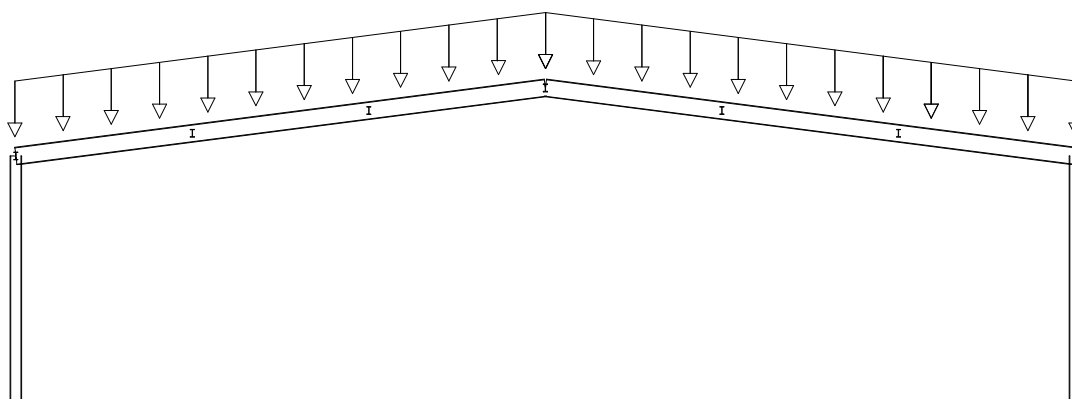


Figura II.43 – Elementos estruturais metálicos sujeitos a flexão composta

### II.20.1. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

A resistência das secções transversais é obtida com base na sua capacidade plástica (classe 1 ou 2) ou elástica (classe 3 ou 4).

Em secções de classe 1 ou 2 deve ser verificada a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

$M_{Ed}$  Momento flector de cálculo actuante

$M_{N,Rd}$  Momento resistente reduzido devido à interacção com o esforço axial.

No caso de uma secção rectangular cheia sem furos para ligações,  $M_{N,Rd}$  deverá ser determinado de acordo com:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

No caso de secções (classe 1 e 2) duplamente simétricas com banzos iguais, em I ou H, ou outras, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector plástico resistente, em relação ao eixo dos y-y, quando os dois critérios seguintes são satisfeitos:

$$N_{ed} \leq 0.25N_{pl,Rd} \text{ e } N_{ed} \leq 0.5 \times h_w \times t_w \frac{f_Y}{\gamma_{M0}}$$

Os momentos resistentes em relação ao eixo dos y-y são dados por:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

em que,

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \times b \times t_f) / A \text{ mas } a \leq 0.5$$

No caso de secções (classe 1 e 2) duplamente simétricas, em I ou H, não é necessário ter em conta o efeito do esforço normal no cálculo do momento flector plástico resistente, em relação ao eixo dos z-z, quando:

$$N_{ed} \leq h_w \times t_w \frac{f_Y}{\gamma_{M0}}$$

Os momentos resistentes em relação ao eixo dos z-z são dados por:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ se } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ se } n \geq a$$

em que,

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 \times b \times t_f) / A \text{ mas } a \leq 0.5$$

No caso de flexão desviada, a interacção de esforços poderá adoptar-se o seguinte critério:

$$\left[ \frac{M_{Y,Ed}}{M_{N,Y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Z,Ed}}{M_{N,Z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$\alpha$  e  $\beta$  constantes que poderão, de forma conservativa, ser consideradas igual a 1.0, ou então ser calculadas do seguinte modo:

i. No caso de secções em I ou H:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ mas } \beta \geq 1$$

ii. No caso de secções circulares tubulares ocas:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \text{ e } M_{N,Y,Rd} = M_{N,Z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7})$$

iii. No caso de secções rectangulares tubulares ocas:

$$M_{N,Y,Rd} = M_{pl,Y,Rd} \frac{1-n}{1-0.5.a_w} \text{ mas } M_{N,Y,Rd} \leq M_{pl,Y,Rd}$$

$$M_{N,Z,Rd} = M_{pl,Z,Rd} \frac{1-n}{1-0.5.a_f} \text{ mas } M_{N,Z,Rd} \leq M_{pl,Z,Rd}$$

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \text{ mas } \alpha = \beta \leq 6$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Y,Rd}$  e  $M_{pl,Z,Rd}$  momentos plásticos resistentes segundo y e z, respectivamente.

No caso de secções da classe 3 ou 4, na ausência de esforço transversal, a tensão longitudinal máxima deve satisfazer o seguinte critério:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\sigma_{x,Ed}$  é a tensão normal máxima avaliada através da teoria elástica (secção total - classe 3 e secção reduzida - classe 4)

## II.20.2.FLEXÃO COMPOSTA COM ESFORÇO TRANSVERSO

Quando estamos na presença de esforço de compressão axial e de esforço transversal, os efeitos devem ser tomados em conta no cálculo do momento flector resistente.

Se o valor de cálculo do esforço transversal actuante  $V_{ed} \leq 50\%$  do valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico  $V_{pl,Rd}$  não é necessário proceder a qualquer redução dos esforços resistentes, momento flector ou esforço axial, ocorre se a resistência da secção for reduzida por encurvadura por esforço transversal.

Na situação em que  $V_{ed}$  exceder 50% do valor de  $V_{pl,Rd}$ , os valores de cálculo da resistência da secção transversal à flexão composta deverão ser calculados usando uma tensão de cedência reduzida, dada por  $(1 - \rho) \cdot f_y$ .

em que,

$$\rho = \left( 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

### II.20.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DOS ELEMENTOS

A não ser que seja efectuada uma análise de segunda ordem, utilizando as imperfeições como indicado no 5.3.2 do EC3-1-1 a estabilidade dos elementos uniformes com secções transversais duplamente simétricas não susceptíveis à distorção deverá ser verificada fazendo a distinção entre:

- iv. Elementos não susceptíveis às deformações por torção, como os elementos com secções tubulares circulares ou secções travadas em relação à torção;
- v. Elementos susceptíveis às deformações por torção, como os elementos com secções transversais abertas e não travadas em relação à torção.

Nos elementos sujeitos à flexão composta com compressão, a verificação da segurança em relação à encurvadura lateral e à encurvadura por flexão deve satisfazer as seguintes condições:

*Encurvadura por flexão em torno de y*

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

*Encurvadura por flexão em torno de z*

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

em que:

$N_{Ed}; M_{y,Ed}; M_{z,Ed}$  Valores de cálculo do esforço de compressão axial e dos momentos flectores máximos no elemento, em torno do eixo y e z.

- $\Delta M_{y,Ed}; \Delta M_{z,Ed}$  Momento devido ao deslocamento do eixo neutro para secções de classe 4.
- $\chi_y; \chi_z$  Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão em torno de y e z.
- $\chi_{LT}$  Coeficiente devido à encurvadura lateral, igual a 1 para elementos sem possibilidade de encurvar.
- $K_{yy}; K_{yz}; K_{zy}; K_{zz}$  Factores de interacção, dependem do fenómeno de instabilidade e plasticidade envolvidos, são obtidos pelo Anexo A (Metodo 1), ou Anexo B (método B) do EC3-1-1.

 Quadro II.21 – Valores de  $N_{Rk}=f_y \cdot A_i$ ;  $M_{i,Rk}=f_y \cdot W_i$  e  $\Delta M_{i,Ed}$ 

Classe	1	2	3	4
$A_i$	A	A	A	$A_{eff}$
$W_y$	$W_{pl,Y}$	$W_{pl,Y}$	$W_{el,Y}$	$W_{eff,Y}$
$W_z$	$W_{pl,Z}$	$W_{pl,Z}$	$W_{el,Z}$	$W_{eff,Z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,Y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,Z} N_{Ed}$

O EC3-1-1 apresenta dois métodos para o cálculo dos factores de interacção  $K_{yy}$ ,  $K_{yz}$ ,  $K_{zy}$ ,  $K_{zz}$ , o Método 1 foi desenvolvido por um grupo de investigadores Franco-Belga, o Método 2 foi desenvolvido por um grupo de investigadores Austro-Alemão. O Método 1 é mais complexo os efeitos são tratados em separado, enquanto no Método 2 os efeitos são tratados em conjunto, sendo por isso um Método mais simples e de rápida aplicação. Na aplicação dos dois Métodos para a mesma situação verificam-se diferenças nos valores dos resultados obtidos.

A verificação da estabilidade de um elemento não contendo rótulas plásticas deve garantir a segurança do segmento relativamente a todos os potenciais modos de encurvadura, deve ser verificada a estabilidade no plano e a estabilidade fora do plano, a estabilidade no plano a encurvadura é por flexão sem deformações por torção, a

estabilidade fora do plano os elementos são susceptíveis de sofrer deformações por torção, tem modos de encurvadura por torção ou por flexão-torção.

Em elementos que não são susceptíveis de sofrer deformações por torção, não existe risco de ocorrer encurvadura lateral, sendo feita a verificação da encurvadura lateral em torno de y e em torno de z.

O Método 1 considera que um elemento não é susceptível de sofrer deformações de torção se  $I_T \geq I_Y$  em que  $I_T$   $I_Y$  são respectivamente a constante de torção e o momento de inércia em torno de y, ainda se o elemento estiver restringido ao longo do seu comprimento pode considerar-se que não é susceptível de sofrer deformações de torção desde que se verifique a seguinte condição imposta pelo Método 1:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0.2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

em que,

$\bar{\lambda}_0$  Esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme.

$C_1$  Coeficiente dependente da forma do diagrama de momentos e condições de apoio.

## II.20.3.1 MÉTODO 1

 Quadro II.22 – Factores de interacção  $K_{yy}$ ;  $K_{yz}$ ;  $K_{zy}$ ;  $K_{zz}$ 

Factores de interacção	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, classe 2
$K_{yy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}}$	$C_{mY} C_{mLT} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{YY}}$
$K_{yz}$	$C_{mZ} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}}$	$C_{mZ} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}} \frac{1}{C_{YZ}} 0.6 \sqrt{\frac{W_Z}{W_Y}}$
$K_{zy}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}}$	$C_{mz} C_{mLT} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{ZY}} 0.6 \sqrt{\frac{W_Z}{W_Y}}$
$K_{zz}$	$C_{mz} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}} \frac{1}{C_{ZZ}}$
Termos auxiliares:		
$\mu_Y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}}{1 - \chi_Y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}}$	$C_{YY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right]$ $\text{mas } \geq \frac{W_{el,Y}}{W_{pl,Y}}$ $b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{Y.Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,Y.Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{M_{pl,Z.Rd}}$	
$\mu_Z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}}{1 - \chi_Z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}}$	$C_{YZ} = 1 + (W_Z - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mZ}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{W_Z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_Z}{W_Y} \frac{W_{el,Z}}{W_{pl,Z}}}$ $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl,Y.Rd}}$	

$W_Y = \frac{W_{pl.Y}}{W_{el.Y}} \leq 1.5$ $W_Z = \frac{W_{pl.Z}}{W_{el.z}} \leq 1.5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{RK} / \gamma_{M0}}$ $C_{my}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_Y} \geq 0$	$C_{ZY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{W_Y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_Y}{W_Z}} \frac{W_{el.Y}}{W_{pl.Y}}$ $d_{LT} = 2a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{C_{mZ} M_{pl.Z.Rd}}$ $C_{ZZ} = 1 + (W_Z - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{W_Z} C_{mZ}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{W_Y} C_{mZ}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 - e_{LT} \right) n_{pl} \right]$ <p style="text-align: center;">mas <math>\geq \frac{W_{el.Y}}{W_{pl.Y}}</math></p> $e_{LT} = 1.7a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}}$
$\bar{\lambda}_{max} = \max \left[ \frac{\bar{\lambda}_Y}{\bar{\lambda}_Z} \right]$	
<p><math>\bar{\lambda}_0</math> - Esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral para o caso de momento flector uniforme, ou seja <math>\psi_y=1.0</math> no quadro A.</p> <p><math>\bar{\lambda}_{LT}</math> - Esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral</p>	
<p>Se <math>\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}</math></p> <p>Então:</p> $C_{mY} = C_{mY,0}$ $C_{mZ} = C_{mZ,0}$ $C_{mLT} = 1.0$	
<p>Se <math>\bar{\lambda}_0 \geq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}</math></p> <p>Então:</p> $C_{mY} = C_{mY,0} + (1 - C_{mY,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_Y a_{LT}}}{1 + \sqrt{\epsilon_Y a_{LT}}}$	

$$C_{mZ} = C_{mZ,0}$$

$$C_{mLT} = C_{mY}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$C_1$  - Coeficiente para ter em conta a distribuição de momentos e as condições de apoio nas extremidades,  $C_1$  poderá tomar-se igual a  $K_C^{-2}$ , em que  $K_C$  é obtido no quadro de factores de correcção

$$C_{mi,0} - \text{ver}$$

Quadro II.23

$$\varepsilon_Y = \frac{M_{Y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,Y}} \quad \text{para as secções transversais da classe 1,2 e 3}$$

$$\varepsilon_Y = \frac{M_{Y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,Y}} \quad \text{para as secções transversais da classe 4}$$

$N_{cr,Y}$  - Esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y

$N_{cr,Z}$  - Esforço normal crítico de encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z

$N_{cr,T}$  - Esforço normal crítico de encurvadura elástica por torção

$I_T$  - Constante de torção de ST. Venant

$I_Y$  - Momento de inércia em relação ao eixo y-y

Quadro II.23 – Factores equivalentes de momento uniforme  $C_{mi,0}$

Diagrama de momentos	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_1 + 0,36(\psi_1 - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI_i  \delta_x }{L^2  M_{1,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p><math>M_{1,Ed}(x)</math> valor máximo do momento <math>M_{y,Ed}</math> ou <math>M_{z,Ed}</math> correspondente a uma análise de primeira ordem</p> <p><math> \delta_x </math> flecha máxima ao longo do elemento</p>
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

## II.20.3.2 MÉTODO 2

 Quadro II.24 – Factores de interacção  $K_{yy}$ ;  $K_{yz}$ ;  $K_{zy}$ ;  $K_{zz}$ , em elementos não susceptíveis de sofrer deformações de torção

Factores de interacção	Tipo de Secções	Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, classe 2
$K_{yy}$	Secções em I Secções Tubulares Rectangulares	$C_{my} \left( 1 + 0.6 \bar{\lambda}_Y \frac{N_{Ed}}{\chi_Y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_Y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_Y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_Y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_Y \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$
$K_{yz}$	Secções em I Secções Tubulares Rectangulares	$K_{zz}$	$0.6K_{zz}$
$K_{zy}$	Secções em I Secções Tubulares Rectangulares	$0.8K_{yy}$	$0.6K_{yy}$


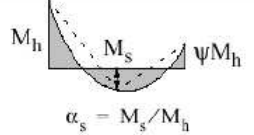
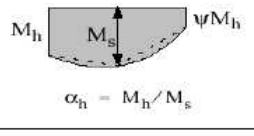
$K_{zz}$	Secções em I	$C_{mZ} \left( 1 + 0.6 \bar{\lambda}_Z \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$	$C_{mZ} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_Z - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$
	Secções Tubulares Rectangulares	$\leq C_{mZ} \left( 1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$	$\leq C_{mZ} \left( 1 + 1.4 \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,ed}$ , o factor $K_{zy}$ poderá considerar-se $K_{zy}=0$			

 Quadro II.25 – Factores de interacção  $K_{yy}$ ;  $K_{yz}$ ;  $K_{zy}$ ;  $K_{zz}$ , em elementos susceptíveis de sofrer deformações de torção

Factores de interacção	Propriedades elásticas Das secções transversais classe 3, classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, classe 2
$K_{yy}$	$K_{yy}$ do quadro B.1	$K_{yy}$ do quadro B.1
$K_{yz}$	$K_{yz}$ do quadro B.1	$K_{yz}$ do quadro B.1

$K_{ZY}$	$\left[ 1 - \frac{0.05 \bar{\lambda}_Z}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0.05}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_Z}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}} \right]$ <p>Para <math>\bar{\lambda}_Z \leq 0.4</math>:</p> $K_{ZY} = 0.6 + \bar{\lambda}_Z \leq 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_Z}{(C_{mLT} - 0.25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_Z \frac{N_{RK}}{\gamma_{M1}}}$
$K_{ZZ}$	$K_{ZZ}$ do quadro B.1	$K_{ZZ}$ do quadro B.1

Quadro II.26 – Factores equivalentes de momento uniforme  $C_{mi,0}$ 

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		$C_{my}$ e $C_{mz}$ e $C_{mLT}$	
			Carga uniforme	Carga concentrada
 $\psi M$	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\psi M_h$ $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\psi M_h$ $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$ , respectivamente.				
$C_{my}$ , $C_{mz}$ e $C_{mLT}$ deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
$C_{my}$	y-y	z-z		
$C_{mz}$	z-z	y-y		
$C_{mLT}$	y-y	y-y		

#### II.20.4. CONTRAVENTAMENTOS

A estabilidade de uma estrutura fora do plano e em dimensionamento plástico deve ser assegurada através de adquados contraventamentos, por forma a impedir a encurvadura fora do plano, estes devem restringir os deslocamentos laterais do banzo comprimido da secção segundo a menor inércia, os tipos de contraventamentos que podem evitar a encurvadura fora do plano são:

- i. Contraventamento lateral, que impede deslocamentos transversais do banzo comprimido.
- ii. Contraventamento torsional, o qual impede a rotação de um elemento em torno do seu eixo longitudinal.
- iii. Contraventamento parcial do banzo traccionado, o qual não impedindo nesse ponto a encurvadura fora do plano, é equivalente a um apoio elástico.

Estes contraventamentos podem ser feitos através de madres e elementos secundários de apoio de painéis de revestimento. O contraventamento pode também ser conseguido através de uma laje ligada ao banzo comprimido, restringindo na totalidade o elemento impedindo em simultâneo o deslocamento lateral e torsional.

### **III. APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS**

#### **III.1. INTRODUÇÃO**

O objectivo deste estudo, é comparar o resultado do dimensionamento de pavilhões industriais com o recurso ao programa de cálculo automático CYPE (Metal 3D). Para um dado modelo de pavilhão industrial estudam-se duas soluções estruturais, uma primeira solução de pilar e viga em perfil de alma cheia e uma segunda solução de pilar em perfil de alma cheia e viga em treliça, utiliza-se perfis comerciais em aço, ou seja perfis normalizados, passando pela utilização de várias secções transversais.

Faz-se a comparação do dimensionamento com o recurso ao programa de cálculo automático, entre o valor estimado em peso dos pavilhões dimensionados com o perfil de viga em alma cheia, ainda com a solução com recurso a reforços através de esquadros e os dimensionados com viga em treliça.

Com este caso prático pretende-se chegar à solução mais económica traduzida no seu valor em peso por metro quadrado de área coberta, peso este respeitante unicamente ao material estrutural, não sendo incluído neste estudo qualquer material estrutural secundário como o de revestimento bem como acessórios para as respectivas ligações, pois considera-se ser idêntico em todas as soluções.

Seguidamente faz-se o dimensionamento manual para validação dos resultados obtidos com o programa de cálculo automático, para as soluções mais económicas do vão de 30.00m.

#### **III.1.1. ESTUDO COMPARATIVO DE DIVERSAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS PARA UM DETERMINADO PAVILHÃO INDUSTRIAL**

##### **III.1.1.1 DESCRIÇÃO DOS PAVILHÕES INDUSTRIAIS**

Os pavilhões industriais, em todos os exemplos são de profundidade constante assim como a altura de pilar, numa primeira fase os pavilhões são constituídos por pórticos rígidos, pórticos com pilar e viga em alma cheia, a ligação entre vigas e pilares é rígida e de resistência total, a ligação na base dos pilares é feita por apoios encastrados, com o encastramento há uma redução significativa do aço necessário para a resistência do pilar em relação a um pilar com apoio articulado na base. Para um mesmo vão são consideradas quatro combinações diferentes de secções transvesais, ainda em cada uma delas é usado como alternativa o recurso a esquadros na ligação pilar com viga e

também a meio vão na ligação viga com viga, que servem de reforço naquela zona da estrutura, os esquadros são colocados na zona inferior da viga. Os perfis utilizados são perfis laminados, tem como secção transversal HEA, HEB e IPE todas elas séries comerciais.

Numa segunda fase faz-se o dimensionamento com os diversos vãos anteriormente estudados, com a mesma profundidade e a mesma altura, mas com pórticos constituídos por pilares em perfil simples de alma cheia, uma primeira solução em perfil com secção transversal IPE, duas soluções em perfil com secção transversal HEA, alteram-se as vigas dos pórticos que são de viga em treliça, duas soluções são o uso em toda a treliça de perfil em secção transversal IPE, a terceira solução é um misto de secção transversal HEA/IPE, todos os perfis são laminados.

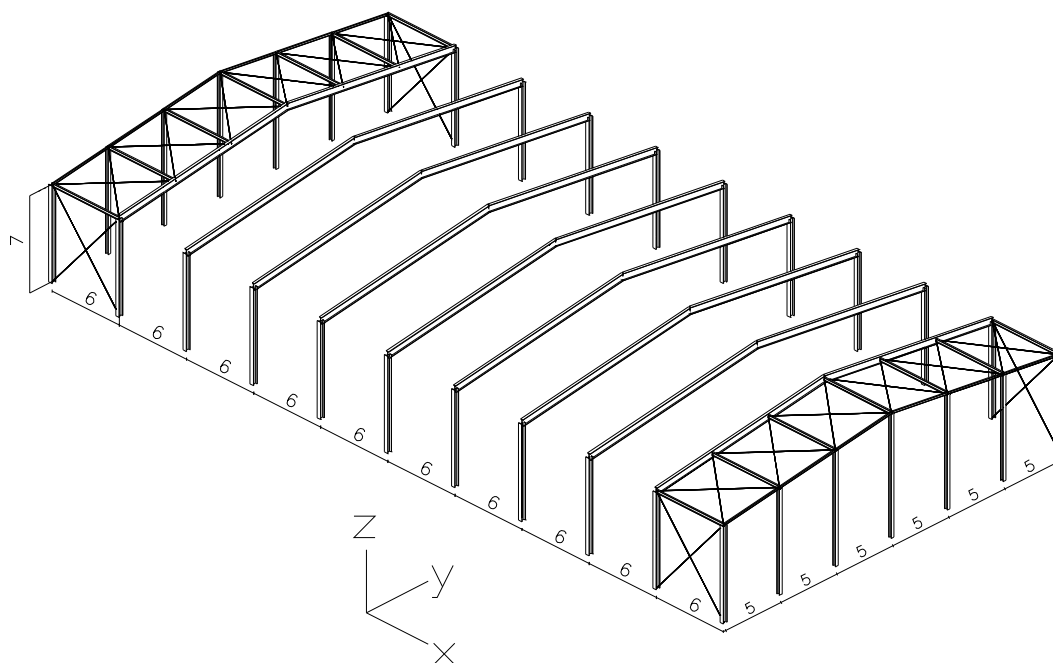


Figura III.1 – Pavilhão industrial, vão de 30.00m, pórticos rígidos, pilar e viga em perfil de alma cheia, modelo utilizado

As estruturas em viga simples de alma cheia, são contituidas por um único perfil em alma cheia com secção transversal em HEA, HEB e IPE, são barras em que a união nas extremidades entre pilar com viga e entre viga com viga é executada através de nós encastrados. Nestas estruturas os esforços são aplicados nas barras, barras submetidas a esforços de flexão composta. A ligação entre as barras é executada através de parafusos de alta resistência ou através de soldaduras.

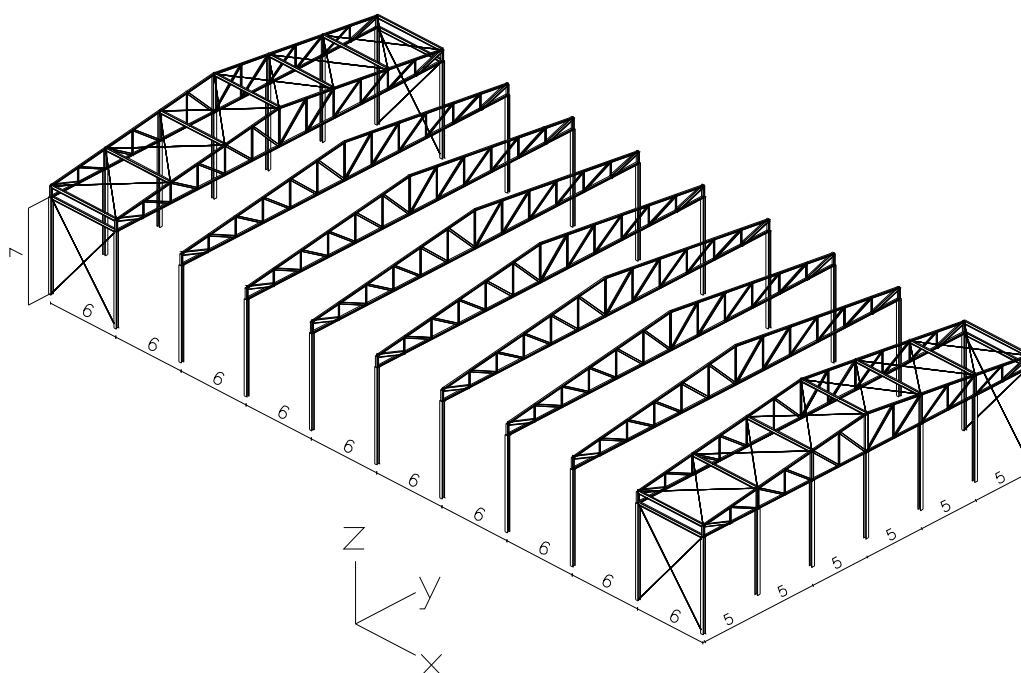


Figura III.2 – Pavilhão industrial, vão de 30.00m, pórticos com pilar em perfil de alma cheia, viga em treliça, modelo utilizado

As estruturas em viga treliça são constituídas, por perfis de alma cheia com secção transversal em HEA e IPE, são barras rectas em que a sua união nas extremidades é executada através de nós articulados. Nestas estruturas os esforços são aplicados nos nós, resultando por este motivo só esforços axiais de tracção e de compressão a actuar nas barras. A ligação entre as barras é executada através de parafusos de alta resistência ou através de soldaduras.

#### III.1.1.2 BREVE DESCRIÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

O Metal 3D é um programa da empresa CYPE concebido para o dimensionamento de estrutura em 3D de barras de aço.

O programa obtém os esforços e os deslocamentos através do dimensionamento automático, tendo incorporado na sua base de dados uma vastíssima biblioteca de perfis laminados, enformados e compostos, todos perfis comerciais, existido ainda a possibilidade da criação por parte do utilizador de qualquer outro perfil. Dimensiona as mais variadas estruturas fazendo a verificação exigida pela norma Europeia o EC3.

Com a geração de vistas permite ao utilizador trabalhar com janelas em 2D e 3D interactivamente. No dimensionamento permite obter a optimização máxima através de um redimensionamento da estrutura. Permite a cotagem dos elementos sem introdução de coordenadas.

### III.1.1.3 INTRODUÇÃO DE DADOS

Na introdução de dados, primeiro utiliza-se um gerador de pórticos para definir a geometria dos pórticos, atribui-se as cargas respeitantes as acções permanentes dos elementos estruturais e de revestimento, atribui-se a sobrecarga devida á utilização, define-se as acções do vento e neve tendo em conta a localização do edifício e a altitude do mesmo, numa segunda fase exporta-se o pórtico para o programa de cálculo automático (Metal 3D), define-se o número de pórticos, o afastamento dos mesmos, as condições de apoio, coloca-se os elementos de contaventamento, atribui-se os coeficientes de encurvadura e de encurvadura lateral, define-se a flecha máxima admissível, coloca-se as restantes cargas devidas à acção do vento, descreve-se o tipo de perfil a usar nos vários elementos constituintes, depois de efectuado o cálculo é feita a análise dos resultados, com possibilidade de redimensionamento para optimização da estrutura.

### III.1.2. GEOMETRIA UTILIZADA NAS ESTRUTURAS ESTUDADAS

Os pavilhões são de geometria regular, os vãos em estudo tem as dimensões de 10.00m, 20.00m, 30.00m, 40.00m, 50.00m e 60.00m, a altura dos pilares é constante em todas as soluções com uma altura livre de 7.00m, as vigas tem uma inclinação de 7,40°, inclinação constante em todos pavilhões, o afastamento entre porticos é de 6.00m com 10 vãos cada, perfazendo uma profundidade de 60.00m, os dois primeiros e os dois últimos pórticos são contaventados entre si através de barras em perfil com secção transversal IPE que fazem a conexão entre os dois pórticos, ainda utilizando diagonais de travamento em varão de aço maciço. Nos topos são colocados pilares com um afastamento de 5.00m em todas as soluções.

Nos pavilhões com pórticos de pilar e viga em alma cheia, considerou-se o esquadro de ligação viga com pilar com 10% do comprimento do vão e o esquadro de ligação viga com viga com 5% do comprimento do vão, os esquadros servem de reforço nessa zona da estrutura, tem como altura na zona de maior inércia, ligação pilar com viga e viga com viga a mesma altura da viga.

Nos pavilhões de viga em treliça, a altura lateral da treliça depois do dimensionamento com várias alturas para o mesmo vão concluiu-se que a melhor relação é dada pela expressão obtida  $H=0.30+0.01 \times L$ , em que L representa o comprimento do vão a vencer em metros, dimensão referida ao centro das cordas, o afastamento entre as diagonais ou ainda entre montantes em todas as vigas em treliça é de 2.50m.

### III.1.3. MATERIAIS UTILIZADOS

As propriedades dos materiais a adoptadas são as seguintes:

i. Módulo de elasticidade	$E = 210N / mm^2$
ii. Módulo de distorção	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81N / mm^2$
iii. Coeficiente de Poisson em regime elástico	$\nu = 0.3$
iv. Coeficiente de dilatação térmica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ C$
v. Aço laminado tensão de cedência	$275MPa$
vi. Massa volúmica	$\rho = 7850 kg / m^3$

### III.1.4. ANÁLISE DA ESTRUTURA

#### III.1.4.1 TIPO DE ANÁLISE

Considera-se uma análise elástica e linear dos materiais bem como linear geométrica, as estruturas em análise são considerados de nós móveis ou seja pórticos com deslocamentos laterais na direcção xz e nós fixos sem deslocamentos laterais na direcção xy. A linearidade geométrica refere-se à proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos, angulares ou lineares, provocados na estrutura.

#### III.1.4.2 COMPRIMENTO DE ENCURVADURA

A determinação do comprimento de encurvadura dos pilares ( $L_e$ ), ou seja o comprimento entre os dois pontos de inflexão consecutivos, no plano do pórtico, plano xz, nos pavilhões de viga e pilar em alma cheia foi baseado num sistema equivalente viga-pilar concorrentes num nó em que se usou o método simplificado de Wood e com recursos aos ábacos obteve-se o respectivo coeficiente a usar, nos pavilhões com pórtico com viga em treliça foi considerado duas vezes a altura do pilar. No plano xy em ambas soluções estruturais considerou-se um coeficiente de encurvadura igual a  $0.7L$  visto os pilares serem encastrados na base e apoiados no topo, considerando pórtico de nós fixos sem deslocamentos laterais.

O comprimento de encurvadura nas vigas, foi considerado no plano xy como sendo 2.5m conferido pelo travamento no banzo superior efectuado pelas madres, no plano xz o comprimento de encurvadura considerou-se o comprimento total da viga.

### III.1.4.3 ENCURVADURA LATERAL, BAMBEAMENTO

Na encurvadura lateral ou seja para o bambeamento, nos pilares não foi considerado qualquer travamento no vão pelo que a barra foi considerada apoiada, sendo a distância entre travamentos o comprimento do pilar considerando o seu comprimento total. Nas vigas considerou-se para o banzo superior uma distância entre travamentos de 2.50m, em que os travamentos são conferidos pelas madres que são fixas com rigidez total através de parafusos, no banzo inferior da viga considerou-se um travamento com uma separação de 5.00m, conseguido através de um contraventamento lateral e torsional o qual impede a encurvadura para fora do plano.

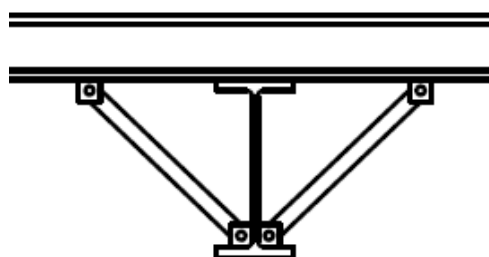


Figura III.3 – Travento lateral e torsional, [10]

### III.1.4.4 MOMENTO CRÍTICO

Para estimar o momento crítico, foi utilizada a expressão de Clark & Hill e Galéa, sugerida no anexo nacional, a expressão é aplicável a elementos submetidos a flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por secções simétricas em relação ao eixo de menor inércia, para as condições de apoio e carregamento definidas, na qual se definiu para a situação mais desfavorável o coeficiente de momentos com valor igual a um, expressão esta que nos permite chegar ao valor da esbelteza do elemento, para calcular o valor do coeficiente de redução, para obter a resistência útil do perfil.

### III.1.4.5 CONTROLO DE DEFORMAÇÃO, FLECHA LÍMITE

Flecha limite, esta foi limitada através de uma flecha relativa em que se estabeleceu um quociente do vão entre os dois pontos de intersecção da deformada com a da barra dividido por 250 ( $L/250$ ).

### III.1.5. QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES E CRITÉRIOS GERAIS DE SEGURANÇA

A quantificação de acções foi feita de acordo com as norma Europeia EN 1991, Eurocódigo 1 que diz respeito ás Acções em Estruturas, a quantificação de acções e as suas combinações foi feita tendo em consideração as acções permanentes, as acções correspondentes a sobrecargas, acção do vento e imperfeições.

#### III.1.5.1 QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES PERMANENTES

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em volta do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura.

As acções permanentes foram quantificadas com base no peso próprio dos elementos constituintes, estruturais e ainda os elementos de revestimento como o revestimento lateral e o revestimento da cobertura, tendo em conta uma margem para possíveis equipamentos suspensos.

#### III.1.5.2 QUANTIFICAÇÃO DA SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

As acções variáveis, como a sobrecarga são aquelas que assumem valores significativos em volta do seu valor médio durante a vida útil da estrutura.

A acção variável a quantificar neste caso é a sobrecarga de utilização, a cobertura é considerada como não acessível, poderá ser usada para pequenas reparações ou acções ligeiras de manutenção, o valor atribuído é o de uma carga uniformemente distribuída com o valor 0.30kN/m<sup>2</sup>.

#### III.1.5.3 QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DA NEVE

Acção da neve é dada pela expressão:

$$S = \mu_1 \times C_e \times C_t \times S_K$$

Como o edifício em estudo foi projectado para uma altitude inferior para a qual é necessário levar esta acção em consideração, não se quantifica esta acção.

#### III.1.5.4 QUANTIFICAÇÃO DA ACÇÃO DO VENTO

Considerou-se para a acção do vento, que o edifício a implantar se situa na zona Éolica A, a altura média acima do solo 7.00m e a rugosidade aerodinâmica do solo tipo II.

Os coeficientes de pressão externa variam consoante a direcção do vento, foram

calculados para as situações  $\alpha=0^\circ$  vento transversal e  $\alpha=90^\circ$  vento longitudinal. O coeficiente de pressão interna, depende das dimensões das aberturas existentes no edifício e a distribuição das mesmas pelo edifício, assumindo-se uma distribuição uniforme dessas aberturas, assume-se e para qualquer direcção do vento a situação mais desfavorável entre os valores +0.2 e - 0.3, neste caso a situação mais desfavorável é -0.3.

### III.1.5.5 QUANTIFICAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES

As imperfeições são dadas directamente da seguinte expressão e aplicadas no topo do pilar.

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

$$\phi_0 = 1 / 200$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$$F_i = \phi \times FN$$

### III.1.6. COMBINAÇÕES DE ACCÇÕES

Os valores de cálculo dos esforços actuantes são obtidos através das combinações de acções.

As combinações de acções são definidas de acordo com os seguintes critério:

*Com coeficiente*

$$S_d = \gamma_g Gk_j + \gamma_q \left[ Qk_i + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Qk_i \right]$$

*Sem coeficientes*

$$S_d = \gamma_g Gk_j + \gamma_q Qk_i$$

$G_K$  Acção permanente

$Q_K$  Acção variável

$\gamma_G$  Coeficiente parcial de segurança das acções permanentes

- $\gamma_{Q_1}$  Coeficiente parcial de segurança da acção variável principal  
 $\gamma_{Q_i}$  Coeficiente parcial de segurança das acções variáveis de acompanhamento  
 $\Psi_{p1}$  Coeficiente parcial de segurança da acção variável principal  
 $\Psi_{ai}$  Coeficiente parcial de segurança das acções variáveis de acompanhamento

Quadro III.1 – Para cada situação de projecto e estado limite os coeficientes a utilizar são (E.L.U. aço laminado: Eurocódigos 3 e 4).

	Persistente ou transitória			
	Coeficientes parciais		Coeficientes	
	Favorável	Desfavorável	Principal	Acompanhamento
Permanente (G)	1.00	1.35	-	-
Sobrecarga (Q)	0.00	1.50	1.00	0.00
Vento (Q)	0.00	1.50	1.00	0.60

	Coeficientes parciais ( $\gamma$ )	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.00	1.00
Sobrecarga (Q)	0.00	1.00
Vento (Q)	0.00	1.00

Os valores reduzidos das acções variáveis, são obtidos dos valores característicos multiplicando-os pelos correspondentes coeficientes de redução. Na situação da sobrecarga da cobertura os coeficientes são nulos. Para a acção da neve os coeficientes de redução são dados por (locais com altitude superior a 1000 metros)  $\psi_0 = 0.5, \psi_1 = 0.2, \psi_2 = 0.0$ , na situação do vento os coeficientes de redução são dados por  $\psi_0 = 0.4, \psi_1 = 0.2, \psi_2 = 0.0$ .

*Combinação acção de base sobrecarga*

$$S_d = 1.35 \times Gk + 1.50 \times Qk^{sob}$$

*Combinação acção de base vento transversal*

$$S_d = 1.00 \times Gk + 1.50 \times Qk^{vento}$$

*Combinação acção de base vento longitudinal*

$$S_d = 1.00 \times Gk + 1.50 \times Qk_{vento}$$

### **III.2. DIMENSIONAMENTO DAS VÁRIAS SOLUÇÕES, APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS, DIMENSIONAMENTO COM RECURSO A PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.**

#### **III.2.1. INTRODUÇÃO**

Nos quadros seguintes, apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento das várias soluções para os pórticos rígidos, pórticos constituídos por pilar e viga de alma cheia, referente a um mesmo vão com as várias conjugações de secções transversais, e referentes aos diversos vãos, as acções actuantes nas estruturas assim como as condições de apoio são as mesmas em todas as soluções.

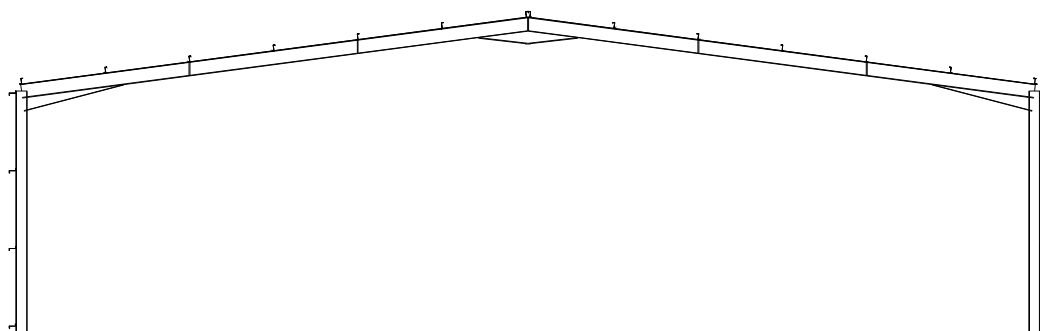


Figura III.4 – Pórtico de pavilhão industrial, pórtico rígido, perfil de alma cheia, recurso a esquadros

Intercalados com os pórticos de pilar e viga de alma cheia, apresentam-se os resultados, referentes ao dimensionamento dos pórticos em solução com pilar em perfil simples alma cheia e viga em treliça, referente a um mesmo vão com três conjugações possíveis de secções transversais, a primeira é integralmente viga treliça e pilar em perfil com secção transversal IPE, a segunda solução apresenta o pilar com perfil com secção transversal HEA e a viga treliça em perfil com secção transversal IPE, a terceira solução apresenta o pilar com secção transversal HEA e a viga treliça em perfil misto HEA/IPE, referentes aos diversos vãos, as acções actuantes nas estruturas assim como as condições de apoio são as mesmas em todas as soluções.

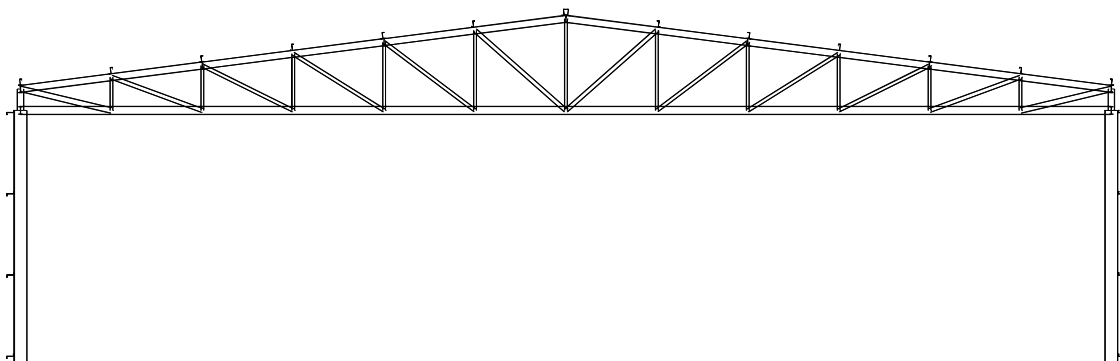


Figura III.5 – Pórtico de pavilhão industrial, pilar em perfil de alma cheia, viga em treliça

### III.2.1.1 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 10.00M

No Quadro III.2 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 10.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 10\_7\_4, o qual é constituído por pilar em perfil com secção transversal HEA\_240 e viga em secção transversal IPE\_200, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 23.00 kg/m<sup>2</sup>.

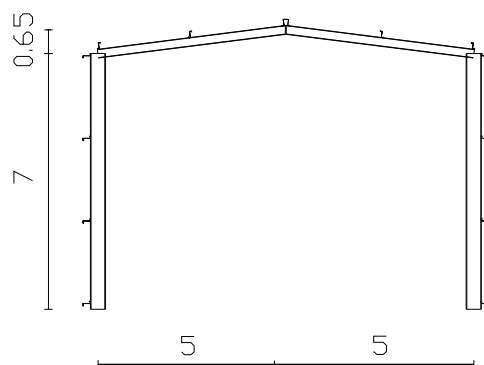


Figura III.6 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 10.00m

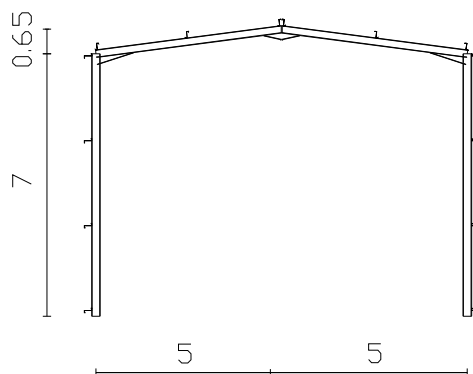


Figura III.7 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 10.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.2 – Resultado do pórtico com vão de 10.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 10_7_1	10	600	IPE_240	IPE_400	Não	25.40	15240
Pórtico 10_7_2	10	600	IPE_220	IPE_400	Sim	25.30	15180
Pórtico 10_7_3	10	600	IPE_240	HEA_240	Não	23.70	14220
Pórtico 10_7_4	10	600	IPE_200	HEA_240	Sim	23.00	13800
Pórtico 10_7_5	10	600	HEA_160	HEA_240	Não	23.60	14160
Pórtico 10_7_6	10	600	HEA_140	HEA_240	Sim	23.30	13980
Pórtico 10_7_7	10	600	HEB_140	HEB_200	Não	24.50	14700
Pórtico 10_7_8	10	600	HEB_120	HEB_200	Sim	24.10	14460

No Quadro III.3 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico com viga em treliça com vão de 10.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 10\_7\_2, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_220 e viga em secção transversal IPE, o valor obtido é de 27.80 kg/m<sup>2</sup>.

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

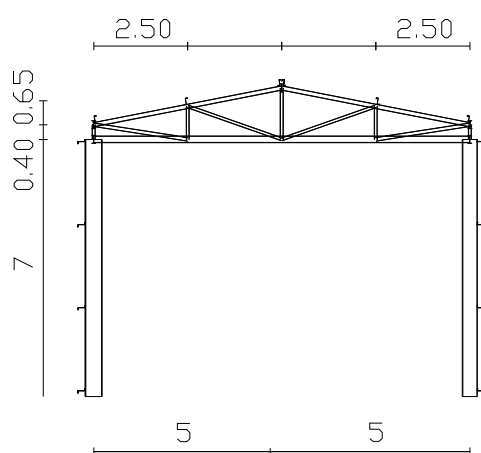


Figura III.8 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m

Quadro III.3 – Resultado do pórtico com vão de 10.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 10_7_1	10	600	IPE	IPE_400	29.40	17640
Treliça 10_7_2	10	600	IPE	HEA_220	27.80	16680
Treliça 10_7_3	10	600	HEA/IPE	HEA_240	28.50	17100

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 10.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, a solução mais económica é a solução do pórtico rígido pilar e viga em alma cheia, com uma diferença traduzida em peso relativamente á solução mais económica em viga treliça de 4.80 kg/m<sup>2</sup>.

#### III.2.1.2 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 20.00M

No Quadro III.4 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 20.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão constituído pelo pórtico com referência 20\_7\_4, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_260 e viga em secção transversal IPE\_300, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 20.10 kg/m<sup>2</sup>. Analisando os resultados pode verificar-se que o pavilhão constituído pelo pórtico com referência 20\_7\_6, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_260 e viga em secção transversal HEA\_200, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 20.20 kg/m<sup>2</sup>, um valor muito aproximado do anterior.

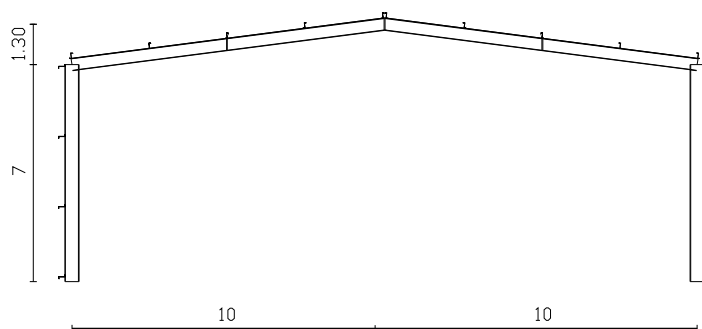


Figura III.9 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 20.00m

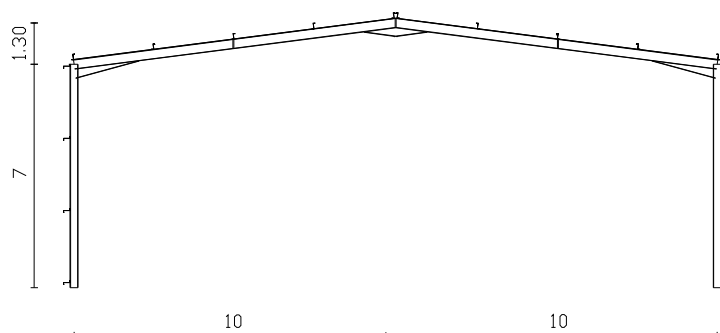


Figura III.10 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 20.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.4 – Resultado do pórtico com vão de 20.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 20_7_1	20	1200	IPE_400	IPE_450	Não	25.10	30120
Pórtico 20_7_2	20	1200	IPE_300	IPE_450	Sim	22.40	26880
Pórtico 20_7_3	20	1200	IPE_360	HEA_240	Não	20.50	24600
Pórtico 20_7_4	20	1200	IPE_300	HEA_260	Sim	20.10	24120
Pórtico 20_7_5	20	1200	HEA_240	HEA_260	Não	22.00	26400
Pórtico 20_7_6	20	1200	HEA_200	HEA_260	Sim	20.20	24240
Pórtico 20_7_7	20	1200	HEB_220	HEB_220	Não	24.20	29040
Pórtico 20_7_8	20	1200	HEB_200	HEB_220	Sim	24.10	28920

No Quadro III.5 apresentam-se os resultados referentes ao pórtico com viga em treliça com vão de 20.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 20\_7\_3, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_220 e viga em secção transversal mista HEA/IPE, o valor obtido é de 20.10 kg/m<sup>2</sup>.

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

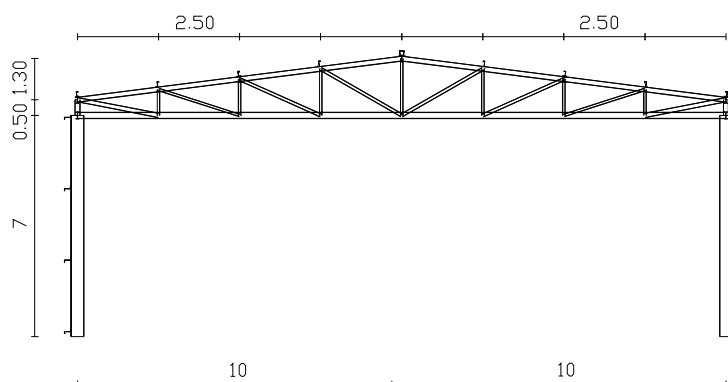


Figura III.11 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m

Quadro III.5 – Resultado do pórtico com vão de 20.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 20_7_1	20	1200	IPE	IPE_360	22.60	27120
Treliça 20_7_2	20	1200	IPE	HEA_220	20.20	24240
Treliça 20_7_3	20	1200	HEA/IPE	HEA_220	20.10	24120

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 20.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, as duas soluções dão valores iguais, seja pavilhão em pórtico rígido pilar e viga em alma cheia, ou pavilhão em pórtico com viga em treliça.

### III.2.1.3 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 30.00M

No Quadro III.6 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 30.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 30\_7\_4, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_340 e viga em secção transversal IPE\_400, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 25.20 kg/m<sup>2</sup>.

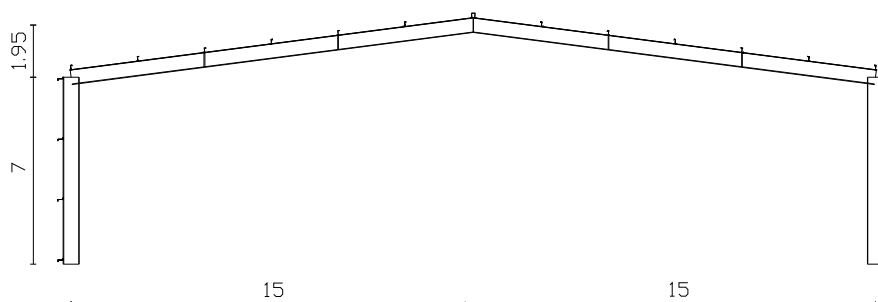


Figura III.12 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 30.00m

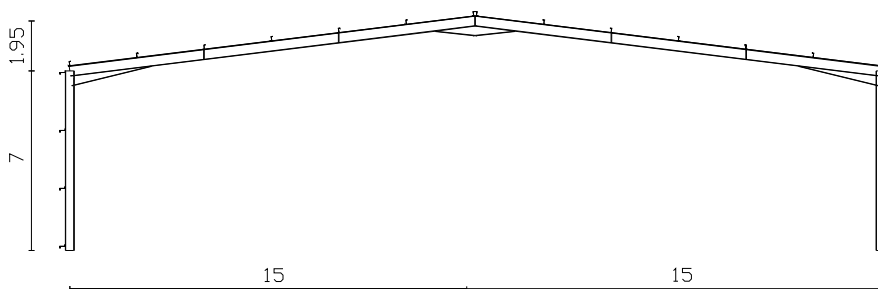


Figura III.13 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 30.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.6 – Resultado do pórtico com vão de 30.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 30_7_1	30	1800	IPE_550	IPE_600	Não	33.00	59400
Pórtico 30_7_2	30	1800	IPE_450	IPE_600	Sim	30.60	55080
Pórtico 30_7_3	30	1800	IPE_500	HEA_340	Não	27.50	49500
Pórtico 30_7_4	30	1800	IPE_400	HEA_340	Sim	25.20	45360
Pórtico 30_7_5	30	1800	HEA_340	HEA_340	Não	29.70	53460
Pórtico 30_7_6	30	1800	HEA_280	HEA_340	Sim	27.40	49320
Pórtico 30_7_7	30	1800	HEB_300	HEB_300	Não	32.80	59040
Pórtico 30_7_8	30	1800	HEB_280	HEB_300	Sim	32.90	59220

No Quadro III.7 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico com viga em treliça com vão de 30.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 30\_7\_3, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_220 e viga em secção transversal mista HEA/IPE, o valor obtido é de 20.30 kg/m<sup>2</sup>.

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

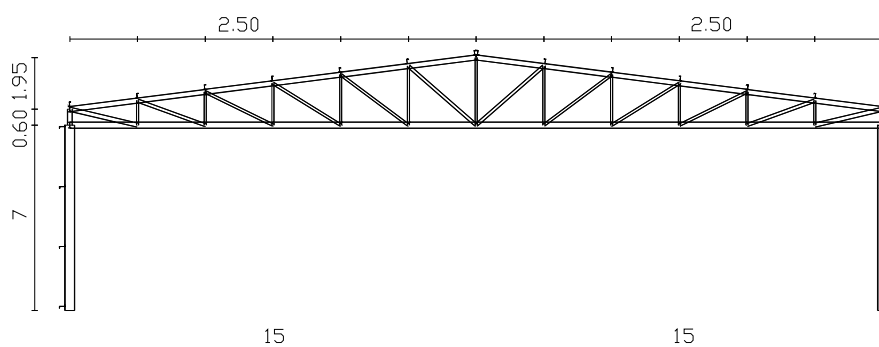


Figura III.14 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m

Quadro III.7 – Resultado do pórtico com vão de 30.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 30_7_1	30	1800	IPE	IPE_360	21.40	38520
Treliça 30_7_2	30	1800	IPE	HEA_220	21.40	38520
Treliça 30_7_3	30	1800	HEA/IPE	HEA_220	20.30	36540

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 30.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, a solução mais económica é a solução de viga em treliça, com uma diferença traduzida em peso relativamente á solução mais económica do pórtico rígido pilar e viga em alma cheia de 4.90 kg/m<sup>2</sup>.

#### III.2.1.4 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 40.00M

No Quadro III.8 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 40.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 40\_7\_4, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_500 e viga em secção transversal IPE\_550, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 32.70 kg/m<sup>2</sup>.

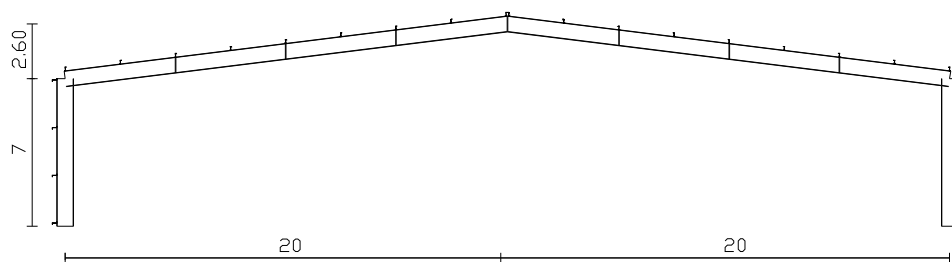


Figura III.15 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 40.00m

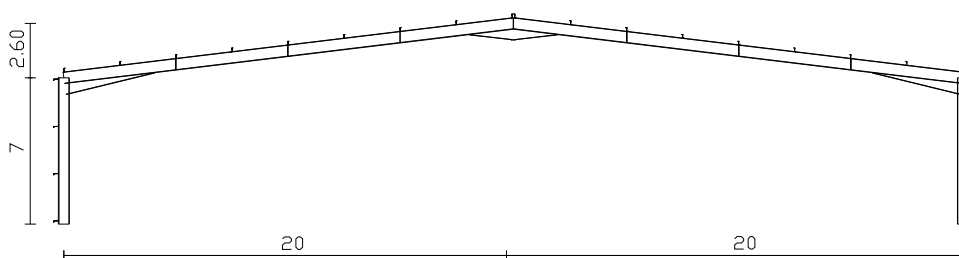


Figura III.16 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 40.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.8 – Resultado do pórtico com vão de 40.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 40_7_1	40	2400	IPE_750/137	IPE_750/137	Não	36.60	87840
Pórtico 40_7_2	40	2400	IPE_550	IPE_750/137	Sim	34.90	83760
Pórtico 40_7_3	40	2400	IPE_750/137	HEA_450	Não	34.30	82320
Pórtico 40_7_4	40	2400	IPE_550	HEA_500	Sim	32.70	78480
Pórtico 40_7_5	40	2400	HEA_500	HEA_500	Não	38.00	91200
Pórtico 40_7_6	40	2400	HEA_400	HEA_500	Sim	36.60	87840
Pórtico 40_7_7	40	2400	HEB_450	HEB_450	Não	42.10	101040
Pórtico 40_7_8	40	2400	HEB_450	HEB_450	Sim	43.10	103440

No Quadro III.9 apresentam-se os resultados referentes ao pórtico com viga em treliça com vão de 40.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 40\_7\_3, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_220 e viga em secção transversal mista HEA/ IPE, o valor obtido é de 20.80 kg/m<sup>2</sup>.

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

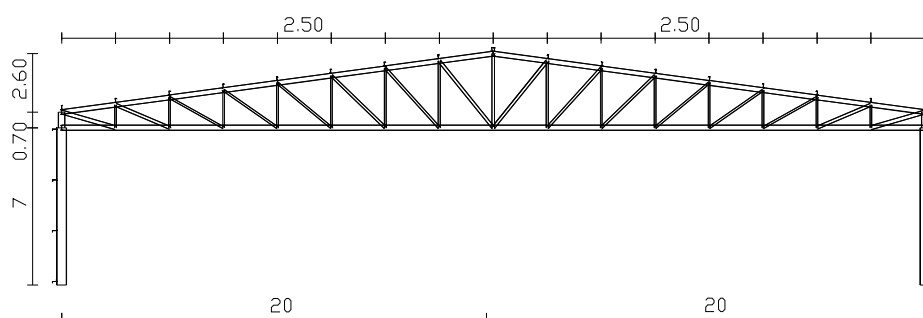


Figura III.17 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m

Quadro III.9 – Resultado do pórtico com vão de 40.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 40_7_1	40	2400	IPE	IPE_450	24.30	58320
Treliça 40_7_2	40	2400	IPE	HEA_240	23.20	55680
Treliça 40_7_3	40	2400	HEA/IPE	HEA_220	20.80	49920

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 40.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, a solução mais económica é a solução de viga em treliça, com uma diferença traduzida em peso relativamente á solução mais económica do pórtico rígido pilar e viga em alma cheia de 11.90 kg/m<sup>2</sup>.

### III.2.1.5 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 50.00M

No Quadro III.10 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 50.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 50\_7\_4,

o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_600 e viga em secção transversal IPE\_750/137, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 39.60 kg/m<sup>2</sup>.

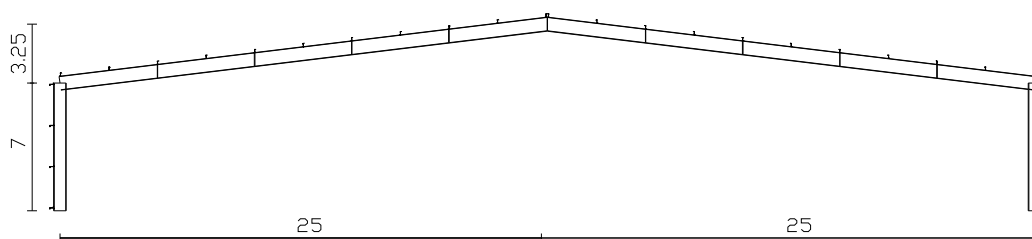


Figura III.18 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 50.00m

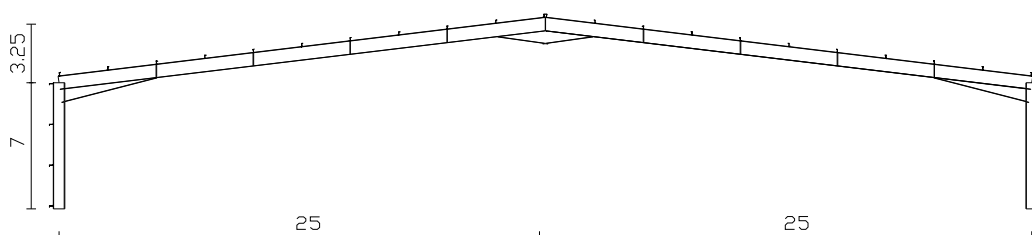


Figura III.19 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 50.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.10 – Resultado do pórtico com vão de 50.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 50_7_1	50	3000	IPE_750/	IPE_750/	Não	49.50	14850
Pórtico 50_7_2	50	3000	IPE_750/	IPE_750/	Sim	43.60	13080
Pórtico 50_7_3	50	3000	IPE_750/	HEA_650	Não	46.20	13860
Pórtico 50_7_4	50	3000	IPE_750/	HEA_600	Sim	39.60	11880
Pórtico 50_7_5	50	3000	HEA_650	HEA_600	Não	45.00	13500
Pórtico 50_7_6	50	3000	HEA_500	HEA_600	Sim	43.80	13140
Pórtico 50_7_7	50	3000	HEB_600	HEB_550	Não	49.90	14970
Pórtico 50_7_8	50	3000	HEB_500	HEB_550	Sim	50.30	15090

No Quadro III.11 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico com viga em treliça com vão de 50.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com

referência 50\_7\_3, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_280 e viga em secção transversal mista HEA/IPE, o valor obtido é de  $23.80 \text{ kg/m}^2$ .

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

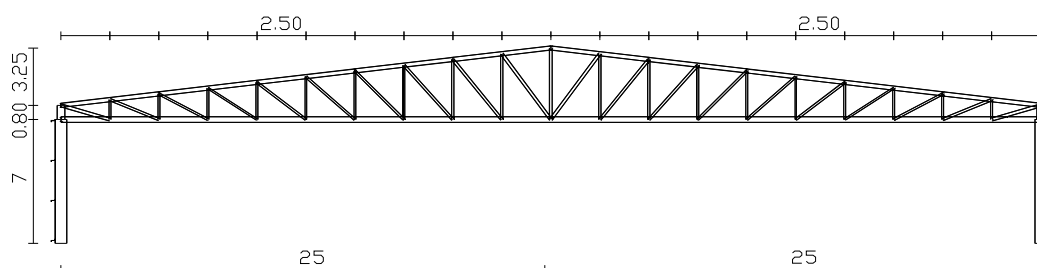


Figura III.20 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m

Quadro III.11 – Resultado do pórtico com vão de 50.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 50_7_1	50	3000	IPE	IPE_600	31.10	93300
Treliça 50_7_2	50	3000	IPE	HEA_300	26.30	78900
Treliça 50_7_3	50	3000	HEA/IPE	HEA_280	23.80	71400

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 50.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, a solução mais económica é a solução de viga em treliça, com uma diferença traduzida em peso relativamente á solução mais económica do pórtico rígido pilar e viga em alma cheia de  $15.80 \text{ kg/m}^2$ .

#### III.2.1.6 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DO PAVILHÃO COM 60.00M

No Quadro III.12 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico rígido com vão de 60.00m, na primeira solução não se encontra dentro dos perfis utilizados solução com capacidade resistente, na segunda solução com recurso a esquadros tem-se solução para a viga em IPE\_750/173 mas sem solução para o pilar em secção transversal IPE, na terceira solução não se encontrou perfil com capacidade resistente para a viga já o pilar a solução seria um pilar em secção transversal HEA\_900, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 60\_7\_4, o qual é constituído por pilar em secção

HEA\_800 e viga em secção transversal IPE\_750/173, ainda com recurso a esquadros na ligação viga-pilar e a meio vão viga-viga, o valor obtido é de 47.20 kg/m<sup>2</sup>.

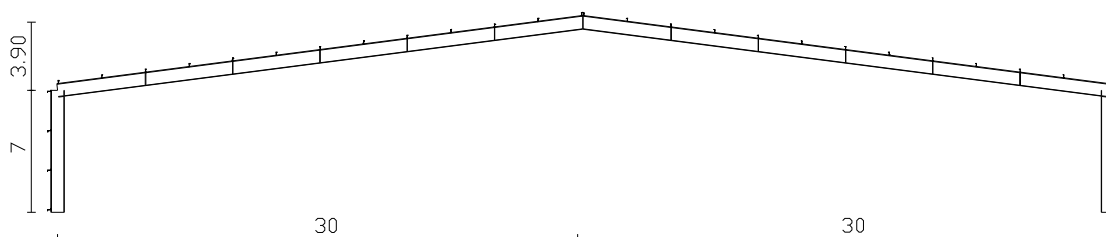


Figura III.21 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 60.00m

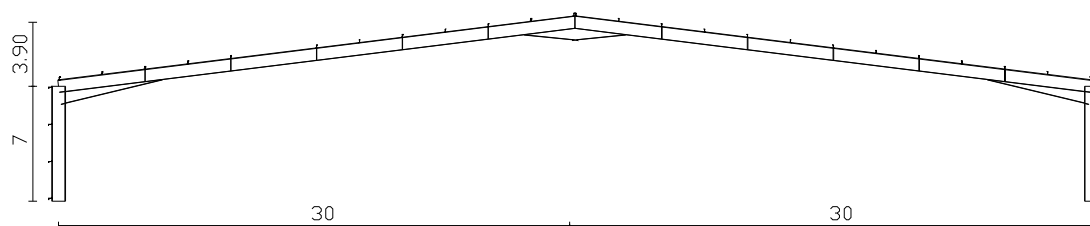


Figura III.22 – Pórtico rígido viga e pilar de alma cheia, vão de 60.00m com esquadros ligação pilar/viga, viga/viga

Quadro III.12 – Resultado do pórtico com vão de 60.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Viga	Perfil Pilar	Esq. Ligação	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Pórtico 60_7_1	60	3600	IPE	IPE	Não	0.00	0.00
Pórtico 60_7_2	60	3600	IPE_750/173	IPE	Sim	0.00	0.00
Pórtico 60_7_3	60	3600	IPE	HEA_900	Não	0.00	0.00
Pórtico 60_7_4	60	3600	IPE_750/173	HEA_800	Sim	47.20	169920
Pórtico 60_7_5	60	3600	HEA_900	HEA_1000	Não	57.20	205920
Pórtico 60_7_6	60	3600	HEA_700	HEA_1000	Sim	55.30	199080
Pórtico 60_7_7	60	3600	HEB_800	HEB_1000	Não	60.40	217440
Pórtico 60_7_8	60	3600	HEB_600	HEB_1000	Sim	57.70	207720

No Quadro III.13 apresentam-se os resultados referentes ao dimensionamento do pavilhão constituído por pórtico com viga em treliça com vão de 60.00m, como pode verificar o pavilhão mais económico valor traduzido em peso é o pavilhão com referência 60\_7\_3, o qual é constituído por pilar em secção transversal HEA\_200 e viga em secção transversal mista HEA/IPE, o valor obtido é de 27.40kg/m<sup>2</sup>.

Os perfis constituintes de cada viga em treliça obtida no cálculo são apresentados no anexo A.

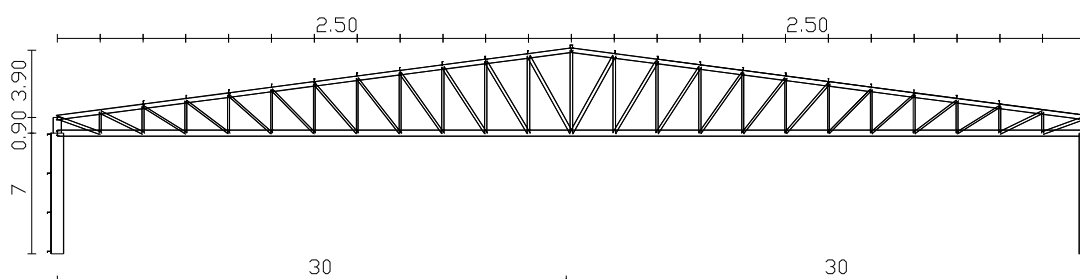


Figura III.23 – Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m

Quadro III.13 – Resultado do pórtico com vão de 60.00m

Referência	Vão (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perfil Treliça	Perfil Pilar	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Peso Total (kg)
Treliça 60_7_1	60	3600	IPE	IPE_750/17	34.50	124200
Treliça 60_7_2	60	3600	IPE	HEA_320	29.10	104760
Treliça 60_7_3	60	3600	HEA/IPE	HEA_320	27.40	98640

Resultado comparativo entre soluções para um mesmo vão e mesma altura de pilar, vão de 60.00m: Como se pode verificar através dos resultados traduzidos em peso, a solução mais económica é a solução de viga em treliça, com uma diferença traduzida em peso relativamente á solução mais económica do pórtico rígido pilar e viga em alma cheia de 19.80 kg/m<sup>2</sup>.

### III.2.2. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Comparando os resultados dos quadros, verifica-se que para o mesmo tipo de pavilhão, solução estrutural com a mesma geometria, para o mesmo vão e sistema estrutural, nomeadamente ao nível dos pilares com o mesmo tipo de perfil há algumas diferenças nas secções transversais, em que nalguns casos utiliza-se uma secção imediatamente

superior à outra, isto resulta do aproveitamento ou não da quase totalidade da resistência do perfil, em que um está com a resistência praticamente esgotada e o outro com uma secção transversal superior tem ainda alguma resistência que não é usada, como neste estudo são usados só perfis comerciais, estamos condicionados a perfis com características geométricas e mecânicas pré-definidas.

Como se verifica pelos quadros, a solução de pórtico constituído por pilar e viga em alma cheia, com recurso a esquadros de reforço na zona de ligação do pilar e na zona da viga com viga, é mais vantajosa em relação à solução de pórtico sem recurso a esquadros de reforço, vantagem traduzida na economia em peso de aço utilizado, vantagem essa que se torna mais acentuada para vãos maiores, o gráfico da Figura III.24 mostra a comparação do consumo em aço, para os vários vãos estudados nas soluções mais económicas, nas soluções de pórtico em pilar e viga de alma cheia, com e sem recurso a esquadros de reforço.

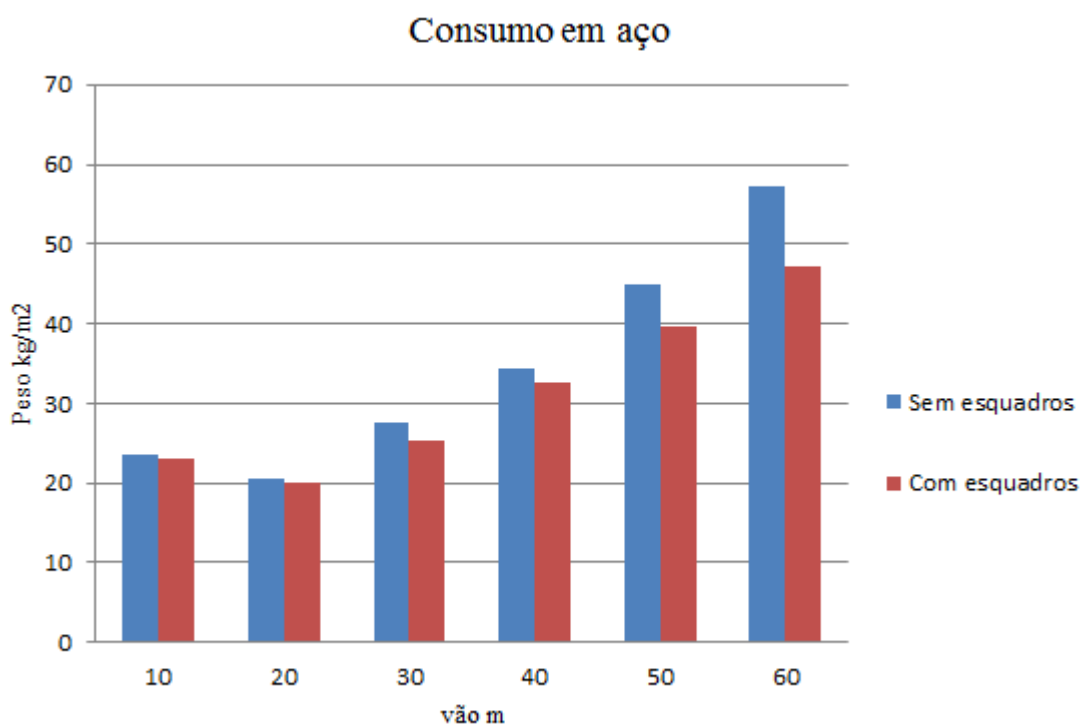


Figura III.24 – Gráfico comparativo do consumo em aço em função do vão, referente às soluções mais económicas para cada vão estudado, para pórtico com viga em alma cheia sem esquadros de reforço e com esquadros de reforço, na zona de ligação do pilar com a viga e na zona de ligação da viga com viga.

Relativamente à solução de pórtico em pilar e viga de alma cheia face ao pórtico em viga em treliça, como se verifica pelos quadros, a solução de pórtico de viga em treliça apresenta um valor inferior em peso em relação ao pórtico de pilar e viga de alma cheia a partir do vão de 30.00m, a diferença de peso no vão de 30.00m é de  $4.90\text{kg/m}^2$  nas soluções de pavilhões mais económicos, diferença essa que aumenta significativamente com o aumentar do vão, com o aumentar da largura do pavilhão, a diferença no pavilhão com 60.00m é de  $19.80\text{ kg/m}^2$ .

Nas soluções de pavilhão com vão de 10.00m o consumo em aço por metro quadrado de área coberta tanto para viga em alma cheia assim como viga em treliça é superior à solução de vão com 20.00m, decresce para esta. A partir da solução de vão com 20.00m até à solução de vão com 60.00m em ambas as soluções existe um aumento de consumo de aço por metro quadrado de área coberta, sendo mais significativo na solução de viga com alma cheia, não sendo tão expressivo na solução de viga em treliça. O gráfico da Figura III.25 mostra a comparação do consumo em aço para os vários vãos estudados, nas soluções mais económicas, soluções entre pórtico com pilar e viga de alma cheia e pórtico com viga em treliça.

As diferenças dizem respeito unicamente à economia em peso de aço necessário para a estrutura, não está aqui incluído qualquer peso relativamente à estrutura secundária como madres, material de revestimento e ligações, esta diferença de peso que poderá trazer compensação em relação aos pórticos integralmente de alma cheia está sujeita a uma análise em termos de produto final, as soluções de viga em treliça tem no seu fabrico um acréscimo no valor de mão-de-obra, são mais dispendiosas, tem um maior número de elementos a preparar, assim como o número de ligações aumenta significativamente. Neste estudo o objectivo é só quantificar o peso em aço por metro quadrado de construção, está fora do âmbito deste trabalho o valor final da estrutura.

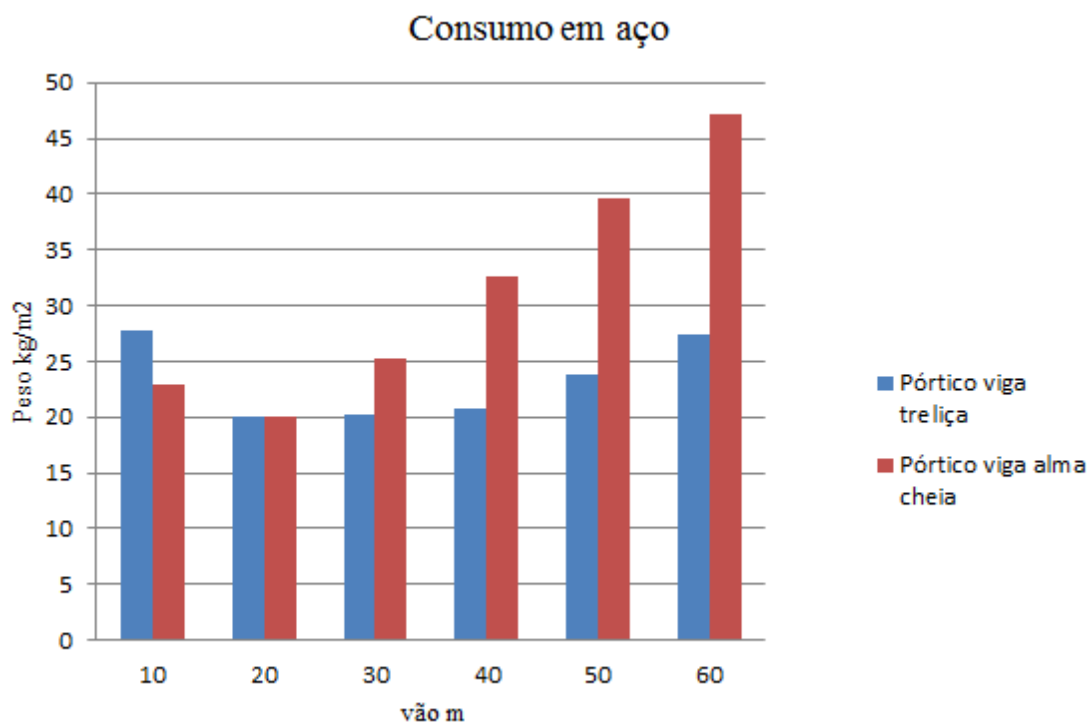


Figura III.25 – Gráfico comparativo do consumo em aço em função do vão, referente às soluções mais económicas para cada vão estudado, para pórtico com viga em alma cheia e pórtico com viga em treliça.

Por forma a optar pela melhor solução, refere-se ainda algumas vantagens e desvantagens dos pavilhões com estrutura constituída por pórticos de viga em treliça comparados com pavilhões com estrutura constituída por pórticos de viga com perfil em alma cheia.

Como vantagens refere-se:

- i. Solução mais competitiva para vãos maiores, a partir dos 30.00m com diferenças significativas no peso em aço necessário para a estrutura por metro quadrado.
- ii. Facilidade de substituição de um elemento.
- iii. Possibilidade de utilização dos vazios, os vazios da treliça permite a passagem de tubos, equipamentos, possibilidade de colocar tecto falso com maior simplicidade.

Como desvantagens refere-se:

- i. Para vãos inferiores a 30.00m são economicamente mais dispendiosas.
- ii. Manutenção, pintura e limpeza da solução estrutural, o elevado número de

peças leva a um gasto de mão-de-obra muito superior a solução de viga em alma cheia.

- iii. Maior dificuldade na fabricação pelo elevado número de elementos necessários para a estrutura e maior número de ligações a realizar.
- iv. Transporte mais oneroso pelo elevado número de elementos.
- v. Montagem em obra mais lenta pelo número elevado de elementos e de ligações a executar.

### III.3. DIMENSIONAMENTO MANUAL PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS DO PÓRTICO CONSTITUÍDO POR PILAR E VIGA DE ALMA CHEIA PARA O VÃO DE 30.00M

#### III.3.1. INTRODUÇÃO

Neste caso prático pretende-se fazer o dimensionamento manual do pórtico intermédio do pavilhão com 30.00m de vão, fazer a respectiva verificação de segurança, validar os resultados obtidos com o recurso ao programa de cálculo automático.

As condições em que o dimensionamento se baseou neste caso de estudo foram as mesmas do dimensionamento com o programa de cálculo automático.

#### III.3.2. BREVE DESCRIÇÃO DO PÓRTICO

O pórtico em análise é constituído por pilares e viga em perfis de alma cheia, não foram usados esquadros de ligação para reforço nas zonas de ligação pilar com viga e viga com viga, os pilares são constituídos por perfil com secção transversal HEA\_340, a viga é constituída por perfil com secção transversal IPE 500, o vão livre é de 30.00m, altura do pilar é de 7.00, a inclinação da viga é de 7.40°.

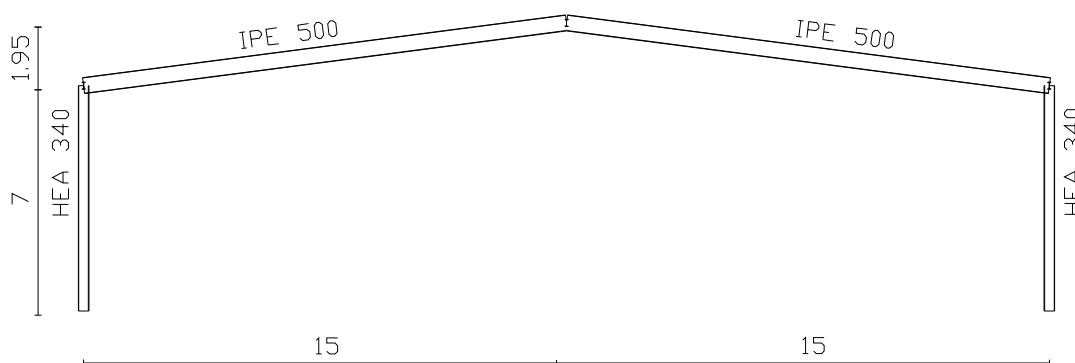


Figura III.26 – Pórtico de pavilhão industrial em estudo, pórtico rígido vão de 30.00m

III.3.3. ESFORÇOS OBTIDOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PARA A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA E DO PILAR

Esforços actuantes no pilar, para a situação mais desfavorável, acção de base sobrecarga:

$$M_{y,Ed} = 291.83 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 69.73 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 99.49 \text{ kN}$$

Esforços actuantes na viga, para a situação mais desfavorável, acção de base sobrecarga:

$$M_{y,Ed} = 291.83 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 70.01 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 79.42 \text{ kN}$$

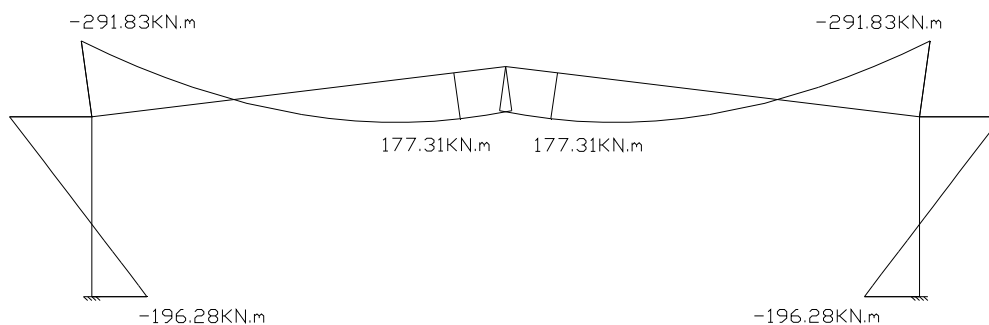


Figura III.27 – Diagrama de momentos flectores para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica

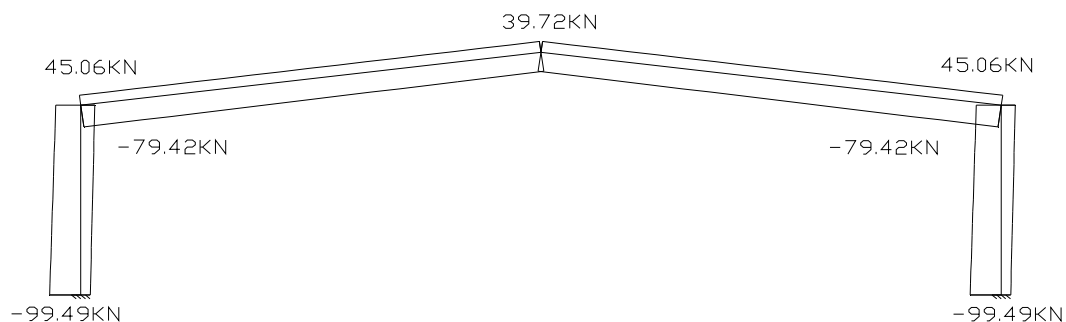


Figura III.28 – Diagrama de esforço axial para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica

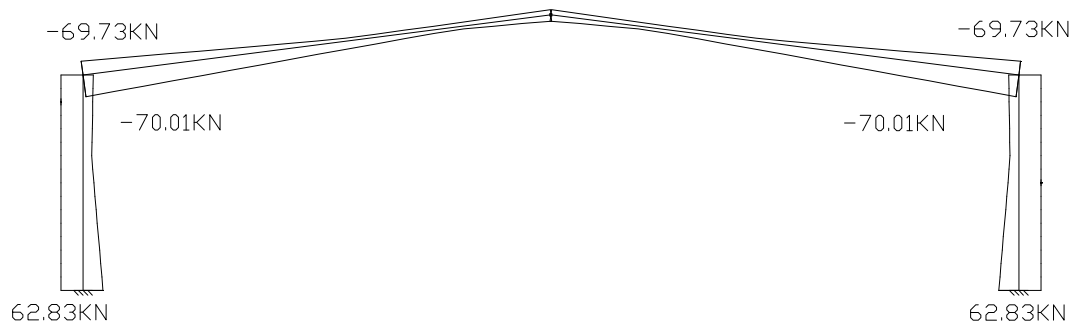


Figura III.29 – Diagrama de esforço transverso para a combinação de acções, acção de base sobrecarga, análise elástica

### III.3.4. DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO

#### III.3.4.1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO PILAR

##### i. Esforços actuantes no pilar

$$M_{y,Ed} = 291.83 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 69.73 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 99.49 \text{ kN}$$

##### ii. Verificação da classe da secção

*Alma da secção em flexão composta*

$$\alpha_c = 0.5d + \frac{0.5N_{Ed}}{t_w f_y} = 0.5 \times 243 + \frac{0.5 \times 99.49 \times 10^3}{9.5 \times 275} = 140.54 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{140.54}{243} = 0.58$$

Para o aço S275  $\epsilon = \sqrt{235 / 275} = 0.92$

quando  $\alpha > 0.51$   $\frac{C}{t} \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot \alpha - 1} \Rightarrow \frac{243}{9.5} = 25.00 < \frac{396 \times 0.92}{(13 \times 0.58 - 1)} = 55.71$

*Banzo à compressão*

$$\alpha_c = 0.5d + \frac{0.5N_{Ed}}{t_f \cdot f_y} = 0.5 \times 118.25 + \frac{0.5 \times 99.49 \times 10^3}{16.5 \times 275} = 70.09 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{70.09}{11825} = 0.59$$

$$\frac{C}{t} \leq \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}} \Rightarrow \frac{(300 - (2 \times 27 + 9.5)) / 2}{16.5} = 7.17 < \frac{9 \times 0.92}{0.59 \sqrt{0.59}} = 18.27$$

Logo a secção é de classe 1, verifica as duas condições em simultâneo.

### iii. Verificação da resistência da secção transversal

#### *Compressão*

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_Y}{\gamma_{M0}} = \frac{133.5 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 3671.25 kN$$

$$N_{Ed} = 99.49 < 0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 3671.25 = 917.81 kN$$

$$N_{Ed} = 99.49 < 0.5 \times h_w \times t_w \frac{f_Y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 0.297 \times 0.0095 \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 387.96 kN$$

Logo não é necessário reduzir a resistência à flexão, verifica as duas condições, a resistência à flexão em torno de y é dada por:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_Y}{\gamma_{M0}} = 1850 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 508.75 kN.m$$

#### *Esforço transversal*

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_Y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{44.95 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1} = 713.68 kN$$

#### *Encurvadura pela alma*

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{297}{9.5} = 31.29 < 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \times \frac{0.92}{1} = 66.24$$

Não é necessário verificar a encurvadura por esforço transversal, conservativamente considera-se  $\eta = 1$

#### *Flexão com esforço transversal*

$$V_{Ed} = 69.73 < 0.50 V_{pl,Rd} = 0.50 \times 713.68 = 356.84 kN$$

Logo não é necessário reduzir a resistência da secção com a combinação da flexão com o esforço axial, por causa do esforço transversal.

iv. Verificação da estabilidade do elemento

$$M_{z,Ed} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Cálculo dos coeficientes de redução relativos à encurvadura por flexão  $\chi_y, \chi_z$ :

$$\eta_1 = \frac{\frac{27690}{7.0}}{\frac{27690}{7.0} + \frac{48200}{30.252}} = 0.71$$

$$\eta_2 = 0$$

Pelo abaco, faz-se a intersecção  $\eta_1 / \eta_2 = 1.41$

$$L_{Cr,y} = 1.41 \times 7.0 = 9.87m$$

$$N_{Cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 27690 \times 10^{-8}}{9.87^2} = 5891.25kN$$

$$\bar{\lambda}_{y} = \sqrt{\frac{A \cdot f_Y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{133.5 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{5891.25}} = 0.79$$

$$h/b = 330/300 = 1.1, \text{ eixo y-y curva (b) } \alpha = 0.34$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.34 \times (0.79 - 0.2) + 0.79^2 \right] = 0.91$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.91 + \sqrt{0.91^2 - 0.79^2}} = 0.73$$

$$L_{Cr,z} = 0.7 \times 7.00 = 4.90 \text{ m}$$

$$N_{Cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 7436 \times 10^{-8}}{4.90^2} = 6418.98 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_{z} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{133.5 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{6418.98}} = 0.76$$

$$h/b = 330/300 = 1.1, \text{ eixo z-z curva (c) } \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.49 \times (0.76 - 0.2) + 0.76^2 \right] = 0.93$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.76^2}} = 0.68$$

Principais características geométricas e mecânicas do perfil HEA\_340:

$A=133.5\text{cm}^2$ ;  $A_{vz}=44.95\text{cm}^2$ ;  $h=330\text{mm}$ ;  $b=300\text{mm}$ ;  $tw=9.5\text{mm}$ ;  $tf=16.5\text{mm}$ ;  
 $W_{pl,y}=1850\text{cm}^3$ ;  $W_{el,y}=1678\text{cm}^3$ ;  $W_{pl,z}=755.90\text{cm}^3$ ;  $W_{el,z}=495.73\text{cm}^3$   
 $I_y=27690\text{cm}^4$ ;  $I_z=7436\text{cm}^4$ ;  $I_t=172.2\text{cm}^4$ ;  $I_w=1824 \times 10^3 \text{ cm}^6$ ;  $i_y=14.40 \text{ cm}$ ;  $i_z=7.46$   
 $\text{cm}$ ;  $E=210\text{GPa}$ ;  $G=81\text{GPa}$ ;  $F_y=275 \text{ MPa}$ ;  $K=K_w=1.0$ ;  $C_1=1.0$ ;  $C_2=0.0$ ;  $C_3=0.0$ ;  $Z_g=0$   
 momentos de extremidade;  $Z_j=0$  seção simétrica.

Utilizando a expressão de Clark & Hill e Galéa obtém-se:

$$C_1 = 1.00$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(K_z \times L)^2} \times \left[ \left[ \left( \frac{K_z}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} \right. \\ \left. - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

$$M_{cr} = 1.00 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 7436 \times 10^{-8}}{(1 \times 7.0)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{1824 \times 10^{-9}}{7436 \times 10^{-8}} + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{(1 \times 7.0)^2 \times 81 \times 10^6 \times 127.2 \times 10^{-8}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 7436 \times 10^{-8}} \right]^{0.5} \right\}$$

$$M_{cr} = 752.82 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{1850 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{752.82}} = 0.82$$

Para escolher a curva de encurvadura europeia:

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 < 2$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ curva (a) (quadro 6.4 do EC3)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(0.82 - 0.2) + 0.82^2] = 0.90$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.90 + \sqrt{(0.90^2 - 0.82^2)}} = 0.78$$

Termos auxiliares para o método 1:

$$M_{pl.Y,Rd} = W_{pl.Y} \frac{f_Y}{\gamma_{M0}} = 1850 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 508.75 \text{ kN.m}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_Y} \geq 0$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{127.2 \times 10^{-8}}{27690 \times 10^{-8}} = 1.00$$

$$b_{LT} = 0.5 a_{LT} \bar{\lambda}_0^2 \frac{M_{Y.Ed}}{\chi_{LT} M_{pl.Y,Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{M_{pl.Z,Rd}}$$

$$M_{Z,ED} = 0.00 \Rightarrow b_{LT} = 0.00$$

$$c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y,Rd}}$$

$$c_{LT} = 10 \times 1.00 \times \frac{0.82^2}{5 + 0.76^4} \times \frac{291.83}{1.00 \times 0.78 \times 508.75} = 0.93$$

$$d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^2}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y,Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{C_{mZ} M_{pl.Z,Rd}}$$

$$M_{Z,ED} = 0.00 \Rightarrow d_{LT} = 0.00$$

$$e_{LT} = 1.7a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}}$$

$$e_{LT} = 1.7 \times 1.00 \frac{0.82}{0.1 + 0.78^4} \times \frac{291.83}{1.00 \times 0.78 \times 508.75} = 2.39$$

$$N_{cr.Y} = 5891.25 \text{ kN}$$

$$N_{cr.Z} = 6418.98 \text{ kN}$$

$$\mu_Y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Y}}}{1 - \chi_Y \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Y}}} = \frac{1 - \frac{99.49}{5891.25}}{1 - 0.81 \times \frac{99.49}{5891.25}} = 1.00$$

$$\mu_Z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Z}}}{1 - \chi_Z \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Z}}} = \frac{1 - \frac{99.49}{6418.98}}{1 - 0.76 \times \frac{99.49}{6418.98}} = 1.0$$

$$W_Y = \frac{W_{pl.Y}}{W_{el.Y}} = \frac{1850.00}{1678.00} = 1.10 < 1.50$$

$$W_Z = \frac{W_{pl.Z}}{W_{el.z}} = \frac{755.90}{495.70} = 1.52 > 1.5 = 1.50$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{RK} / \gamma_{M0}} = \frac{99.49}{3671.25/1} = 0.027$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = (\bar{\lambda}_Y, \bar{\lambda}_Z) = (0.87; 0.76) = 0.87$$

$$N_{cr.T} = \frac{1}{i_0^2} \left( G \times I_T + \frac{\pi^2 \times E \times I_W}{L_{ET}^2} \right)$$

$$N_{cr.T} = \frac{1}{0.1622^2} \times \left( 81 \times 10^6 \times 127.2 \times 10^{-8} \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 1824 \times 10^{-9}}{7^2} \right) = 6848.08 \text{ kN}$$

$$i_0 = \sqrt{(i_Y^2 + i_Z^2 + y_0^2 + z_0^2)}$$

$$i_0 = \sqrt{0.144^2 + 0.0746^2 + 0 + 0} = 0.1622$$

$$\bar{\lambda}_0 > 0.2\sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

$$0.82 > 0.2\sqrt{1.00} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{99.49}{6418.98}\right)\left(1 - \frac{99.49}{6848.08}\right)} = 0.20$$

Como  $0.82 > 0.20$  então:

$$C_{mY} = C_{mY,0} + (1 - C_{mY,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_Y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_Y} a_{LT}}$$

$$C_{mY} = 1.00 + (1.00 - 1.00) \times \frac{\sqrt{23.34} \times 1.00}{1 + \sqrt{23.34} \times 1.00} = 1.00$$

$$\varepsilon_Y = \frac{M_{Y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,Y}}$$

$$\varepsilon_Y = \frac{291.83}{99.49} \times \frac{133.5 \times 10^{-4}}{1678.00 \times 10^{-6}} = 23.34$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{mY}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$$C_{mLT} = 1.00^2 \times \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{99.49}{6418.98}\right)\left(1 - \frac{99.49}{6848.08}\right)}} = 0.63 \Rightarrow 1.00$$

$$C_{YY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,Y}}{W_{pl,Y}}$$

$$C_{YY} = 1.0 + (1.10 - 1.0) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{1.10} 1.0^2 \times 0.79 - \frac{1.6}{1.10} 1.00^2 \times 0.79^2 \right) \times 0.027 - 0.0 \right] > \frac{1678}{1850}$$

$$C_{YY} = 1.00 > 0.91$$

$$C_{ZY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{W_Y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_Y}{W_Z}} \times \frac{W_{el,Y}}{W_{pl,Y}}$$

$$C_{ZY} = 1.0 + (1.1 - 1.0) \left[ \left( 2 - 14 \times \frac{1.0^2 \cdot 0.79^2}{1.1^5} \right) \times 0.027 - 0.0 \right] > 0.6 \sqrt{\frac{1.1}{1.5}} \times \frac{1678}{1850}$$

$$C_{ZY} = 0.99 > 0.47$$

$$K_{YY} = C_{mY} C_{mLT} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{YY}}$$

$$K_{YY} = 1.0 \times 1.03 \times \frac{1.0}{1 - \frac{99.49}{5891.25}} \times \frac{1.0}{1.0} = 1.05$$

$$K_{ZY} = C_{mz} C_{mLT} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{ZY}} 0.6 \sqrt{\frac{W_Y}{W_Z}}$$

$$K_{ZY} = 1.0 \times 1.03 \times \frac{1.0}{1 - \frac{99.49}{5891.25}} \frac{1.0}{0.99} \times 0.6 \times \sqrt{\frac{1.1}{1.5}} = 0.54$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y.RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{99.49}{0.73 \times 3671.25} + 1.05 \times \frac{291.83}{0.78 \times \frac{508.75}{1}} = 0.81 < 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y.RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{99.49}{0.68 \times 3671.25} + 0.54 \times \frac{291.83}{0.78 \times \frac{508.75}{1}} = 0.44 < 1.0$$

O perfil com secção transversal HEA\_340 em aço S275MPa verifica a segurança, logo é solução.

### III.3.4.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA

i. Esforços actuantes na viga

$$M_{y,Ed} = 291.83 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 70.01 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 79.42 \text{ kN}$$

ii. Verificação da classe da secção

*Alma da secção em flexão*

$$\text{Para o aço S275 } \varepsilon = \sqrt{235 / 275} = 0.92$$

$$\frac{C}{t} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{426}{10.2} = 41.76 < 72 \times 0.92 = 66.24$$

*Banzo à compressão*

$$\alpha c = 0.5d + \frac{0.5N_{Ed}}{t \cdot f_y} = 0.5 \times 73.9 + \frac{0.5 \times 70.42 \times 10^3}{16 \times 275} = 44.98 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{45.98}{73.90} = 0.62$$

$$\frac{C}{t} \leq \frac{9 \cdot \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}} \Rightarrow \frac{(200 - (2 \times 21 + 10.2)) / 2}{16} = 4.62 < \frac{9 \times 0.92}{0.62 \sqrt{0.62}} = 16.96$$

Logo a secção é de classe 1, verifica as duas condições em simultâneo.

iii. Verificação da resistência da secção transversal

*Compressão*

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 3190.00 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 79.42 < 0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 3190.00 = 797.50 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 79.42 < 0.5 \times h_w \times t_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 0.468 \times 0.0102 \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 656.37 \text{ kN}$$

Logo não é necessário reduzir a resistência à flexão, verifica as duas condições, a resistência à flexão em torno de y é dada por:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2194 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 603.35 \text{ kN.m}$$

*Esforço transversal*

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{59.87 \times 10^{-4} \times (275 \times 10^3 / \sqrt{3})}{1} = 950.56 \text{ kN}$$

*Encurvadura pela alma*

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{468}{10.2} = 45.88 < 72 \frac{\epsilon}{\eta} = 72 \times \frac{0.92}{1} = 66.24$$

Não é necessário verificar a encurvadura por esforço transversal, conservativamente considera-se  $\eta = 1$

*Flexão com esforço transversal*

$$V_{Ed} = 70.01 < 0.50 V_{pl,Rd} = 0.50 \times 950.56 = 475.28 \text{ kN}$$

Logo não é necessário reduzir a resistência da secção com a combinação da flexão com o esforço axial, por causa do esforço transversal.

iv. Verificação da estabilidade do elemento

$$M_{z,Ed} = 0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Cálculo dos coeficientes de redução relativos à encurvadura por flexão  $\chi_y, \chi_z$ :

$$L_{Cr,y} = 2.00 \times 15.126 = 30.252m$$

$$N_{Cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 48200 \times 10^{-8}}{30.252^2} = 1091.59kN$$

$$\bar{\lambda}_{y} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{116 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1091.59}} = 1.71$$

$$h/b = 500/200 = 2.5, \text{ eixo y-y curva (a) } \alpha = 0.21$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \times \left[ 1 + 0.21 \times (1.71 - 0.2) + 1.71^2 \right] = 2.12$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{2.12 + \sqrt{2.12^2 - 1.71^2}} = 0.30$$

$$L_{Cr,z} = 2.50m$$

$$N_{Cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2142 \times 10^{-8}}{2.50^2} = 7103.27kN$$

$$\bar{\lambda}_{z} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{116 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{7103.27}} = 0.67$$

$$h/b = 500/200 = 2.5, \text{ eixo z-z curva (b) } \alpha = 0.34$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \times \left[ 1 + 0.34 \times (0.67 - 0.2) + 0.67^2 \right] = 0.80$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.80 + \sqrt{0.80^2 - 0.67^2}} = 0.81$$

Principais características geométricas e mecânicas do perfil IPE\_500:

A=116cm<sup>2</sup>; Avz=59.87cm<sup>2</sup>; h=500mm; b=200mm; tw=10.2mm; tf=16mm;  
 Wpl,y=2194cm<sup>3</sup>; Wel,y=1928cm<sup>3</sup>; Wpl,z=335.90cm<sup>3</sup>; Wel,z=214.20cm<sup>3</sup>,  
 Iy=48200cm<sup>4</sup>; Iz=2142cm<sup>4</sup>; It=89.29cm<sup>4</sup>; Iw=1249×10<sup>3</sup>cm<sup>6</sup>; iy=20.43cm;  
 iz=4.31cm; E=210GPa; G=81GPa; Fy=275MPa; K=Kw=1.0; C1=1.0; C2=0.0; C3=0.0;  
 Zg=0 momentos de extremidade; Zj=0 secção simétrica.

Utilizando a expressão de Clark & Hill e Galéa obtem-se:

$$C_1 = 1.00$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(K_z \times L)^2} \times \left[ \left[ \left( \frac{K_z}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K_z \times L)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} \right. \\ \left. - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right]$$

$$M_{cr} = 1.00 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2142 \times 10^{-8}}{(1 \times 5.00)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{1249 \times 10^{-9}}{2142 \times 10^{-8}} + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{(1 \times 5.00)^2 \times 81 \times 10^6 \times 89.29 \times 10^{-8}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2142 \times 10^{-8}} \right]^{0.5} \right\}$$

$$M_{cr} = 558.85 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{CR}}} = \sqrt{\frac{2194 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{558.85}} = 1.04$$

Para escolher a curva de encurvadura europeia:

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 2$$

$$\alpha_{LT} = 0.34, \text{ curva (b) (quadro 6.4 do EC3)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + 0.34 (1.04 - 0.2) + 1.04^2 \right] = 1.18$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.18 + \sqrt{(1.18^2 - 1.04^2)}} = 0.57$$

Termos auxiliares para o método 1:

$$M_{pl,Y,Rd} = W_{pl,Y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2194 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^3}{1} = 603.35 \text{ kN.m}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_Y} \geq 0$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{89.29 \times 10^{-8}}{48200 \times 10^{-8}} = 1.00$$

$$b_{LT} = 0.5a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{\chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{M_{pl.Z.Rd}}$$

$$M_{Z.Ed} = 0.00 \Rightarrow b_{LT} = 0.00$$

$$c_{LT} = 10a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}}$$

$$c_{LT} = 10 \times 1.00 \times \frac{0.40^2}{5 + 0.67^4} \times \frac{291.93}{1.00 \times 0.57 \times 603.35} = 0.26$$

$$d_{LT} = 2a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}} \frac{M_{Z.Ed}}{C_{mZ} M_{pl.Z.Rd}}$$

$$M_{Z.Ed} = 0.00 \Rightarrow d_{LT} = 0.00$$

$$e_{LT} = 1.7a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_Z^4} \frac{M_{Y.Ed}}{C_{mY} \chi_{LT} M_{pl.Y.Rd}}$$

$$e_{LT} = 1.7 \times 1.00 \times \frac{0.40}{0.1 + 0.67^4} \times \frac{291.93}{1.00 \times 0.57 \times 603.35} = 1.89$$

$$N_{cr.Y} = 1091.59 \text{ KN}$$

$$N_{cr.Z} = 7103.27 \text{ KN}$$

$$\mu_Y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Y}}}{1 - \chi_Y \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Y}}} = \frac{1 - \frac{79.42}{1091.59}}{1 - 0.73 \times \frac{79.42}{1091.59}} = 0.95$$

$$\mu_Z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Z}}}{1 - \chi_Z \frac{N_{Ed}}{N_{cr.Z}}} = \frac{1 - \frac{79.42}{7103.27}}{1 - 0.81 \times \frac{79.42}{7103.27}} = 1.0$$

$$W_Y = \frac{W_{pl.Y}}{W_{el.Y}} = \frac{2194.00}{1928.00} = 1.14 < 1.50$$

$$W_Z = \frac{W_{pl.Z}}{W_{el.z}} = \frac{335.90}{214.20} = 1.57 > 1.5 = 1.50$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{RK} / \gamma_{M0}} = \frac{79.42}{3190.00/1} = 0.025$$

$$\bar{\lambda}_{m\acute{a}x} = (\bar{\lambda}_Y, \bar{\lambda}_Z) = (1.71; 0.67) = 1.71$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left( G \times I_T + \frac{\pi^2 \times E \times I_W}{L_{ET}^2} \right)$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{0.2083^2} \times \left( 81 \times 10^6 \times 89.29 \times 10^{-8} \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 1249 \times 10^{-9}}{5^2} \right) = 4052.53 \text{ kN}$$

$$i_0 = \sqrt{(i_Y^2 + i_Z^2 + y_0^2 + z_0^2)}$$

$$i_0 = \sqrt{0.2038^2 + 0.043^2 + 0 + 0} = 0.2083$$

$$\bar{\lambda}_0 \geq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

$$0.40 > 0.2 \sqrt{1.00} \sqrt[4]{\left(1 - \frac{79.42}{7103.27}\right) \left(1 - \frac{79.42}{4052.53}\right)} = 0.20$$

Como  $0.40 > 0.20$  então:

$$C_{mY} = C_{mY,0} + (1 - C_{mY,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_Y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_Y} a_{LT}}$$

$$C_{mY} = 1.00 + (1.00 - 1.00) \frac{\sqrt{22.11} \times 1.00}{1 + \sqrt{22.11} \times 1.00} = 1.00$$

$$\varepsilon_Y = \frac{M_{Y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,Y}}$$

$$\varepsilon_Y = \frac{291.83}{79.42} \times \frac{116 \times 10^{-4}}{1928.00 \times 10^{-6}} = 22.11$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{mY}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1$$

$$C_{mLT} = 1.00^2 \times \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{79.42}{7103.27}\right)\left(1 - \frac{79.42}{4052.53}\right)}} = 1.02$$

$$C_{YY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max} - \frac{1.6}{W_Y} C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,Y}}{W_{Pl,Y}}$$

$$C_{YY} = 1.0 + (1.14 - 1.0) \left[ \left( 2 - \frac{1.6}{1.14} \times 1.0^2 \times 1.71 - \frac{1.6}{1.14} 1.00^2 \times 1.71^2 \right) \times 0.025 - 0.0 \right] > \frac{1928}{2194}$$

$$C_{YY} = 0.98 > 0.88$$

$$C_{ZY} = 1 + (W_Y - 1) \left[ \left( 2 - 14 \frac{C_{mY}^2 \bar{\lambda}_{\max}^2}{W_Y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_Y}{W_Z}} \times \frac{W_{el,Y}}{W_{Pl,Y}}$$

$$C_{ZY} = 1.0 + (1.14 - 1.0) \left[ \left( 2 - 14 \times \frac{1.0^2 \times 1.71^2}{1.14^5} \right) \times 0.025 - 0.0 \right] > 0.6 \sqrt{\frac{1.14}{1.5}} \times \frac{1928}{2194}$$

$$C_{ZY} = 0.93 > 0.46$$

$$K_{YY} = C_{mY} C_{mLT} \frac{\mu_Y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{YY}}$$

$$K_{YY} = 1.0 \times 1.02 \times \frac{0.95}{1 - \frac{79.42}{1091.59}} \times \frac{1.0}{0.98} = 1.07$$

$$K_{ZY} = C_{mz} C_{mLT} \frac{\mu_Z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,Y}}} \frac{1}{C_{ZY}} 0.6 \sqrt{\frac{W_Y}{W_Z}}$$

$$K_{ZY} = 1.0 \times 1.02 \times \frac{1.0}{1 - \frac{79.42}{1091.59}} \times \frac{1.0}{0.93} \times 0.6 \times \sqrt{\frac{1.14}{1.5}} = 0.62$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{RK}} + K_{yy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y.RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{79.42}{0.30 \times 3190} + 1.07 \times \frac{291.83}{0.57 \times \frac{603.35}{1}} = 0.99 < 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{RK}} + K_{zy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y.RK}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

$$\frac{79.42}{0.81 \times 3190} + 0.62 \times \frac{291.83}{0.57 \times \frac{603.35}{1}} = 0.56 < 1.0$$

O perfil com secção transversal IPE\_500 em aço S275MPa verifica a segurança, logo é solução.

### III.4. DIMENSIONAMENTO MANUAL PARA VALIDAÇÃO DE RESULTADOS DO PÓRTICO CONSTITUÍDO POR PILAR DE ALMA CHEIA E VIGA EM TRELIÇA PARA O VÃO DE 30.00M

#### III.4.1. INTRODUÇÃO

Este caso prático tem como objectivo a verificação da segurança das barras mais esforçadas do pórtico intermédio inserido num pavilhão industrial, no qual a estrutura de cobertura é constituída por viga em treliça.

Relativamente à Figura III.30, pórtico intermédio de um pavilhão industrial com viga em treliça, com um vão de 30.00m, pretende-se verificar a segurança das barras mais esforçada, que estão submetidas a esforço axial, verificação da segurança para a combinação de acções mais desfavorável.

As condições em que o dimensionamento se baseou neste caso de estudo foram as mesmas do dimensionamento com o programa de cálculo automático.

#### III.4.2. BREVE DESCRIÇÃO DO PÓRTICO

O pórtico em análise é constituído por pilares em perfis de alma cheia, a viga é em treliça, os pilares são constituídos por perfil com secção transversal HEA\_220, a viga em treliça é constituída por perfil com secção transversal mista HEA/IPE, o vão livre é de 30.00m.

III.4.3. ESFORÇOS OBTIDOS COM O PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO PARA A VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA VIGA

Os esforços de cálculo são os apresentados, sendo obtidos admitindo que os nós da treliça funcionam como articulados, no Quadro III.14 apresenta-se relativamente à viga, a secção transversal dos perfis utilizados, coeficientes de encurvadura, comprimento das barras e os esforços de cálculo. Os esforços foram obtidos com recurso a programa de cálculo automático.

Quadro III.14 – Secção transversal, comprimento das barras, coeficientes de encurvadura e os esforços de cálculo

Barra	Perfil (secção transversal)	Comprimento da barra (m)	Encurvadura Plano xy (Coeficiente)	Encurvadura Plano xz (Coeficiente)	Esforço compressão $N_{c,ED}$ (kN)	Esforço tracção $N_{t,ED}$ (kN)
1	IPE_160	2.571	1.00	0.90	133.42	199.40
2	HEA_140	2.00	2.00	1.00	156.84	246.99
3	HEA_120	2.521	1.00	1.00	254.01	144.44

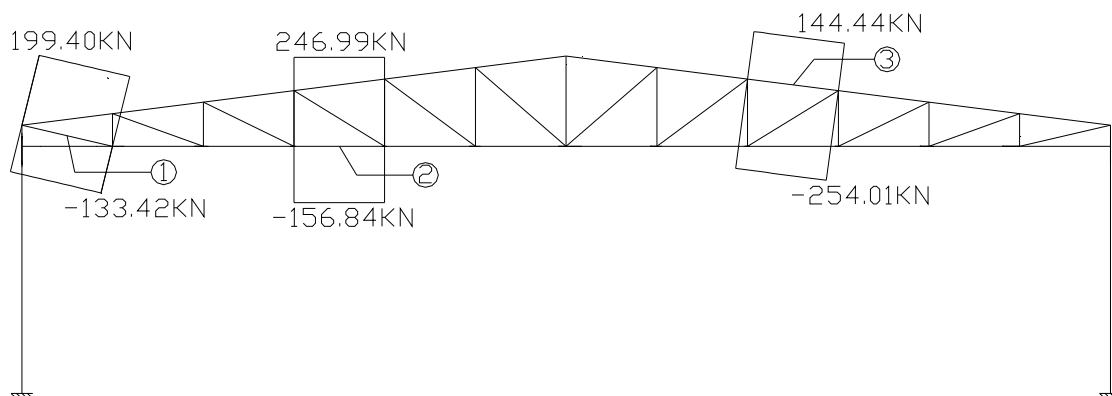


Figura III.30 – Pórtico de pavilhão industrial caso de estudo, viga em treliça diagrama de esforços axial nas barras mais esforçadas

### III.4.4. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS MAIS ESFORÇADAS DA VIGA EM TRELIÇA

#### III.4.4.1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA BARRA 1

Características geométricas e mecânicas do perfil IPE\_160:

h=160mm; b=82mm; d=127.20mm; A=20.10cm<sup>2</sup>; I<sub>y</sub>=869.30cm<sup>4</sup>; I<sub>z</sub>=68.31cm<sup>4</sup>; i<sub>y</sub>=6.58cm; i<sub>z</sub>=1.84cm; t<sub>w</sub>=5.00mm; t<sub>f</sub>=7.40mm; r=9.00mm.

O esforço axial de tracção de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base sobrecarga,  $N_{t,Ed} = 199.40kN$ .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{20.10 \times 10 \times 275 \times 10^3}{1.00} = 552.75kN$$

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{199.40}{552.75} = 0.36 < 1.0$$

O esforço axial de compressão de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base vento direcção 0°  $N_{c,Ed} = 133.42kN$ .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

#### CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_Y} = \sqrt{235 / 275} = 0.92$$

*Alma do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{127.20}{5.00} = 25.44 < 33 \times 0.92 = 30.36$$

*Banzo do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 9 \times \varepsilon = \frac{(82.00 - (2 \times 9.00 + 5.00)) / 2}{7.40} = 3.99 < 9 \times 0.92 = 8.28$$

A secção escolhida em compressão é da classe 1

Plano xz:  $L_{ey}=0.90 \times 2.571=2.314\text{m}$

Plano xy:  $L_{ez}=2.571\text{m}$

### Plano xz

$$L_{Cr,y} = 0.9 \times 2571 = 2.314\text{m}$$

$$N_{Cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 869.30 \times 10^{-8}}{2.314^2} = 3364.82\text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_{y} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{20.10 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{3363.82}} = 0.41$$

$h/b = 160/82 = 1.95 > 1.2$ , eixo y-y curva (a)  $\alpha = 0.21$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \times \left[ 1 + 0.21 \times (0.41 - 0.2) + 0.41^2 \right] = 0.60$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.60 + \sqrt{0.60^2 - 0.41^2}} = 0.95$$

### Plano xy

$$L_{Cr,z} = 2.571\text{m}$$

$$N_{Cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 68.31 \times 10^{-8}}{2.571^2} = 214.19\text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_{z} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{20.10 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{214.19}} = 1.61$$

$h/b = 160/82 = 1.95 > 1.20$ , eixo z-z curva (b)  $\alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \times \left[ 1 + 0.34 \times (1.61 - 0.2) + 1.61^2 \right] = 2.03$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{2.03 + \sqrt{2.03^2 - 1.61^2}} = 0.31$$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.31$$

$$N_{b,Rd} = 0.31 \times \frac{20.10 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 171.35\text{kN}$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{133.42}{171.35} = 0.78 < 1.00$$

O perfil com secção transversal IPE\_160 em aço S275MPa verifica a segurança, logo é solução. Resultado do dimensionamento em conformidade com resultado obtido com programa de cálculo automático, valores obtidos são iguais.

#### III.4.4.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA BARRA 2

Características geométricas e mecânicas do perfil HEA\_140:

$h=133\text{mm}$ ;  $b=140\text{mm}$ ;  $d=92.00\text{mm}$ ;  $A=31.40\text{ cm}^2$ ;  $I_y=1033.00\text{cm}^4$ ;  $I_z=389.30\text{cm}^4$ ;  $i_y=5.73\text{cm}$ ;  $i_z=3.52\text{cm}$ ;  $t_w=5.50\text{mm}$ ;  $t_f=8.50\text{mm}$ ,  $r=12\text{mm}$ .

O esforço axial de tracção de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base sobrecarga,  $N_{t,Ed} = 246.99\text{kN}$ .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{31.40 \times 10 \times 275 \times 10^3}{1.00} = 863.50\text{kN}$$

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{246.99}{863.50} = 0.29 < 1.0$$

O esforço axial de compressão de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base vento direcção  $0^\circ$   $N_{c,Ed} = 156.84\text{kN}$ .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

**CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES**

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_Y} = \sqrt{235/275} = 0.92$$

*Alma do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{92.00}{5.50} = 16.73 < 33 \times 0.92 = 30.36$$

*Banzo do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 9 \times \varepsilon = \frac{(140 - (2 \times 12 + 5.50)) / 2}{8.50} = 6.50 < 9 \times 0.92 = 8.28$$

A secção escolhida em compressão é da classe 1

Plano xz:  $L_{ey} = 2.50\text{m}$

Plano xy:  $L_{ez} = 2 \times 2.50 = 5.00\text{m}$

**Plano xz**

$$L_{Cr,Y} = 2.50\text{m}$$

$$N_{Cr,Y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 1033 \times 10^{-8}}{2.50^2} = 3425.62\text{kN}$$

$$\bar{\lambda}_{y,Y} = \sqrt{\frac{A f_Y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{31.40 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{3425.62}} = 0.50$$

$h/b = 133/140 = 0.95 > 1.2$ , eixo y-y curva (b)  $\alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.34 \times (0.50 - 0.2) + 0.50^2 \right] = 0.68$$

$$\chi_Y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.68 + \sqrt{0.68^2 - 0.50^2}} = 0.88$$

**Plano xy**

$$L_{Cr,z} = 2 \times 2.50 = 5.00 \text{ m}$$

$$N_{Cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 389.30 \times 10^{-8}}{5.00^2} = 322.75 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_{z} = \sqrt{\frac{A \cdot f_Y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{31.40 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{322.75}} = 1.64$$

$$h/b = 133/140 = 0.95 < 1.20, \text{ eixo z-z curva (c) } \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.49 \times (1.64 - 0.2) + 1.64^2 \right] = 2.19$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{2.19 + \sqrt{2.19^2 - 1.64^2}} = 0.27$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0.27$$

$$N_{b,Rd} = 0.27 \times \frac{31.40 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 233.15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{156.84}{233.15} = 0.67 < 1.00$$

O perfil com secção transversal HEA\_140 em aço S275MPa verifica a segurança, logo é solução. Resultado do dimensionamento em conformidade com resultado obtido com programa de cálculo automático, valores obtidos são iguais.

**III.4.4.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA BARRA 3**

Características geométricas e mecânicas do perfil HEA\_120:

H=114mm; b=120mm; d=74mm; A=25.30cm<sup>2</sup>; I<sub>y</sub>=606.20cm<sup>4</sup>; I<sub>z</sub>=230.90cm<sup>4</sup>; i<sub>y</sub>=4.89cm; i<sub>z</sub>=3.02cm; t<sub>w</sub>=5.00mm; t<sub>f</sub>=8.00mm; r=12.00mm.

O esforço axial de tracção de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base sobrecarga,  $N_{t,Ed} = 144.44 \text{ kN}$ .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_Y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{25.30 \times 10 \times 275 \times 10^3}{1.00} = 695.75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{144.44}{695.75} = 0.21 < 1.0$$

O esforço axial de compressão de cálculo actuante produz-se para a combinação de acções com acção de base vento direcção 0°  $N_{c,Ed} = 254.01 \text{ kN}$  .

O dimensionamento de barras à tracção é efectuado com base na seguinte condição:

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

#### CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_Y} = \sqrt{235 / 275} = 0.92$$

*Alma do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{74.00}{5.00} = 14.80 < 33 \times 0.92 = 30.36$$

*Banzo do perfil à compressão, classe 1*

$$\frac{c}{t} \leq 14 \times \varepsilon = \frac{(120 - (2 \times 12 + 5.00)) / 2}{8.00} = 5.69 < 14 \times 0.92 = 12.88$$

A secção escolhida em compressão é da classe 1

Plano xz:  $L_{ey} = 2.521 \text{ m}$

Plano xy:  $L_{ez} = 2.521 \text{ m}$

**Plano xz**

$$L_{Cr,y} = 2.521m$$

$$N_{Cr,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 606.20 \times 10^{-8}}{2.521^2} = 1976.86kN$$

$$\bar{\lambda}_{y} = \sqrt{\frac{A \cdot f_Y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{25.30 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1976.86}} = 0.59$$

$$h/b = 114/120 = 0.95 < 1.2, \text{ eixo y-y curva (b) } \alpha = 0.34$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.34 \times (0.59 - 0.2) + 0.59^2 \right] = 0.74$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{0.74 + \sqrt{0.74^2 - 0.59^2}} = 0.84$$

**Plano xy**

$$L_{Cr,z} = 2.521m$$

$$N_{Cr,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{Cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 230.90 \times 10^{-8}}{2.521^2} = 753.00kN$$

$$\bar{\lambda}_{z} = \sqrt{\frac{A \cdot f_Y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{25.30 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{753.00}} = 0.96$$

$$h/b = 114/120 = 0.95 < 1.20, \text{ eixo z-z curva (c) } \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.5 \left[ 1 + 0.49 \times (0.96 - 0.2) + 0.96^2 \right] = 1.15$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 = \frac{1}{1.15 + \sqrt{1.15^2 - 0.96^2}} = 0.56$$

$$\chi_{min} = \chi_z = 0.56$$

$$N_{b,Rd} = 0.56 \times \frac{25.30 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3}{1} = 389.62kN$$

$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{254.01}{389.62} = 0.65 < 1.00$$

O perfil com secção transversal HEA\_120 em aço S275MPa verifica a segurança, logo é solução. Resultado do dimensionamento em conformidade com resultado obtido com programa de cálculo automático, valores obtidos são iguais.

#### **IV. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Na primeira parte deste trabalho fez-se um resumo do Eurocódigo 3 descrevendo-se a sua filosofia e introduzindo alguns conceitos que poderão ser úteis na concepção e dimensionamento de estruturas metálicas.

Numa segunda fase, procedeu-se ao dimensionamento de vários pavilhões industriais com diversos vãos e com a mesma altura, utilizando diversos sistemas estruturais normalmente adotados neste tipo de edifícios:

- sistema de pórtico com pilar e viga de alma cheia;
- sistema de pórtico com pilar e viga de alma cheia mas utilizando esquadros de reforço no encastramento das vigas junto aos pilares e a meio vão;
- sistema de pilares com perfil de alma cheia e vigas em treliça.

Neste estudo concluiu-se que a utilização de vigas de alma cheia com esquadros de reforço é sempre mais económica em relação à solução de vigas de alma cheia sem esquadros de reforço, no entanto a diferença é mais notória à medida que o vão da viga aumenta. No que respeita à utilização da vigas treliça versus vigas de alma cheia conclui-se que a utilização de vigas treliça só começa a ser mais económica para vãos superiores a cerca de 20 m.

Finalmente e para os dois dos casos estudados conclui-se que os resultados do programa de cálculo comercial utilizado não diferem do cálculo manual realizado com as expressões preconizadas no Eurocódigo 3.

Como desenvolvimento futuro propõe-se o alargamento do estudo não só variando o vão mas também variando a altura do pavilhão industrial de modo a consolidar as conclusões obtidas. Neste desenvolvimento deverá ser prevista ainda a utilização de pilares treliçados de modo a verificar as alturas em que tal poderá ser mais vantajoso do ponto de vista económico.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- [1] Álvarez, R.A., Bustillo, J.M.A., Bustillo, R. A., Martitegui, F. A., Realves, J.R.A., - *Estruturas de Acero Cálculo*, Bellisco, Ediciones Técnicas y Científicas, Madrid, segunda edición, 2005.
- [2] Bourrier, P., Brozzeti, J.,- *Constrution Métallique Et Mixte Acier-Béton, Conception Et Mise En Oeuvre*, Édition Eyrolles, Paris, Août, 1996.
- [3] Bourrier, P., Brozzeti, J.,- *Constrution Métallique Et Mixte Acier-Béton, Calcul Et Dimensionnement Selon Les Eurocode 3 Et 4*, Édition Eyrolles, Paris, Septembre, 1996.
- [4] Bradford, D.A., Nethercot, M.A., Trahair, N.S. – *The Behaviour and Design of Steel Structures to BS5950*, Third Edition, British, 2001.
- [5] Brozzeti, J., Manfred, A. H., Bez, R., - *Constrution Métallique, Exemples Numériques Adaptés aux Eurocodes*, Presses Polytechniques Et Universitaires Romande, Lausanne, Janvier 1995.
- [6] CEN, Eurocode 3: *Design of Steel Structures, Part 1-5: Plated structural elements*, EN 1993-1-5, *European Committee for Standardization*, Brussels, 2006.
- [7] CEN, Eurocode 1: *Action in Structures*, EN 1991, *European Committee for Standardization*, Brussels, 2004.
- [8] Davidson, B., Graham, W. O., - *Steel Designers Manual*, Blackwell Publishing, Sixth Edition, 2003.
- [9] Dias, J.R. - *Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Treliçadas de Transporte de Energia Eléctrica de Acordo com o EC3 (EN) e a EN50341-1*, Tese de Mestrado, IST, 2007.
- [10] Eurocódigo 3 – *Projecto de Estruturas de Aço Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, LNEC, Março de 2010.
- [11] Eurocode 1: *Actions on structures - Part 1-4: General actions -Wind actions*, European Standard, April, 2005.
- [12] Eurocódigo 1: *Acções em Estruturas Parte 1-3: Acções Gerais – Acções da neve*, LNEC, Dezembro de 2009.
- [13] Gomes, R.A.R. – *Nova Filosofia de Cálculo de Estruturas de Aço – Eurocódigo 3*, Tese de Mestrado, Feup, Julho 1993.
- [14] Morel, J. – *Conception et calcul des structures Métalliques*, Eyrolles, Paris, 1990.
- [15] REAE – *Regulamento de estruturas de Aço para Edifícios*, INCM, Lisboa, 1986.
- [16] RSA - *Regulamento de Segurança e acções para estruturas de Edifícios e Pontes*,

INCM, Lisboa, 1986.

[17] Silvestre, N., Camotim, D. - *Stability and Second-Order Effects in Piched-Roof Steel Frames*.

[18] Simões da Silva, L. e Gervásio, H. – *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*, Colecção Construção Metálica e Mista, cmm Press, Coimbra, 2007.

[19] Simões, R. – *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*, Colecção Construção Metálica e Mista, 2.<sup>a</sup> edição, cmm Press, Coimbra, 2007.

[20] Simões da Silva, L. e Santiago, A. – *Manual de Ligações Metálicas*, cmm Press, Coimbra, 2003.

**ANEXO 1**

Soluções com os elementos constituintes de pórtico de viga em treliça.

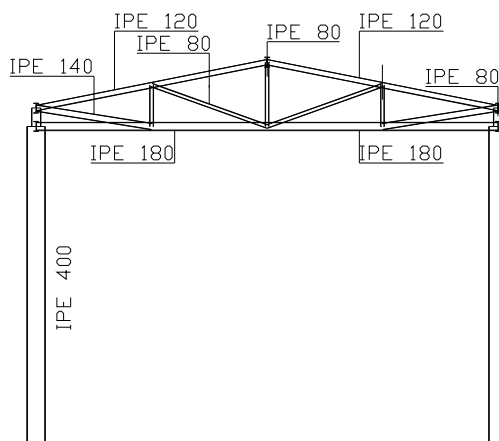


Figura A.1 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.

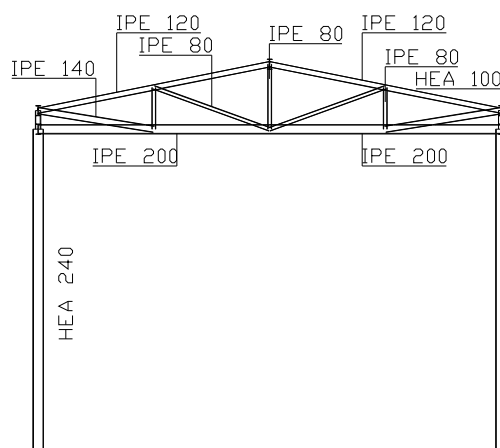


Figura A.2 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

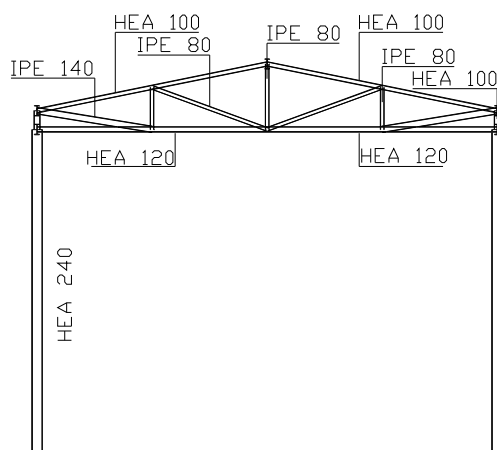


Figura A.3 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 10.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.

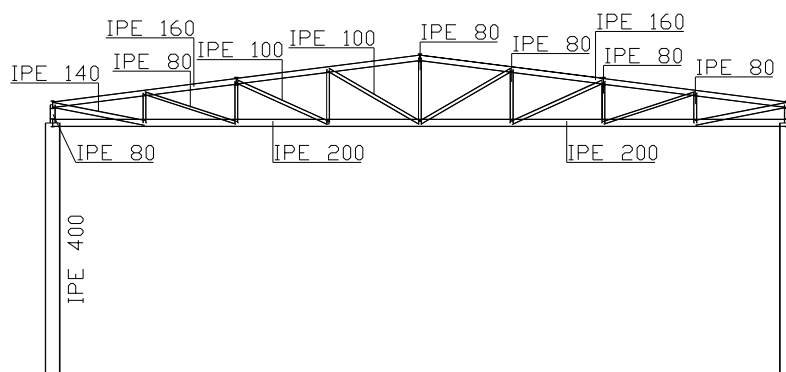


Figura A.4 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.

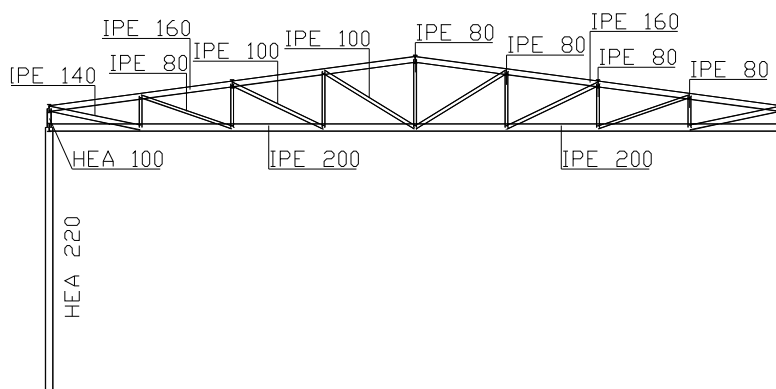


Figura A.5 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

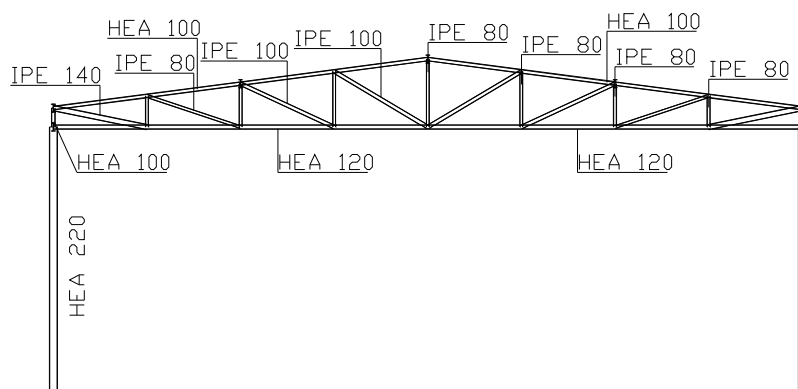


Figura A.6 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 20.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.

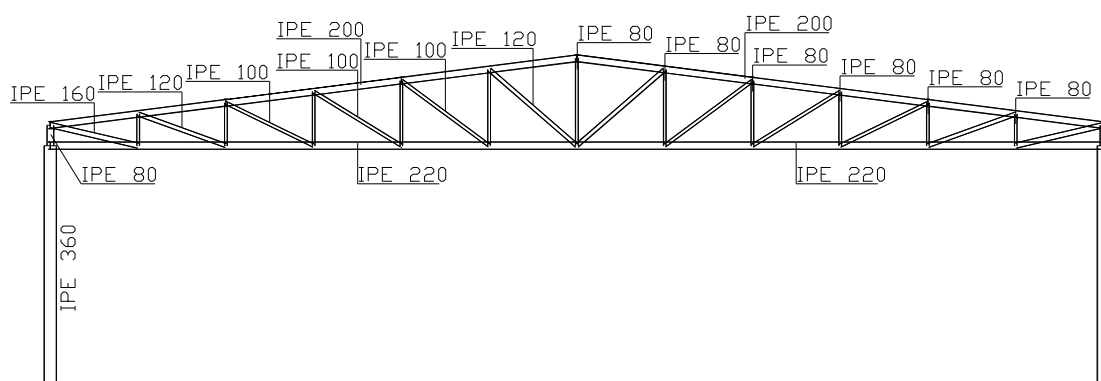


Figura A.7 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar em perfil com secção transversal IPE.

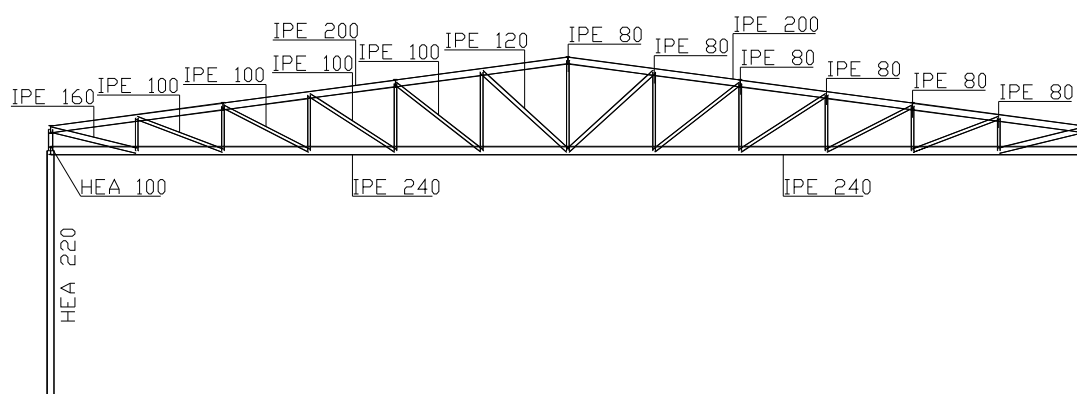


Figura A.8 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

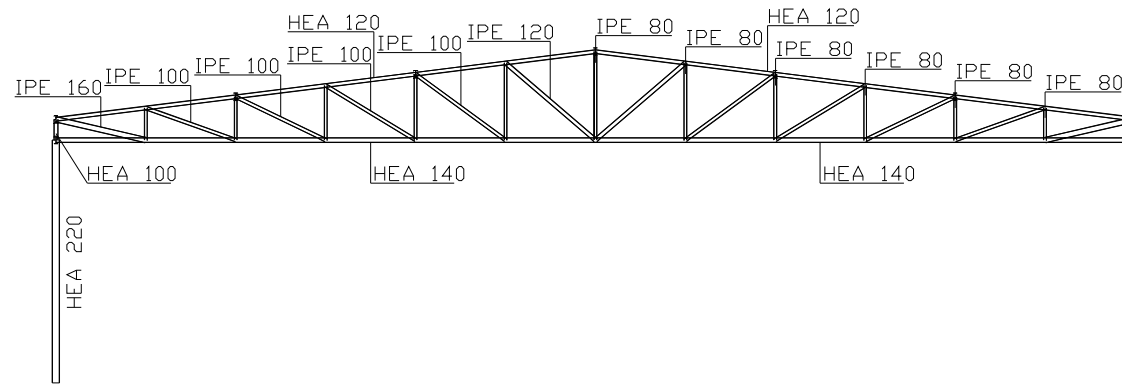


Figura A.9 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 30.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.

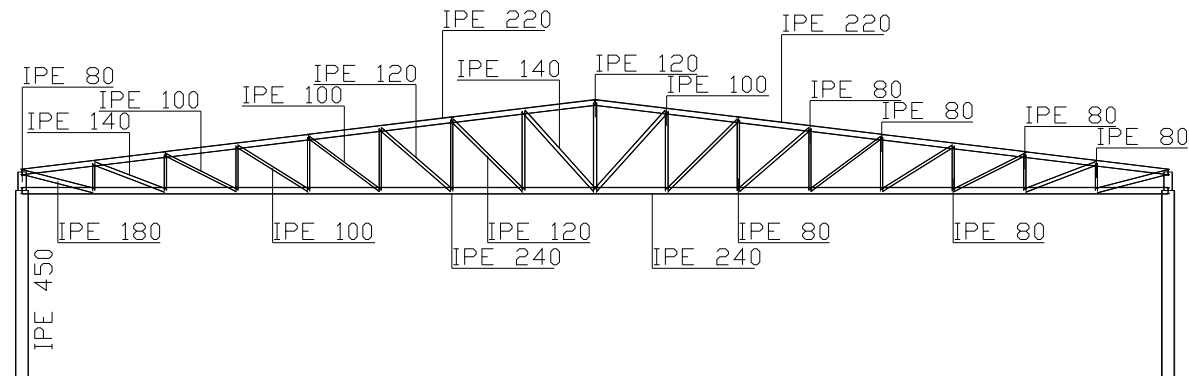


Figura A.10 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.

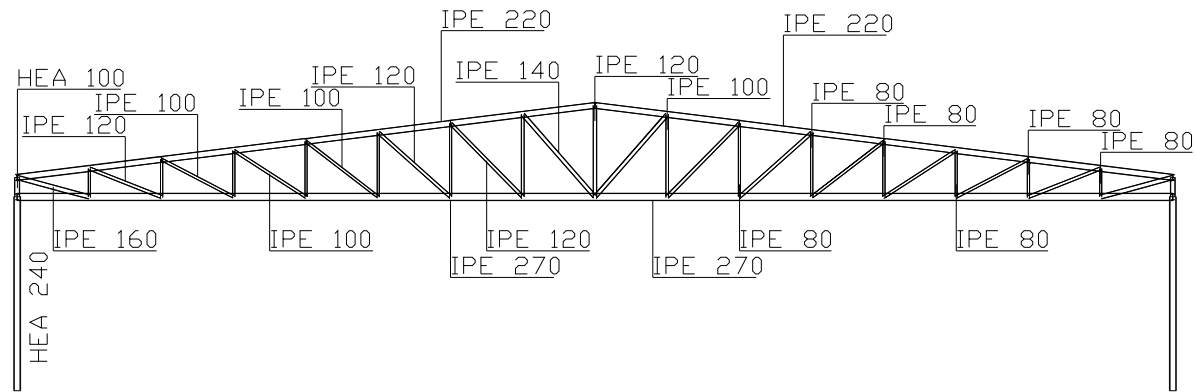


Figura A.11 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

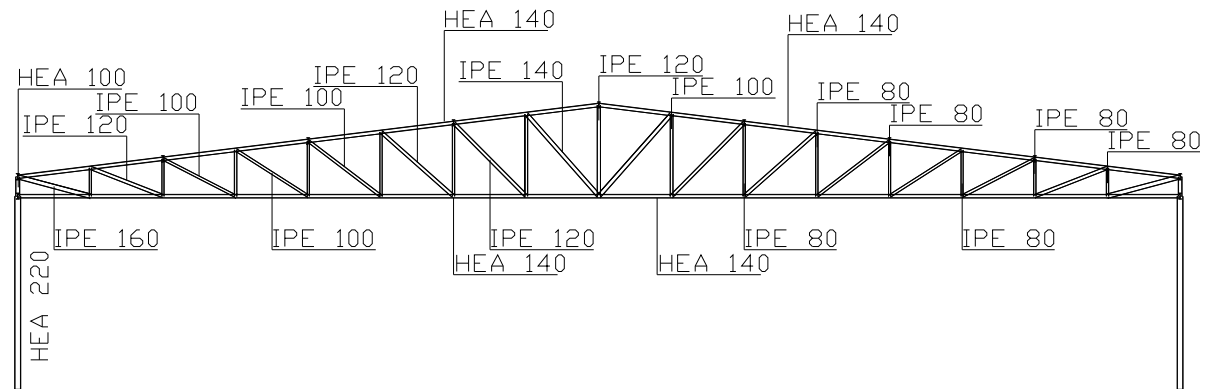


Figura A.12 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 40.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.

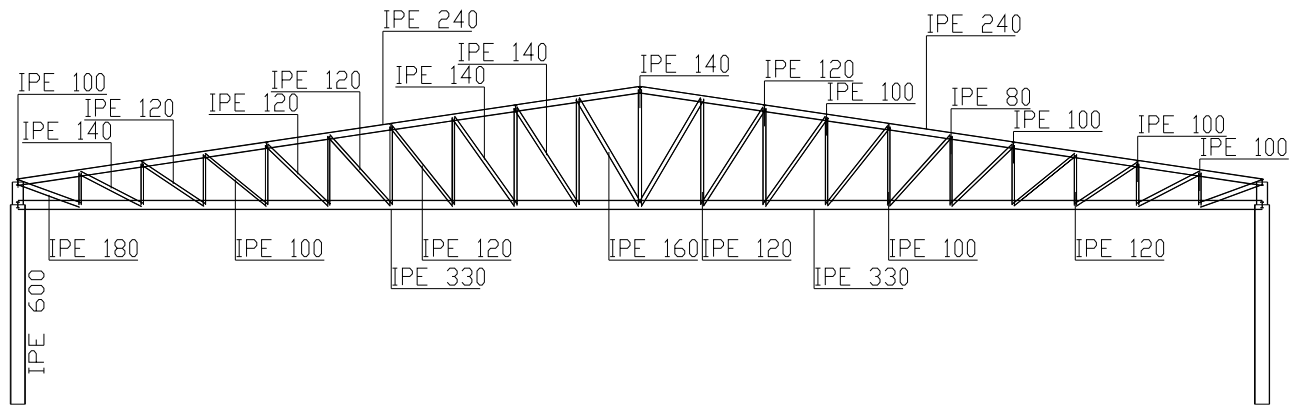


Figura A.13 -- Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.

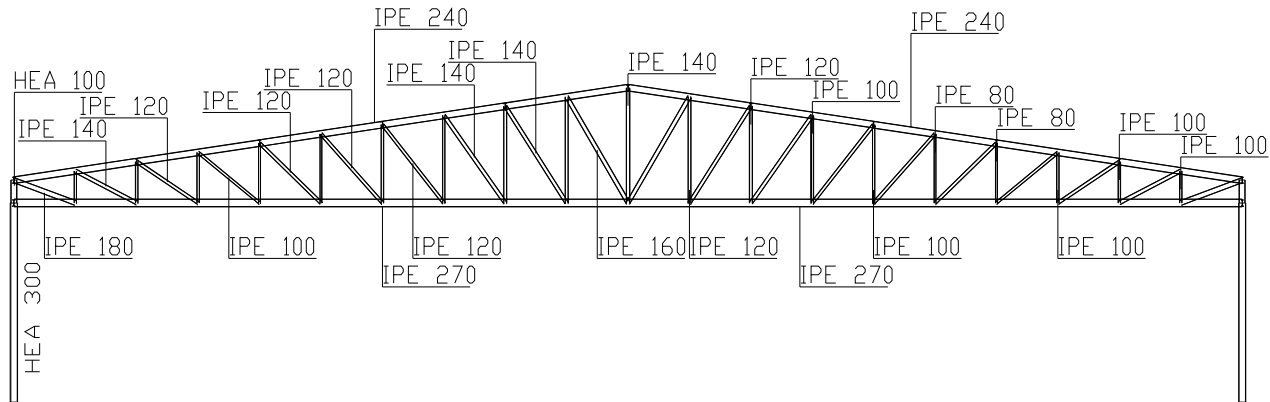


Figura A.14 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

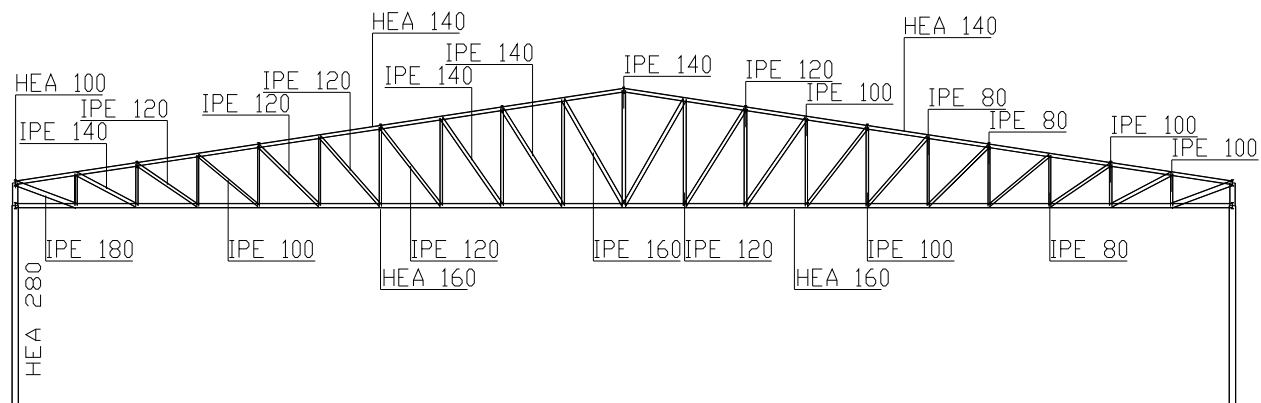


Figura A.15 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 50.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.

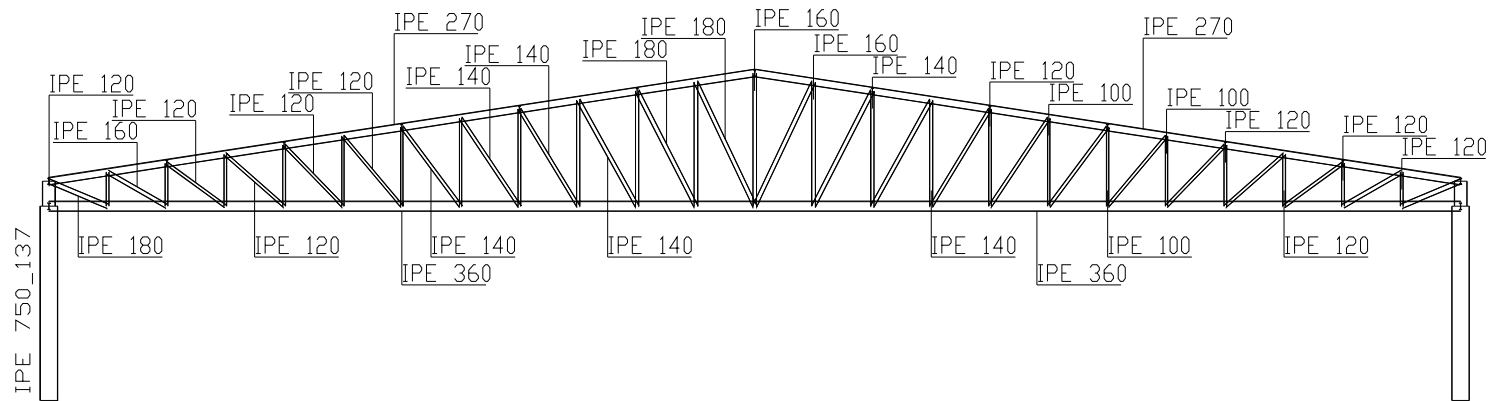


Figura A.16 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar e viga em perfil com secção transversal IPE.

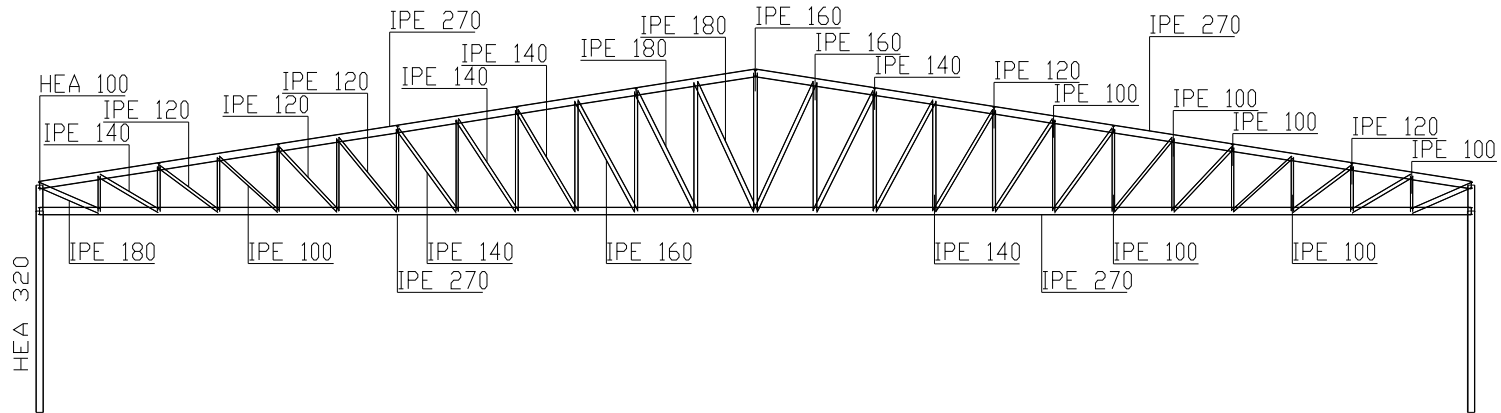


Figura A.17 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal IPE.

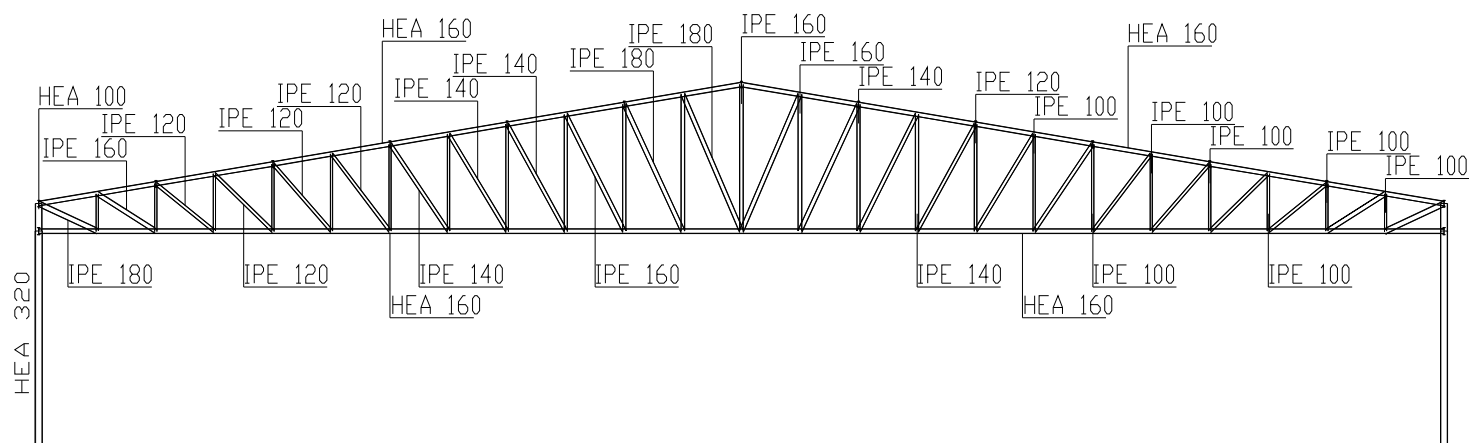


Figura A.18 - Pórtico com pilar de alma cheia, viga em treliça, vão de 60.00m, pilar em perfil com secção transversal HEA, viga em perfil com secção transversal HEA/IPE.