

Instituto Superior de Engenharia do Porto

**Dimensionamento de Uma Cobertura em
Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio**

Vera Lúcia Maia Azevedo

Relatório de Estágio Submetido para Satisfação Parcial dos Requisitos do Grau
de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Orientador: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Supervisor: Eng.º José Carlos de Almeida Gouveia Lello

OUTUBRO 2015

Aos meus Pais

“Para cada fenómeno complexo há sempre uma explicação simples, clara e completamente errada.”

Engenheiro Nuno Silvestre

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas.....	xxi
Glossário.....	xxvii
Abreviaturas.....	xxxii
1 Introdução.....	1
2 Estado da Arte.....	5
3 Conceitos Teóricos.....	17
4 Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 3	33
5 Dimensionamento de Madres travadas por painéis de cobertura segundo a eccs	103
6 Caso prático	127
7 Considerações finais	213
Referências bibliográficas	217
Anexos.....	220

RESUMO

O presente relatório versa sobre a análise e dimensionamento de estruturas de aço enformadas a frio. Devido a serem estruturas de elevada esbelteza, frequentemente denominadas “estruturas de aço leve”, apresentam fenómenos de instabilidade tanto a nível local como global, sendo da perspectiva regulamentar abrangidas pelo Eurocódigo 3, nomeadamente pelas Partes 1-1, 1-3 e 1-5. A Parte 1-3 do Eurocódigo 3 diz respeito às regras suplementares de elementos de aço enformados a frio, na qual estão presentes as regras de dimensionamento, bem como as verificações de segurança que deverão ser aplicadas. Nesta, é possível ainda “fazer a ponte” com a Parte 1-1 do Eurocódigo 3, respetiva às regras gerais de projeto de estruturas de aço e com a Parte 1-5 do Eurocódigo 3 relativa a elementos estruturais constituídos por placas.

Inicialmente, será realizado um estado da arte, onde será efetuado um enquadramento histórico, apresentando o processo de fabrico destes elementos e o tipo de elementos estruturais originados, concluindo-se com as vantagens/desvantagens dos perfis em aço enformados a frio. Os conceitos teóricos de estabilidade estrutural, os tipos de instabilidade mais comuns nestes elementos, bem como os tipos de análise destes fenómenos farão a ponte com o capítulo que se segue. Relativamente ao dimensionamento destes elementos, será dado ênfase às metodologias preconizadas pelo Eurocódigo 3, Parte 1-3. Este capítulo incidirá, entre outros, nas propriedades das secções transversais, na determinação da resistência destas, onde se contabilizará os efeitos das instabilidades locais de placa e distorcionais, na instabilidade global dos perfis e nas ligações entre os mesmos. Será analisada, posteriormente, a abordagem apresentada pela ECCS relativamente ao dimensionamento de madres travadas por painéis de cobertura. Neste capítulo será apresentada a metodologia para o dimensionamento de vigas com restrição à torção e à translação, bem como a resistência da secção transversal da madre e do seu banzo livre à encurvadura.

Finalmente, e ao encontro do que foi proposto pela empresa CCAD-Serviços de Engenharia, Lda, efetuar-se-á o dimensionamento de uma cobertura de um edifício de distribuição, cobertura esta constituída por asnas treliçadas e madres simples. Neste dimensionamento foram consideradas as ações segundo o *Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes* e o Eurocódigo 1, Parte 1-1 que diz respeito às *Ações Gerais em Estruturas* e Parte 1-4 respeitante às *Ações do vento*.

Palavras-chave: Eurocódigo 3, perfis de aço enformados a frio, dimensionamento, verificações de segurança, instabilidade.

ABSTRACT

This report is about the analysis and design of cold-formed steel structures. Due to their slenderness, they are usually called light steel structures, and they have some global and local instability phenomes, that are analysed by the Eurocode 3, parts 1-1, 1-3 and 1-5. Part 1-3 is focused on the complementary rules of cold-formed steel structures, in which not only the design rules are presented, but also the security verifications that should be done. It is also possible to link this part with Part 1-1 of Eurocode 3, regarding the steel structures design general rules; it is also possible to relate it to Part 1-5, regarding plate structural elements.

To start with, a state of art will be presented, in which a historical context will be introduced; the fabric process of these elements will also be presented and the resulting structural elements type will be analysed, concluding with the advantages and disadvantages of the cold-formed steel structures. The structural stability theoretical concepts, the most common instability types, and also their analysis will be the link to the next chapter. In what the design of these elements is concerned, some emphasis will be given to what are the analysis methods that Eurocode 3, Part 1-3 claim. This chapter will focus, among other subjects, in the sections properties, their resistance determination, where some plate and distortional local instabilities and in the global instability of sections and in the connections among them. Further, the approach presented by ECCS in what comes to the design of stabilization purlins by sandwich panels will also be analysed. In this chapter, it will not only be presented the method to design beams that are restrained in torsion and lateral, but also the section resistance of the purlin and his free flange in what comes to buckling phenomes.

Finally, and following the proposal made by CCAD - Serviços de Engenharia, Lda, the design of a roof structure. This structure is made of trusses and simple purlins. To perform such design, the action present in *Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes* and Eurocode 1, Part 1-1, that concerns about General Actions in Structures and Part 1-4, that concerns Wind loads.

Keywords: Eurocode 3, cold-formed steel structures, security verifications, instability.

AGRADECIMENTOS

Com o aproximar do fim desta longa caminhada, foram diversas as vezes que me desviei do caminho inicialmente traçado. Posto isto, não poderia deixar de agradecer às pessoas que me ajudaram nos momentos mais adversos e sem as quais esta jornada não seria impossível, mas certamente teria sido muito mais difícil.

Ao Engenheiro José Carlos de Almeida Gouveia Lello, orientador e supervisor deste relatório de estágio, pela oportunidade que me concedeu na sua empresa quando o planeado não correu como inicialmente previsto. Agradecer por este enorme desafio, por todo o incentivo, pela disponibilidade e confiança que depositou em mim no decorrer deste trabalho. Levo como exemplo a superação constante que é necessária para evoluir nesta profissão.

Aos Engenheiros Francisco Chuva, Mariana Fernandes, Pedro Calisto, Jorge Pinheiro, Pedro Duarte e João Esteves pela forma que me receberam na CCAD e que direta ou indiretamente contribuíram para este trabalho. Um agradecimento particular aos Engenheiros Pedro Silva e Miguel Carvalho por toda a disponibilidade que demonstraram ao longo destes meses, bem como os conselhos dados. Ao Ricardo Pereira, meu companheiro nesta etapa, pela paciência que demonstrou quando as coisas correram menos bem.

Ao Engenheiro Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira, por toda a disponibilidade e inesgotável paciência que me dispensou, bem como pela motivação que me foi transmitindo ao longo dos tempos. Agradecer também pelo gosto que me inculuiu pela estrutura metálica na sua cadeira e por me fazer ver que as coisas por vezes são mais simples do que parecem.

Ao Engenheiro Nuno Silvestre pela disponibilidade que sempre demonstrou em me receber e no esclarecimento de dúvidas.

Ao Engenheiro Miguel Castro pela disponibilidade demonstrada no esclarecimento de dúvidas.

Ao Engenheiro Ricardo Santos pelo constante incentivo e disponibilidade demonstrada.

Aos meus amigos e colegas. Às minhas companheiras de todas as lutas, as minhas “irmãs”, Isabel Amorim e Alexandra Almeida, que nunca me deixaram cair e sem as quais esta etapa da minha vida dificilmente seria alcançada. Não poderia deixar de mencionar: Ana Ramos, Luís Silva, Vítor Pascoal, Rui Seabra, Ricardo Marinho, Gustavo Pérez, Ana Gonçalves Dias, Tânia Sousa e Márcia Mesquita pelo apoio e amizade incondicional. Ao Fábio Teixeira, que melhor que ninguém compreendeu esta jornada.

Por último e não menos importante, aos meus Pais, por todos os sacrifícios que fizeram para a concretização desta etapa. Obrigada por nunca me terem deixado desistir dos meus sonhos. Há minha família que sempre esteve ao meu lado.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento geral	1
1.2	Apresentação da empresa	1
1.3	Objetivos e organização do relatório	3
2	Estado da Arte	5
2.1	Considerações gerais	5
2.2	Enquadramento histórico	5
2.3	Elementos estruturais	6
2.3.1	Materiais	6
2.3.2	Processo de fabrico	6
2.3.3	Tipos de elementos estruturais	8
2.4	Vantagens e desvantagens do aço enformado a frio	11
3	Conceitos Teóricos	17
3.1	Considerações gerais	17
3.2	Estabilidade estrutural	18
3.3	Fenómenos de instabilidade estrutural	18
3.3.1	Instabilidade bifurcacional	19
3.3.2	Instabilidade por “snap-through” ou ponto limite	20
3.4	Tipos de análise de estabilidade	22
3.4.1	Instabilidade bifurcacional	22
3.4.2	Instabilidade por “snap-through”	26

3.5	Tipos de instabilidade	26
3.5.1	Instabilidade do pórtico	26
3.5.2	Instabilidade da barra	27
3.5.3	Instabilidade de parede da barra	28
3.5.4	Interação entre modos de instabilidade	32
4	Dimensionamento Segundo o Eurocódigo 3	33
4.1	Considerações gerais	33
4.2	Propriedades das secções	34
4.2.1	Geometria e dimensões	34
4.2.2	Propriedades do material	36
4.2.3	Secção bruta aproximada	38
4.2.4	Cálculo das propriedades segundo o anexo C da EN 1993-1-3	41
4.3	Resistência de secções	45
4.3.1	Classificação das secções transversais	45
4.3.2	Encurvadura local	50
4.3.3	Encurvadura distorcional	55
4.3.4	Resistência de secções	59
4.4	Resistência à encurvadura de barras	77
4.4.1	Encurvadura de colunas	77
4.4.2	Encurvadura de vigas	88
4.5	Estado limite de utilização	94
4.6	Dimensionamento de ligações	95
4.6.1	Tipos de ligações	95
4.6.2	Dimensionamento de ligações mecânicas	98
5	Dimensionamento de Madres travadas por painéis de cobertura segundo a eccs	103
5.1	Considerações gerais	103

5.2	Dimensionamento de vigas com restrição	104
5.2.1	Restrição à rotação	104
5.2.2	Restrição à translação	110
5.3	Resistência de madres simplesmente apoiadas	120
5.3.1	Resistência da secção transversal	120
5.3.2	Resistência à encurvadura do banzo livre	125
6	Caso prático	127
6.1	Considerações gerais	127
6.2	Folhas de cálculo	128
6.3	Dimensionamento de uma cobertura	187
7	Considerações finais	213
7.1	Conclusões	213
7.2	Desenvolvimentos futuros	215
	Referências bibliográficas	217
	Anexos	220

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Mechnikova - Kiev – Ucrânia. [11].....	1
Figura 1.2 – a) Ponte sobre o Rio Giraul - Angola b) Ponte sobre o Rio Coporolo - Angola c) Sub Concessão “Pinhal Interior” (Auto-Estrada) – Portugal. [11] [12]	2
Figura 1.3 – Modelo – V.N. Gaia – Portugal. [11].....	2
Figura 1.4 – Países de Intervenção. [11]	3
Figura 2.1 – Processo de laminagem a frio. [13].....	7
Figura 2.2 – Quinagem. [14].....	7
Figura 2.3 – Laminagem a frio de uma chapa de aço. [15]	8
Figura 2.4 – Várias fases da quinagem de uma chapa. [16].....	8
Figura 2.5 – Perfis de secção aberta. [1]	9
Figura 2.6 – Perfis compostos por perfis abertos. [1]	9
Figura 2.7 – Perfis fechados compostos. [1]	9
Figura 2.8 – Painéis de aço enformado a frio. [1]	10
Figura 2.9 – Reforços de extremidade a) simples b) duplos. [1].....	10
Figura 2.10 – Reforços intermédios a) no banzo b) na alma. [1]	10
Figura 2.11 – Rápida execução e transporte. [6]	11
Figura 2.12 – Patologias associadas às estruturas de madeira e betão. [9] [10]	12
Figura 2.13 – Instabilidade local de um perfil C. [6].....	13
Figura 2.14 – Esmagamento da alma junto ao apoio. [6]	14
Figura 2.15 – Perfil C com deformabilidade por torção com empenamento. [6].....	15
Figura 2.16 – Variação das tensões no perfil. [6].....	16

Figura 2.17 – Variação da tensão – extensão com o processo de fabrico. [6]	16
Figura 3.1 – Tipo de colapso estrutural. [Adaptado de 6]	17
Figura 3.2 – Conceito de estabilidade do equilíbrio. [17]	18
Figura 3.3 – Instabilidade bifurcacional. [17]	19
Figura 3.4 – Pórtico com um problema de instabilidade bifurcacional. [6]	20
Figura 3.5 – Instabilidade por “snap-through”. [17]	20
Figura 3.6 – Comportamento de um arco à instabilidade por “snap-through”. [17].....	21
Figura 3.7 – Análise linear de estabilidade. [6].....	23
Figura 3.8 – Análise de pós-encurvadura elástica. [6].....	23
Figura 3.9 – Análise de pós-encurvadura elástica considerando imperfeições geométricas. [6]	25
Figura 3.10 – Análise elásto-plástica de pós-encurvadura com imperfeições geométricas. [6]	25
Figura 3.11 – Modos de instabilidade de pórticos. [6].....	27
Figura 3.12 – Instabilidade global. [6]	28
Figura 3.13 – Fenómenos de instabilidade de um perfil. [6].....	28
Figura 3.14 – Instabilidade local de placa. [Adaptado de 6].....	30
Figura 3.15 – Modo distorcional de uma coluna. [Adaptado de 6].....	31
Figura 3.16 – Travessa para melhorar o comportamento estrutural. [6]	31
Figura 3.17 – Modo global de instabilidade das paredes da barra. [6].....	32
Figura 4.1 – Características geométricas apresentadas por um perfil C.	34
Figura 4.2 – Definição das larguras idealizadas. [6].....	38
Figura 4.3 – Definição de larguras nominais. [6].....	40
Figura 4.4 – Secção transversal dividida em nós. [1].....	41
Figura 4.5 – Definição dos elementos interiores e salientes.....	46
Figura 4.6 – Distribuição de tensões de compressão. [19].....	51
Figura 4.7 – Largura efetiva. [5].....	51
Figura 4.8 – Determinação da rigidez da mola. a) sistema real b) sistema equivalente. [1]	55

Figura 4.9 – Processo iterativo para a determinação da secção efetiva para a encurvadura distorcional. [1]	58
Figura 4.10 – Reforço longitudinal da alma. [1]	65
Figura 4.11 – Secções com uma única alma não reforçada suscetíveis à rotação. [1]	67
Figura 4.12 – Secções com uma única alma não reforçada pouco suscetíveis à rotação. [1]	69
Figura 4.13 – Secções com múltiplas almas não reforçadas. [1].....	71
Figura 4.14 – Secção transversal com alma reforçada. [1]	74
Figura 4.15 – Coluna comprimida. [6]	77
Figura 4.16 – Deslocamentos sofridos por uma coluna comprimida. [6]	79
Figura 4.17 – Comprimento de encurvadura em função do comprimento real. [20]	81
Figura 4.18 – Comprimento de encurvadura – Pórtico sem deslocamentos laterais. [20]	82
Figura 4.19 – Comprimento de encurvadura – Pórtico com deslocamentos laterais. [20]	83
Figura 4.20 – Restrição parcial à rotação por torção/empenamento dada pelas ligações. [1]	84
Figura 4.21 – Restrição significativa à rotação por torção/empenamento dada pelas ligações. [1]....	84
Figura 4.22 – Curvas de encurvadura definidas na NP EN 1993-1-1. [2]	88
Figura 4.23 – Encurvadura de viga por flexão-torção. [Adaptado de 6]	88
Figura 4.24 – Viga fletida. [6]	89
Figura 4.25 – Rebites cegos. [6]	96
Figura 4.26 – Parafusos auto-perfurantes com anilha metálica e com anilha de borracha. [6]	96
Figura 4.27 – Parafusos auto-atarrachantes. [6].....	97
Figura 4.28 – Pregos de tiro com impulsão a) através de pólvora e b) através de ar comprimido. [6]	97
Figura 4.29 – Parafuso corrente, totalmente roscado, com porca. [6].....	97
Figura 4.30 – Corte longitudinal da chapa junto ao conector. [6]	98
Figura 4.31 – Esmagamento da chapa junto ao conector. [6]	98
Figura 4.32 – Colapso por separação transversal da chapa. [6].....	98
Figura 4.33 – Corte do conector. [6].	99

Figura 4.34 – Dimensões mínimas entre conectores e conectores-extremidade. [1]	99
Figura 4.35 – Rotura por “Pull-through”. [21]	100
Figura 4.36 – Redução da resistência ao “Pull-through” devido à posição do parafuso. [1]	101
Figura 4.37 – Rotura por “Pull-out”. [21]	101
Figura 4.38 – Distância entre as cristas da parte roscada do parafuso (“pitch”).	101
Figura 5.1 – Modelo de uma madre travada à rotação por uma mola de rigidez, CD . [1]	105
Figura 5.2 – Modelo de cálculo do CD , C . [1]	109
Figura 5.3 – Deslocamento provocado por um esforço de corte num painel sandwich simplesmente apoiado. [22]	112
Figura 5.4 – Deslocamento das fixações. [22]	113
Figura 5.5 – Esforços nas ligações. [22]	118
Figura 5.6 – Deformações na madre estabilizada. [22]	119
Figura 5.7 – Sobreposição de esforços. [1]	120
Figura 5.8 – Conversão da carga atuante em carga lateral equivalente. [1]	122
Figura 5.9 – Madre ligada ao painel. [1]	124
Figura 5.10 – Compressão do banzo livre – cargas gravíticas. [1]	126
Figura 6.1 – Gráfico correspondente à secção bruta idealizada.	131
Figura 6.2 – Referencial utilizado para a determinação da posição do centro de gravidade do reforço.	146
Figura 6.3 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.	149
Figura 6.4 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.	150
Figura 6.5 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.	151
Figura 6.6 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.	152
Figura 6.7 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.	153
Figura 6.8 – Secção transversal do perfil TUBULAR.....	178
Figura 6.9 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma madre da cobertura.	188

Figura 6.10 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma treliça da cobertura – numeração nós e barras.	188
Figura 6.11 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma treliça da cobertura.	189
Figura 6.12 – Esforço transversal na madre – segundo y	192
Figura 6.13 – Esforço transversal na madre – segundo z	192
Figura 6.14 – Momento fletor na madre – segundo y	192
Figura 6.15 – Momento fletor na madre – segundo z	192
Figura 6.16 – Esforço axial na asna.	192
Figura 6.17 – Esforço transversal na madre – segundo y	193
Figura 6.18 – Esforço transversal na madre – segundo z	193
Figura 6.19 – Momento fletor na madre – segundo y	193
Figura 6.20 – Momento fletor na madre – segundo z	193
Figura 6.21 – Esforço axial na asna.	193
Figura 6.22 – Esforço transversal na madre – segundo y	193
Figura 6.23 – Esforço transversal na madre – segundo z	194
Figura 6.24 – Momento fletor na madre – segundo y	194
Figura 6.25 – Momento fletor na madre – segundo z	194
Figura 6.26 – Esforço axial na asna.	194
Figura 6.27 – Esforço transversal na madre – segundo y	194
Figura 6.28 – Esforço transversal na madre – segundo z	194
Figura 6.29 – Momento fletor na madre – segundo y	195
Figura 6.30 – Momento fletor na madre – segundo z	195
Figura 6.31 – Esforço axial na asna.	195
Figura 6.32 – Deformação da madre obtida através do programa de cálculo ROBOT.	196
Figura 6.33 – Deformação da treliça.	200
Figura 6.34 – Esforço transversal na madre – segundo y	204

Figura 6.35 – Esforço transverso na madre – segundo z.....	204
Figura 6.36 – Momento fletor na madre – segundo y.	204
Figura 6.37 – Momento fletor na madre – segundo z.....	204
Figura 6.38 – Esforço axial na asna.....	204
Figura 6.39 – Esforço transverso na madre – segundo y.....	205
Figura 6.40 – Esforço transverso na madre – segundo z.....	205
Figura 6.41 – Momento fletor na madre – segundo y.	205
Figura 6.42 – Momento fletor na madre – segundo z.....	205
Figura 6.43 – Esforço axial na asna.....	205
Figura 6.44 – Esforço transverso na madre – segundo y.....	205
Figura 6.45 – Esforço transverso na madre – segundo z.....	206
Figura 6.46 – Momento fletor – segundo y.....	206
Figura 6.47 – Momento fletor – segundo z.	206
Figura 6.48 – Esforço axial na asna.....	206
Figura 6.49 – Esforço transverso na madre – segundo y.....	206
Figura 6.50 – Esforço transverso na madre – segundo z.....	206
Figura 6.51 – Momento fletor – segundo y.....	207
Figura 6.52 – Momento fletor – segundo z.	207
Figura 6.53 – Esforço axial na asna.....	207
Figura 6.54 – Deformação da madre obtida através do programa de cálculo ROBOT.	207
Figura 6.55 – Numeração dos nós e barras constituintes da treliça.	210
Figura 6.56 – Deformação da treliça.	212

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1– Máxima relação largura-espessura. [1]	35
Tabela 4.2– Limites máximos das relações largura-espessura para elementos internos comprimidos.[2].....	47
Tabela 4.3–Limites máximos das relações largura-espessura para elementos externos comprimidos.[2].....	47
Tabela 4.4 – Distribuição de tensões para elementos interiores comprimidos. [3]	53
Tabela 4.5 – Distribuição de tensões para elementos salientes comprimidos. [3]	54
Tabela 4.6 – Tensão resistente ao esforço transversal. [1]	66
Tabela 4.7 – Secções com uma única alma – uma única carga ou reação de apoio. [1]	68
Tabela 4.8 – Secções com uma única alma – duas cargas ou reações de apoio. [1]	68
Tabela 4.9 – Secções com uma única alma – Uma única carga ou reação de apoio. [6]	70
Tabela 4.10 – Secções com uma única alma – duas cargas ou reações de apoio. [6]	70
Tabela 4.11 – Secções com múltiplas almas não reforçadas – Categoria 1. [1].....	72
Tabela 4.12 – Secções com múltiplas almas não reforçadas – Categoria 2. [1].....	72
Tabela 4.13 – Coeficientes de rigidez K_{ij} em vigas. [20].....	82
Tabela 4.14 – Fator de imperfeição para as curvas de encurvadura. [2].....	85
Tabela 4.15 – Curvas de encurvadura em função da secção transversal. [1]	86
Tabela 4.16 – Condições de carregamento da viga. [6]	90
Tabela 4.17 – Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torção. [2]....	93
Tabela 4.18 – Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torção. [2].....	93
Tabela 4.19 – Coeficientes de momento uniforme equivalente das Tabela 4.17 e Tabela 4.18. [2]....	94

Tabela 4.20 – Resistência de cálculo dos parafusos auto-perfurantes. [1].....	102
Tabela 5.1 – Parâmetros $C\vartheta1$ e $C\vartheta2$. [22].....	106
Tabela 5.2 – Parâmetros $c1$, $c2$ e $c3$. [22].....	106
Tabela 5.3 – Parâmetro de duração de carga. [22]	107
Tabela 5.4 – Fator de correção, Kc . [2].....	108
Tabela 5.5 – Coeficiente $K\vartheta$ para ter em conta a distribuição dos momentos e o tipo de travamento.[3]	110
Tabela 5.6 – Valores do momento inicial, $M0$, fz , Ed e do fator de correção, κR . [1].....	123
Tabela 5.7 – Coeficientes η para cargas gravíticas. [1].....	126
Tabela 5.8 – Coeficientes η para cargas ascendentes. [1].....	126
Tabela 6.1– Introdução das dimensões geométricas dos perfis.	129
Tabela 6.2 – Verificações de aplicabilidade da EN 1993-1-3.....	130
Tabela 6.3 – Coeficientes parciais de segurança e propriedades do aço.....	130
Tabela 6.4 – Coordenadas das secções e respetivas áreas.	131
Tabela 6.5 – Propriedades da secção transversal da secção bruta idealizada.....	132
Tabela 6.6 – Coordenadas sectoriais e coordenadas sectoriais relativamente ao centro de corte. ..	132
Tabela 6.7 – Constantes sectoriais, coordenadas do centro de corte e constante de empenamento.	133
Tabela 6.8 – Coeficientes parciais de assimetria e coordenadas dos nós no centro de gravidade. ...	134
Tabela 6.9 – Momentos estáticos da secção em torno dos e.p.c.i. e coeficientes gerais de assimetria.	134
Tabela 6.10 – Coordenadas das fibras extremas segundo os eixos principais centrais de inércia.	135
Tabela 6.11 – Coordenadas das fibras extremas segundo os e.p.c.i.....	135
Tabela 6.12 – Razão entre às tensões máximas nas fibras.....	136
Tabela 6.13 – Propriedades da secção transversal corrigidas.....	136
Tabela 6.14 – Determinação das larguras nominais.	136

Tabela 6.15 – Propriedades da secção bruta nominal.	137
Tabela 6.16 – Módulo de flexão plástico.	137
Tabela 6.17 – Tensões para esforços máximos.	138
Tabela 6.18 – Classificação dos banzos.	139
Tabela 6.19 – Classificação da alma.	140
Tabela 6.20 – Classificação dos reforços.	141
Tabela 6.21 – Larguras efetivas – esforço de compressão.	142
Tabela 6.22 – Larguras efetivas – momento em torno de y.	142
Tabela 6.23 – Larguras efetivas – momento em torno de z.	143
Tabela 6.24 – Espessura reduzida – esforço de compressão.	146
Tabela 6.25 – Espessura reduzida – momento em torno de y.	147
Tabela 6.26 – Espessura reduzida – momento em torno de z.	148
Tabela 6.27 – Área e excentricidade da secção transversal efetiva.	149
Tabela 6.28 – Módulo de flexão em torno do eixo y (positivo).	150
Tabela 6.29 – Módulo de flexão em torno do eixo y (negativo).	151
Tabela 6.30 – Módulo de flexão em torno do eixo z (negativo).	152
Tabela 6.31 – Módulo de flexão em torno do eixo z (positivo).	153
Tabela 6.32 – Propriedades a ser utilizadas nas verificações de segurança.	154
Tabela 6.33 – Esforços resistentes.	154
Tabela 6.34 – Propriedades a serem utilizadas no cálculo da instabilidade global.	157
Tabela 6.35 – Verificação à encurvadura de colunas.	157
Tabela 6.36 – Verificação à encurvadura de vigas.	158
Tabela 6.37 – Verificação à encurvadura de viga-coluna.	159
Tabela 6.38 – Folha final – resumo.	161
Tabela 6.39 – Ligação madre/painel.	165
Tabela 6.40 – Comprimento do parafuso de acordo com a espessura do painel sandwich.	168

Tabela 6.41 – Esforços atuantes nas ligações.	168
Tabela 6.42 – Travamento das madres - rotação.	169
Tabela 6.43 – Material presente no núcleo do painel sandwich.	171
Tabela 6.44 – Travamento das madres – translação.	171
Tabela 6.45 – Resistência da secção transversal e encurvadura do banzo livre.	174
Tabela 6.46 – Sistema estrutural e local em análise.	176
Tabela 6.47 – Situação e número de barras “anti-sag” – cargas gravíticas.	177
Tabela 6.48 – Situação e número de barras “anti-sag” – cargas ascendentes.	177
Tabela 6.49 – Propriedades perfil TUBULAR.	178
Tabela 6.50 – Tipos de perfil TUBULAR.	179
Tabela 6.51 – Esforços resistentes em estado limite último.	179
Tabela 6.52 – Verificações de segurança.	180
Tabela 6.53 – Propriedades da secção para a instabilidade global.	181
Tabela 6.54 – Verificação à encurvadura de colunas.	181
Tabela 6.55 – Verificação à encurvadura de vigas.	182
Tabela 6.56 – Verificação à encurvadura de viga-coluna.	183
Tabela 6.57 – Folha final – resumo.	185
Tabela 6.58 – Verificações de segurança da secção transversal da madre.	195
Tabela 6.59 – Ligação madre/painel – dimensionamento das ligações.	196
Tabela 6.60 – Travamento das madres.	196
Tabela 6.61 – Resistência da secção transversal das madres.	197
Tabela 6.62 – Resistência à encurvadura do banzo livre.	197
Tabela 6.63 – Dimensionamento dos montantes.	198
Tabela 6.64 – Dimensionamento das diagonais extremas.	198
Tabela 6.65 – Dimensionamento das restantes diagonais.	198
Tabela 6.66 – Dimensionamento das cordas (superior e inferior).	199

Tabela 6.67 – Verificação à deformação da treliça.	200
Tabela 6.68 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço. [<i>Adaptado de 23</i>].....	202
Tabela 6.69 – Verificação de segurança da secção transversal da madre.	208
Tabela 6.70 – Ligação madre/painel – dimensionamento das ligações.....	208
Tabela 6.71 – Travamento das madres.	209
Tabela 6.72 – Resistência da secção transversal das madres.	209
Tabela 6.73 – Resistência à encurvadura do banzo livre.	210
Tabela 6.74 – Dimensionamento dos montantes.	210
Tabela 6.75 – Dimensionamento das diagonais extremas.....	211
Tabela 6.76 – Dimensionamento das restantes diagonais.....	211
Tabela 6.77 – Dimensionamento das cordas (superior e inferior).....	211
Tabela 6.78 – Verificação à deformação da treliça.	212

GLOSSÁRIO

h_g, b_g, c_g	Dimensões da secção bruta da secção transversal (medidas pelo exterior);
t_g	Espessura das paredes da secção bruta;
r	Raios internos das dobras da secção transversal;
θ	Ângulo entre as paredes adjacentes da secção transversal;
f_{yb}	Tensão de cedência base do material constituinte do perfil;
f_{ya}	Tensão de cedência média do material constituinte do perfil;
f_u	Tensão última do material constituinte do perfil;
E	Módulo de elasticidade do material constituinte do perfil;
G	Módulo de distorção do material constituinte do perfil;
ν	Coefficiente de Poisson do material constituinte do perfil;
t_{nom}	Espessura nominal da chapa após enformagem;
t_{coat}	Espessura do revestimento da chapa;
t_{cor}	Espessura da chapa antes do processo de enformagem;
h_c, b_c, c_c	Dimensões da secção bruta idealizada (medidas à linha média da secção);
r_m	Raio médio das dobras da secção transversal idealizada;
δ	Fator de correção das propriedades da secção transversal idealizada;
h_p, b_p, c_p	Dimensões da secção bruta nominal;
f_r	Largura até ao ponto médio das curvas;
A	Área de uma parte da secção ou área da secção transversal;

GLOSSÁRIO

$y_0 ; z_0$	Coordenadas do sistema auxiliar;
$y ; z$	Coordenadas do sistema no centro de gravidade;
$y_{cg} ; z_{cg}$	Coordenadas do centro de gravidade da secção transversal;
$I_y ; I_z$	Momento de inércia da secção em torno de y e z;
I_{yz}	Produto de inércia de uma secção em torno de y e z;
α	Ângulo dos eixos principais de inércia da secção;
$u ; v$	Eixos do sistema principal de inércia;
$I_u ; I_v$	Momento de inércia da secção em torno de u e v;
$I_{y\omega} ; I_{z\omega}$	Constantes sectoriais;
$y_{sc} ; z_{sc}$	Coordenadas do centro de corte;
$y_s ; z_s$	Distância entre o centro de corte e centro de gravidade da secção transversal;
I_W	Constante de empenamento da secção transversal;
I_t	Inércia de torção de Saint-Venant da secção transversal;
I_p	Momento polar de inércia relativamente ao centro de corte da secção transversal;
$\sigma_{máx,Ed}$	Tensão máxima presente na secção transversal;
k_σ	Coefficiente de encurvadura local do elemento;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada;
χ	Coefficiente de redução da resistência;
Ψ	Relação entre as tensões ou extensões;
γ_{M0}	Coefficiente relativo à resistência da secção em cedência;
γ_{M1}	Coefficiente relativo à resistência dos elementos à encurvadura global;

γ_{M2}	Coefficiente relativo à resistência das ligações;
A_{eff}	Área efetiva da secção transversal;
$e_{Ny}; e_{Nz}$	Excentricidades da secção efetiva;
W_{eff}	Módulo de flexão efetivo da secção transversal;
W_{el}	Módulo de flexão elástico da secção transversal;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico da secção transversal;
$N_{t,Rd}$	Esforço axial resistente de tração da secção transversal;
$N_{c,Rd}$	Esforço axial resistente de compressão da secção transversal;
$M_{c,Rd}$	Momento fletor resistente da secção transversal;
$V_{b,Rd}$	Esforço transversal resistente da secção transversal;
$R_{w,Rd}$	Força concentrada resistente na alma;
P_{cr}	Carga crítica de coluna;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido;
M_{cr}	Momento crítico;
F_{Rd}	Força resistente da ligação correspondente ao modo de colapso condicionante;
$F_{b,Rd}$	Resistência ao esmagamento da chapa junto ao conector;
$F_{v,Rd}$	Resistência ao corte d parafuso;
$F_{n,Rd}$	Resistência à separação transversal da chapa na secção útil;
n_f	Número de ligações por metro de painel;
d_w	Diâmetro da anilha do parafuso;
C_D	Restrição à rotação dada pelo revestimento de cobertura;

GLOSSÁRIO

$C_{\theta,A}$	Rigidez à rotação da ligação;
$C_{D,C}$	Rigidez por flexão do painel;
S_i	Rigidez ao corte fornecida pelo revestimento de cobertura;
γ	Deformação resultante da rotação do painel relativamente à madre;
$q_{h,Ed}$	Carga lateral equivalente atuante no banzo livre da madre;
$M_{fz,Ed}$	Momento fletor atuante no banzo livre da madre;
W_{fz}	Módulo de flexão elástico da secção bruta do banzo livre e parte da alma;
R	Coeficiente de rigidez do apoio;
K	Rigidez da mola lateral por unidade de comprimento;
I_{fz}	Momento de inércia da secção bruta do banzo livre e parte da alma.

ABREVIATURAS

NP EN 1993-1-1	Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
EN 1993-1-3	European Standard Eurocode 3: <i>Design of Steel Structures</i> . Part 1-3: <i>General Rules. Supplementary for cold-formed members and sheeting</i> ;
NP EN 1993-1-5	Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1- 5: Elementos estruturais constituídos por placas;
ROBOT	Autodesk ® Robot ™ Structural Analysis Professional 2015;
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork;
RSA	Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes
NP EN 1990	Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas;
NP EN 1991-1-1	Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
NP EN 1991-1-4	Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1- 4: Acções gerais. Acções do vento.

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO GERAL

Este relatório vem no seguimento do estágio curricular na empresa CCAD-Serviços de Engenharia, Lda ao abrigo da Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto.

O trabalho desenvolvido adveio da emergente necessidade da construção evoluir e se tornar mais competitiva, sendo que os perfis enformados a frio como elemento estrutural respondem, na sua grande maioria, ao conceito de evolução e competitividade.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda foi criada em Junho de 2005 com o objetivo de elaborar projetos de engenharia, arquitetura, gestão e fiscalização de obras, bem como prestar serviços relacionados com as atividades referidas.

A CCAD foi-se tornando assim numa empresa com alargado conhecimento na área da engenharia de estruturas. Nos últimos anos foram desenvolvidos diversos projetos de obras de arte, edifícios industriais, habitação, comércio e distribuição, serviços, educação, contenções especiais, estações de tratamento de águas e águas residuais. Nas Figura 1.1, Figura 1.2, Figura 1.3 é possível observar exemplos dos diversos projetos.

HABITAÇÃO, COMÉRCIO E SERVIÇOS

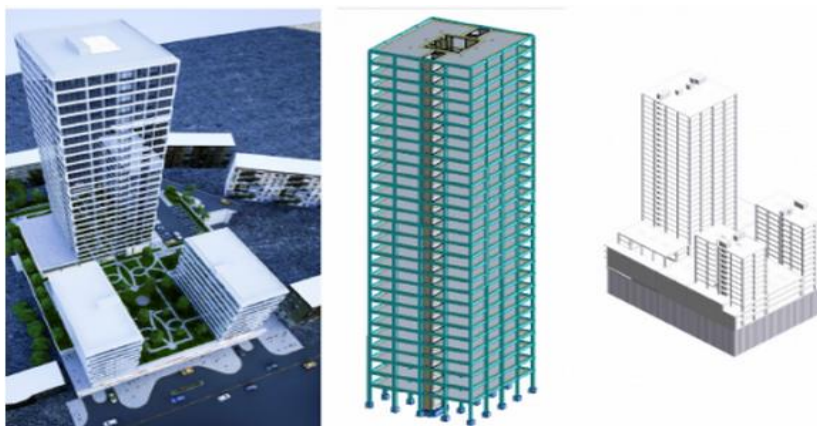


Figura 1.1 – Mechnikova - Kiev – Ucrânia. [11]

OBRAS DE ARTE



Figura 1.2 – a) Ponte sobre o Rio Giraul - Angola b) Ponte sobre o Rio Coporolo - Angola c) Sub Concessão “Pinhal Interior” (Auto-Estrada) – Portugal. [11] [12]

DISTRIBUIÇÃO

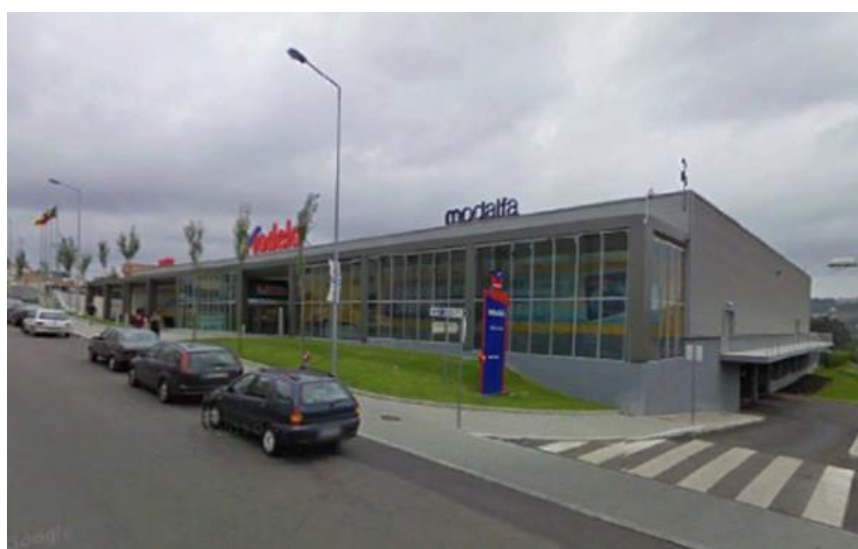


Figura 1.3 – Modelo – V.N. Gaia – Portugal. [11]

São realizados ainda, por parte desta, revisões de projeto, peritagens e pareceres técnicos. Recentemente, tem elaborado também projetos de reabilitação de edifícios.

A empresa rege-se por valores como a inovação, competência, rigor e procura constante de soluções mais económicas e vantajosas. Assente nestes valores, a CCAD tem conseguido, desde a sua fundação, desenvolver a área das obras de arte, tendo assim realizado mais de 100 projetos em Portugal, Angola e Moçambique. Nos edifícios de distribuição, tem projetado estruturas que, em coberturas metálicas, apresentam uma redução do seu peso na ordem dos 25% a 30%, o que se revela de grande economia.

A aposta em novos mercados levou à elaboração de projetos em países como Espanha, Angola, Moçambique, Marrocos, Argélia, Macau e Ucrânia.

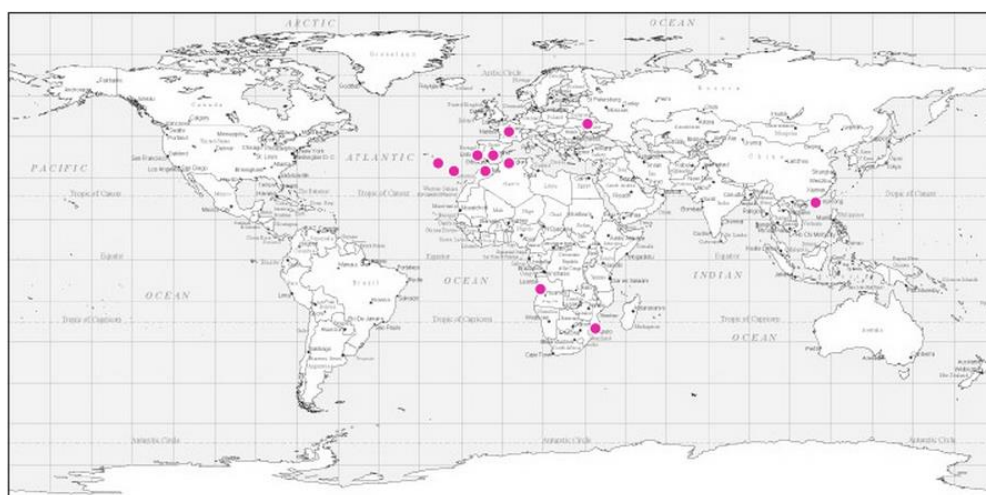


Figura 1.4 – Países de Intervenção. [11]

1.3 OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

A estrutura adotada no presente documento surge no seguimento dos objetivos propostos para o estágio curricular. O objetivo inicialmente estabelecido consistiria no dimensionamento de uma cobertura de um edifício de distribuição, de tipologia equiparada a um Modelo – Continente. Para que este propósito fosse cumprido na sua plenitude foi necessário fazer um estudo exaustivo da regulamentação e dos fornecedores deste tipo de perfis. Tratando-se de um tipo de construção que, em Portugal, até a um passado recente, não tinha relevância comparativamente com as estruturas de betão armado e mesmo com a estrutura metálica em perfis laminados a quente, foi necessário aprofundar o dimensionamento até à metodologia para o cálculo das propriedades das secções

transversais. Tendo em conta o descrito anteriormente, este relatório foi dividido em 7 capítulos, sendo, em seguida, estes descritos de forma sucinta.

Capítulo 2 – Neste capítulo será efetuado um estado da arte, onde será realizado o enquadramento dos perfis em aço enformado a frio na construção, o processo de fabrico dos mesmos, bem como as vantagens/desvantagens face às metodologias construtivas mais comuns.

Capítulo 3 – Neste capítulo serão apresentados os conceitos teóricos necessários a uma melhor perceção do comportamento dos elementos em aço enformados a frio. Referem-se estes, ao conceito de estabilidade estrutural, aos fenómenos de instabilidade estrutural, aos tipos de análise de estabilidade e tipos de instabilidade.

Capítulo 4 – Neste capítulo serão apresentados os critérios de dimensionamento apresentados na EN 1993-1-3 e na NP EN 1993 Parte 1-1 e Parte 1-5 para os elementos em análise. Numa primeira fase apresenta-se as propriedades das secções, incluindo os critérios de aplicabilidade das normas. O cálculo da resistência de secções passará pela classificação das secções transversais, pela contabilização das instabilidades características destes elementos, culminando com o cálculo da capacidade resistente das secções transversais. A resistência à encurvadura de barras, bem como o dimensionamento de ligações serão apresentados na parte final do capítulo.

Capítulo 5 – Neste capítulo será apresentada a metodologia de dimensionamento de madres travadas por painéis de cobertura apresentadas na ECCS. Esta incluída a restrição à rotação, restrição à translação, bem como a resistência da secção transversal da madre e a necessidade de travamentos à encurvadura do banzo livre.

Capítulo 6 – Neste capítulo será apresentado o caso prático. O dimensionamento da cobertura, de um edifício de distribuição em perfis de aço enformados a frio, levou à elaboração de duas folhas de cálculo apresentadas neste mesmo capítulo. Os valores obtidos na modelação numérica, realizada no programa de cálculo automático ROBOT, pelo RSA e pelo Eurocódigo necessários ao dimensionamento, bem como as soluções obtidas encontram-se representadas neste.

Capítulo 7 – Neste capítulo será efetuada a conclusão do trabalho e desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A estrutura metálica em Portugal tem um peso considerável na construção civil, podendo esta ser dividida em duas famílias. A construção com elementos estruturais em perfis laminados a quente e elementos com chapa soldada, sendo esta a que domina o mercado da construção metálica. A outra, com menor relevância, é constituída por perfis enformados a frio de reduzida espessura.

Os perfis enformados a frio, embora apresentem espessuras compreendidas entre os 0.4 mm e os 6.0 mm [6], revelam-se elementos estruturais eficientes a nível de rigidez e resistência. Esta reduzida espessura faz com que estes sejam ambicionados, pois permitem obter elementos bastante leves e consequentemente competitivos a nível económico.

2.2 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

Os perfis enformados a frio, como elementos presentes na construção, tiveram a sua primeira utilização nos Estados Unidos da América e na Grã-Bretanha, em meados de 1850. Na primeira parte do século XX, a sua utilização em edifícios era bastante reduzida devido à falta de regulamentação e informação do material. As estruturas em perfis enformados a frio difere, em vários aspetos, dos perfis laminados a quente, nomeadamente no seu comportamento estrutural, no processo de fabrico e nas ligações entre elementos, sendo evidente que a regulamentação existente não poderia ser aplicada a ambos os casos. Com a emissão, por parte da AISI (American Iron and Steel Institute), da “*Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*”, estes passaram a ter uma utilização preponderante na construção, a partir de meados de 1946. [4][5]

Em 1987, a Europa, através da ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) publicou a “*European Recommendations for the Design of Light Gauge Steel Members*”, sendo que este documento precedeu a European Standard Eurocode 3: *Design of Steel Structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary for cold-formed members and sheeting*. Esta norma foi publicada em 2006, sendo alvo de revisão em 2009. [4]

Portugal carece, até ao momento, de regulamentação relativa às diretrizes de dimensionamento de perfis enformados a frio, sendo que se encontra em análise a European Standard Eurocode 3: *Design of Steel Structures. Part 1-3: General Rules. Supplementary for cold-formed members and sheeting* e respetivo Anexo Nacional. Ao nível da construção, este tipo de perfis é vulgarmente utilizado em elementos secundários, nomeadamente nas madres de cobertura, sendo escassa a utilização destes na estrutura principal. Esta reduzida utilização tem vindo a diminuir com a introdução do conceito de “Light Steel Framing” na construção de edifícios habitacionais. A falta de investimento dos fabricantes, bem como a pouca divulgação dos perfis enformados a frio e respetiva normativa Europeia a nível académico, conduz a um atraso significativo neste tipo de construção relativamente a outros Países Europeus e mundiais.

2.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

2.3.1 Materiais

A EN 1993-1-3, no seu capítulo 3 fornece várias diretrizes sobre os aços mais indicados para os perfis enformados a frio. No capítulo 3.1, ponto (1) é mencionado que todos os aços usados nos perfis enformados a frio e chapas perfiladas devem ser adequados à enformagem e à soldadura, caso seja necessário.

No ponto (3), do mesmo capítulo, são ainda referido como exemplos, na tabela 3.1b, aços em conformidade com as diretrizes da norma.

2.3.2 Processo de fabrico

Os elementos estruturais em aço enformado a frio são, essencialmente, obtidos através de dois processos:

- Laminagem a frio (“Cold roll forming”);

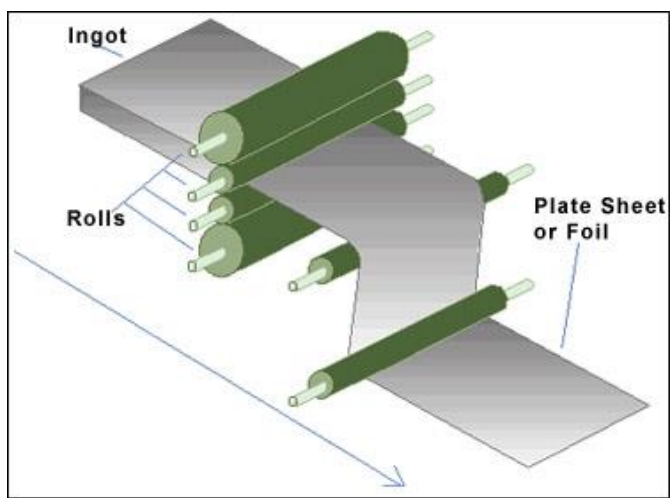


Figura 2.1 – Processo de laminagem a frio. [13]

- Quinagem (“Press Braking”).



Figura 2.2 – Quinagem. [14]

O processo de **laminagem a frio** consiste na passagem do material entre dois ou mais rolos cilíndricos, que rodam em sentido contrário e estão distanciados entre si um valor equivalente à espessura desejada, sendo este processo finalizado quando a chapa de aço tem a forma e espessuras pretendidas. A laminagem é o processo de deformação plástica mais utilizado pela indústria transformadora, pois conduz a uma produção sistematizada e extremamente eficaz. A laminagem a frio é sobretudo utilizada na produção de chapas com espessuras inferiores a 1 mm. [4] [5] [7]



Figura 2.3 – Laminagem a frio de uma chapa de aço. [15]

A **quinagem**, tal como a laminagem, é um processo de deformação plástica aplicada a chapas planas de aço. Este consiste na penetração de uma ferramenta, designada de punção, na matriz, peça aberta geralmente em forma de “V”, de forma a obter uma dobra linear. Geralmente é utilizado para obtenção de secções simples e para produções de baixa escala. [8]



Figura 2.4 – Várias fases da quinagem de uma chapa. [16]

2.3.3 Tipos de elementos estruturais

Os elementos estruturais de aço enformados a frio podem ser classificados em dois tipos:

- Perfis;
- Painéis.

Os **perfis** apresentam, normalmente, uma altura de secção transversal que varia dos 50-70 mm até aos 350-400 mm e uma espessura compreendida entre 0.5 mm a 6 mm. Estes têm como principal função suportar as cargas aplicadas à estrutura, sendo a sua resistência e rigidez as principais considerações no dimensionamento. As configurações geométricas apresentadas pela secção transversal do perfil podem ser de três tipos: [1] [4] [5]

- Secções abertas simples:

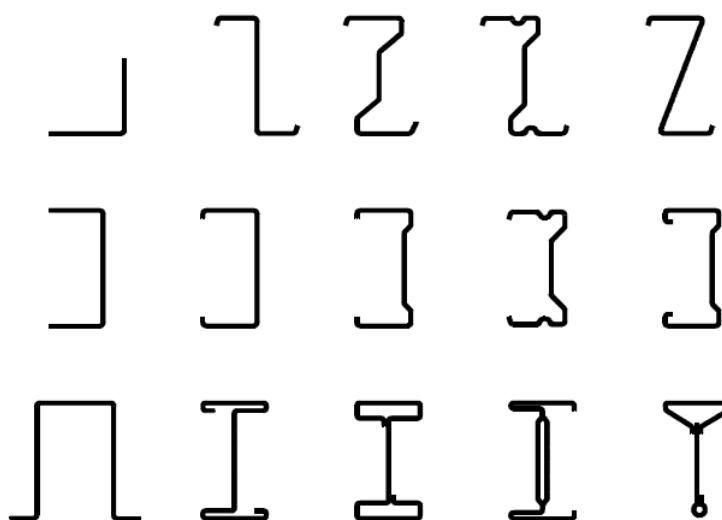


Figura 2.5 – Perfis de secção aberta. [1]

- Secções compostas por perfis abertos:



Figura 2.6 – Perfis compostos por perfis abertos. [1]

- Secções fechadas compostas:



Figura 2.7 – Perfis fechados compostos. [1]

Os **painéis** na sua generalidade têm por base chapas perfiladas com configurações geométricas da secção transversal poligonal, apresentando alturas compreendidas entre os 20 mm a 200 mm e espessura variável entre 0.4 mm a 1.5 mm. Estas secções são geralmente utilizadas nas lajes de piso, nas coberturas, revestimentos, entre outros. Os painéis têm como principal função oferecerem resistência estrutural e no caso das lajes de piso, funcionam como laje mista de aço-betão. [1] [4] [5]

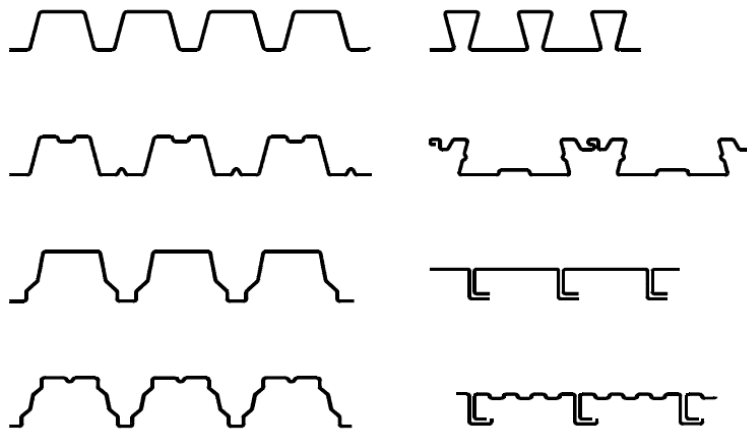


Figura 2.8 – Painéis de aço enformado a frio. [1]

De modo a aumentar a rigidez dos elementos estruturais, por vezes, são utilizados reforços que podem ser de extremidade ou intermédios.

Reforços de extremidades:

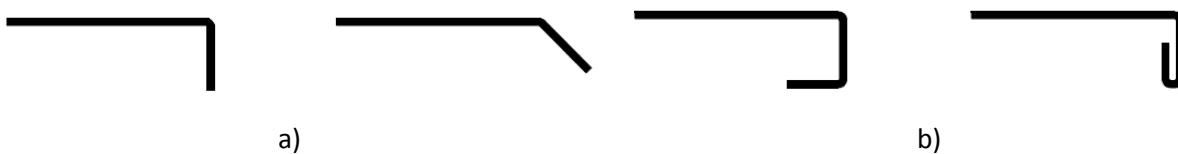


Figura 2.9 – Reforços de extremidade a) simples b) duplos. [1]

Reforços intermédios:

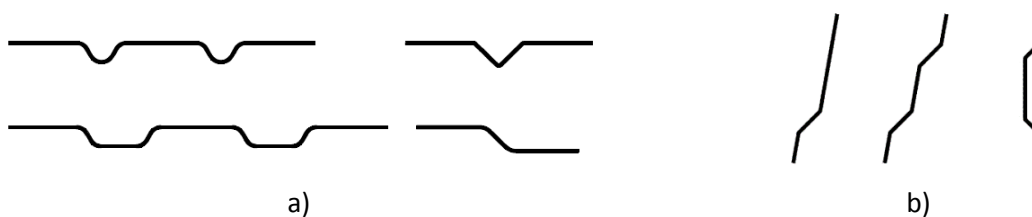


Figura 2.10 – Reforços intermédios a) no banzo b) na alma. [1]

2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO AÇO ENFORMADO A FRIO

Os perfis em aço enformado a frio apresentam diversas **vantagens** face a outros tipos de elementos estruturais principais como os perfis em aço laminado a quente, a madeira e o betão. [4] [5] [6] [9] [10]

Comparativamente com os perfis laminados a quente apresentam:

- Eficiência estrutural muito elevada, tendo um peso reduzido face à grande resistência apresentada;
- Possibilidade de produção de geometrias complexas, mantendo a otimização estrutural;
- Dimensões inferiores às padronizadas para os laminados a quente, o que possibilita otimizar o material para cargas e vãos reduzidos;
- Tensões residuais menores, devido ao processo de fabrico ser efetuado à temperatura ambiente, conduzindo assim a um melhor comportamento estrutural;
- Geometrias que permitem uma elevada economia no transporte e armazenamento;
- Rápida montagem e fácil manuseamento por parte dos operários;
- Leveza, o que possibilita a sua utilização em reabilitações em que não são permitidas cargas excessivas.



Figura 2.11 – Rápida execução e transporte. [6]

Comparativamente com a madeira e betão apresentam:

- Maior leveza o que conduz à fácil instalação e elevação dos elementos;
- Grande facilidade de manutenção;
- Rapidez de fabrico tendo em conta a sistematização e pré-fabricação dos perfis;
- Inexistência de retração e fluência à temperatura ambiente;
- Uniformidade na qualidade apresentada;
- Insusceptibilidade ao ataque de fungos xilófagos, bolores, caruncho e térmitas;
- Incombustibilidade;
- Inexistência de cofragem;
- Fácil reciclagem e consequentemente sustentabilidade;
- Economia no transporte.



Figura 2.12 – Patologias associadas às estruturas de madeira e betão. [9] [10]

A utilização dos perfis enformados a frio, como elementos principais nos edifícios, apresentam também **desvantagens** face às estruturas tradicionais, sendo estas enumeradas nos seguintes pontos:

- Baixa resistência ao fogo comparativamente aos laminados a quente. O facto de apresentarem menor secção de aço, ou seja, grande esbelteza, quando sujeitos a elevadas temperaturas têm as suas propriedades mecânicas deterioradas o que os torna mais suscetíveis a fenómenos de encurvadura;

- Suscetível a fenómenos de instabilidade, inexistentes ou pouco relevantes nos perfis laminados a quente;
- Complexidade no cálculo da resistência das secções transversais comparativamente com os outros tipos de elementos estruturais;
- Suscetibilidade à corrosão;
- Caracterização do comportamento estrutural, através de ensaios, deficitário para secções mais complexas.

Os perfis enformados a frio apresentam um comportamento estrutural complexo e que se revela como desvantagem na utilização dos mesmos como elemento estrutural. Serão descritos, sucintamente, estes fenómenos:

- **Instabilidade local e global** – estes elementos são suscetíveis a vários fenómenos de instabilidade, fenómenos esses associados às formas geométricas limite e que podem ser de cariz local ou global. Tratando-se de perfis constituídos por placas de parede fina, indicia esbeltezas muito elevadas e conseqüentemente fenómenos de instabilidade que condicionam o desempenho estrutural dos mesmos.



Figura 2.13 – Instabilidade local de um perfil C. [6]

- **Colapso por esmagamento da alma (“web crippling”)** – o esmagamento ocorre devido à elevada esbelteza da alma quando sujeita à ação de forças concentradas ou na zona dos apoios. Este fenómeno pode ser evitado com recurso a reforços transversais, sendo que estes nem sempre se apresentam como uma solução viável devido à reduzida espessura das paredes do perfil, levando a que o dimensionamento seja realizado tendo em conta unicamente a resistência da alma.



Figura 2.14 – Esmagamento da alma junto ao apoio. [6]

- **Deformabilidade por torção** – os perfis correntemente utilizados na construção apresentam uma secção transversal aberta e, ao contrário dos perfis laminados a quente, têm geometrias livres o que, por vezes, é sinónimo de perfis sem dupla simetria. Esta ausência reflete-se na posição do centro de corte e do centro de gravidade que, assim sendo, não são coincidentes. Os perfis enformados a frio de secção aberta devido à esbelteza das paredes que o constituem, à baixa rigidez à torção que apresentam e à ausência de dupla simetria ostentam elevada deformabilidade por torção.
- **Empenamento** – o fenómeno de empenamento está associado à torção, passando a resistência ao empenamento a ser o fenómeno crucial da resistência. O facto da posição do centro de corte não ser coincidente com a do centro de gravidade gera esforços adicionais que irão afetar a resistência das secções transversais abertas.

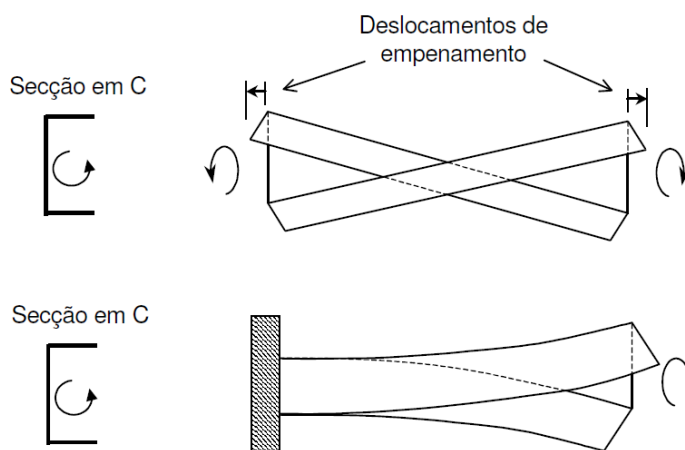


Figura 2.15 – Perfil C com deformabilidade por torção com empenamento. [6]

O empenamento pode definir-se pelo facto da secção deformada não estar contida num plano, ou seja, a secção não se deforma como um todo. Na Figura 2.15, primeiro exemplo, o empenamento que ocorre é livre, sendo que os deslocamentos de empenamento advêm de um momento torsor constante em toda a barra, ou seja, todas as secções tem a mesmas tendência de empenar. O empenamento livre não afeta a resistência da secção. No segundo exemplo, da mesma figura, o mesmo já não sucede, pois a extremidade esquerda encontra-se encastrada, totalmente impedida de empenar, e a extremidade oposta encontra-se totalmente livre para empenar. O empenamento que ocorre ao longo da barra é gradual, ou seja, uma secção opõe-se ao empenamento da secção vizinha, gerando uma resistência adicional que se revela de extrema importância na resistência à torção.

- **Endurecimento do aço** – este é provocado pela dobragem mecânica das placas e manifesta-se pelo aumento da tensão de cedência junto às dobras. O endurecimento do aço, nestas zonas, traduz-se num aumento de resistência cerca de 50% superior ao da placa de aço que lhe deu origem havendo em contrapartida uma perda de ductilidade. Esta perda de ductilidade afeta um possível dimensionamento plástico do perfil. Na Figura 2.16 e Figura 2.17 é possível observar a variação das tensões no perfil.

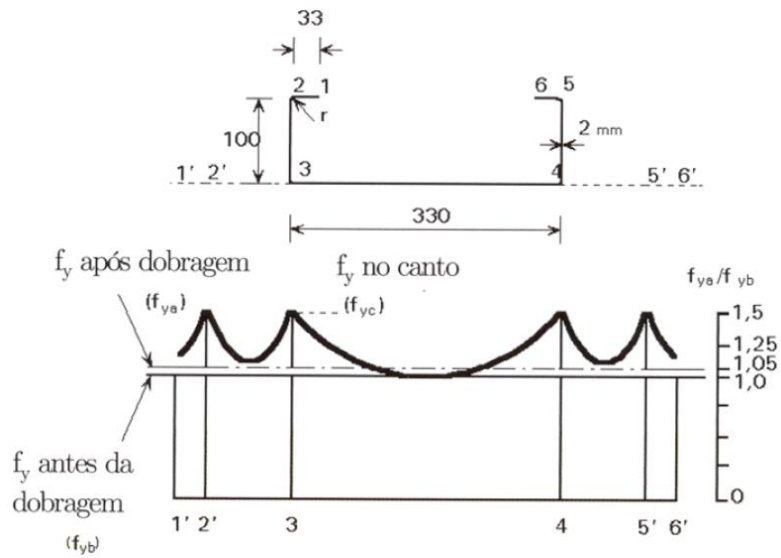


Figura 2.16 – Variação das tensões no perfil. [6]

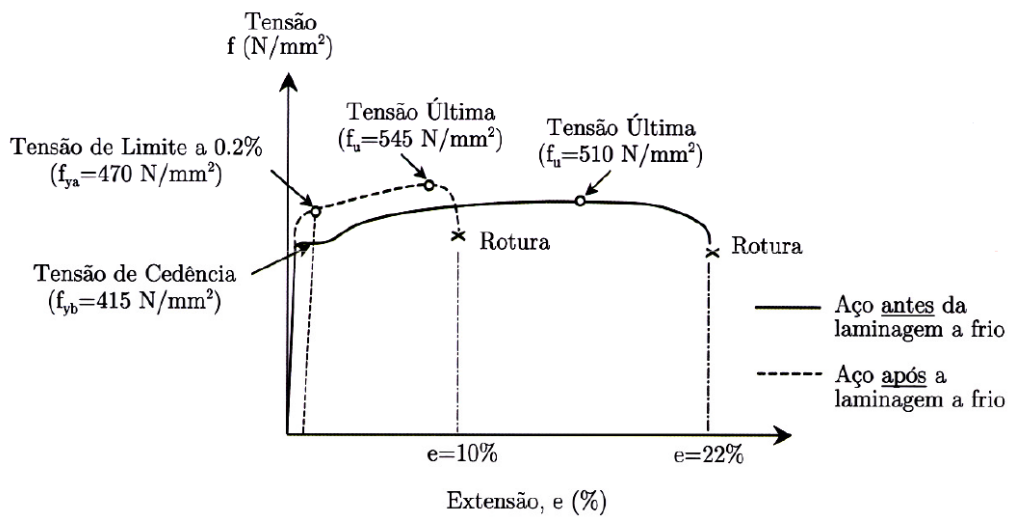


Figura 2.17 – Variação da tensão – extensão com o processo de fabrico. [6]

3 CONCEITOS TEÓRICOS

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas colapsam, predominantemente, pela rotura do material ou pela sua instabilidade. Na Figura 3.1 é possível observar que o colapso estrutural está diretamente relacionado com a esbelteza normalizada, ou seja, para estruturas pouco esbeltas ($\bar{\lambda} < 1$ – linha horizontal de cor azul) o colapso deve-se exclusivamente a uma falha de resistência do material. No caso de esbeltezas intermédias ($\bar{\lambda} \cong 1$ – curva de cor vermelha) há uma combinação de colapso plástico com colapso por instabilidade e se as estruturas forem muito esbeltas ($\bar{\lambda} > 1$ – curva de cor verde) o colapso dá-se exclusivamente por instabilidade, ou seja, este não está relacionado com a resistência do material, mas sim com a geometria da secção.

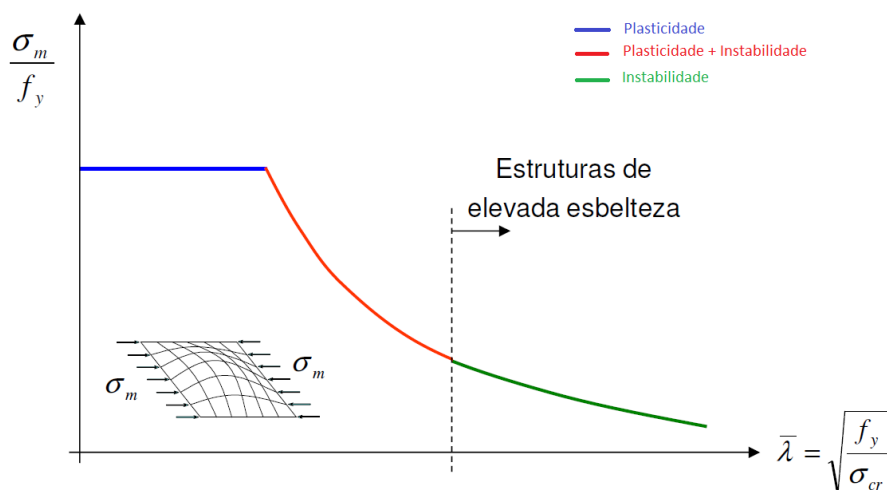


Figura 3.1 – Tipo de colapso estrutural. [Adaptado de 6]

Os tipos de colapso têm que ser analisados de forma distinta. Se o primeiro é previsto pelo equilíbrio estrutural na configuração indeformada, o mesmo não acontece com o colapso devido à instabilidade; este prevê uma configuração deformada o que leva a uma análise não linear de forma a contabilizar os deslocamentos, constituindo assim o domínio da estabilidade estrutural. Este capítulo teve por base de pesquisa bibliográfica o livro de Reis e Camotim [17], bem como os apontamentos do curso de formação “Projecto de Estruturas em Aço Leve” da CMM [6].

3.2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

No dimensionamento, a classificação das configurações de equilíbrio estão associadas à noção de estabilidade estrutural, na medida em que quando uma estrutura é submetida a um sistema de forças exteriores esta vê a sua configuração caracterizada pelo valor do deslocamento dos seus pontos.

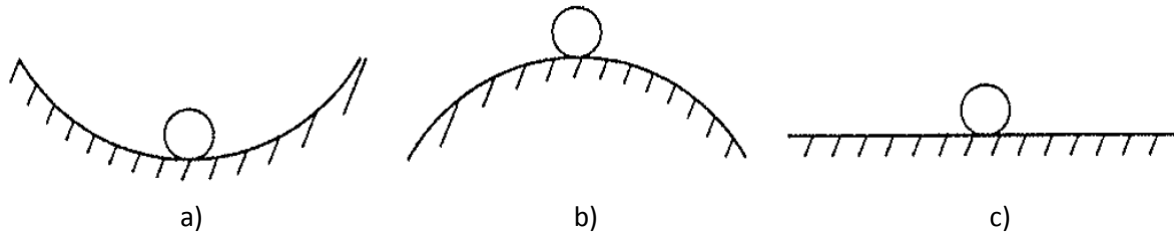


Figura 3.2 – Conceito de estabilidade do equilíbrio. [17]

Na Figura 3.2 é explicado este conceito através do exemplo dado por Reis e Camotim [17] de uma esfera rígida, submetida unicamente à ação do seu peso próprio. A configuração de equilíbrio diz-se:

- a) Estável (superfície côncava) – quando a estrutura retoma à sua posição inicial após cessar a perturbação;
- b) Instável (superfície convexa) – quando a estrutura não retoma à sua posição inicial após cessar a perturbação;
- c) Neutro (superfície horizontal) - quando a estrutura mantém a sua posição independentemente da ação que sobre esta atue.

As estruturas dimensionadas devem ter a sua segurança verificada em relação ao estado limite último e ao estado limite de utilização. Tratando-se as estruturas em perfis enformados a frio de estruturas esbeltas é indispensável considerar também os fenómenos de instabilidade estrutural. Esta instabilidade, vulgarmente denominada de encurvadura, pode ocorrer tanto ao nível dos elementos isolados como ao nível global da estrutura.

3.3 FENÓMENOS DE INSTABILIDADE ESTRUTURAL

Uma estrutura que vai sendo progressivamente carregada apresenta uma instabilidade estrutural correspondente à transição entre a configuração de equilíbrio estável e instável. Inicialmente esta vai evoluir ao longo de uma trajetória de equilíbrio (relação carga-deslocamento) até atingir uma carga,

denominada de carga crítica, a partir da qual passará a ter uma configuração instável. Esta instabilidade pode ocorrer sob duas formas:

- Instabilidade bifurcacional;
- Instabilidade por “snap-through” ou ponto limite.

3.3.1 Instabilidade bifurcacional

Na Figura 3.3 é ilustrado, através de um diagrama carga-deslocamento, um caso genérico do fenómeno de instabilidade bifurcacional.

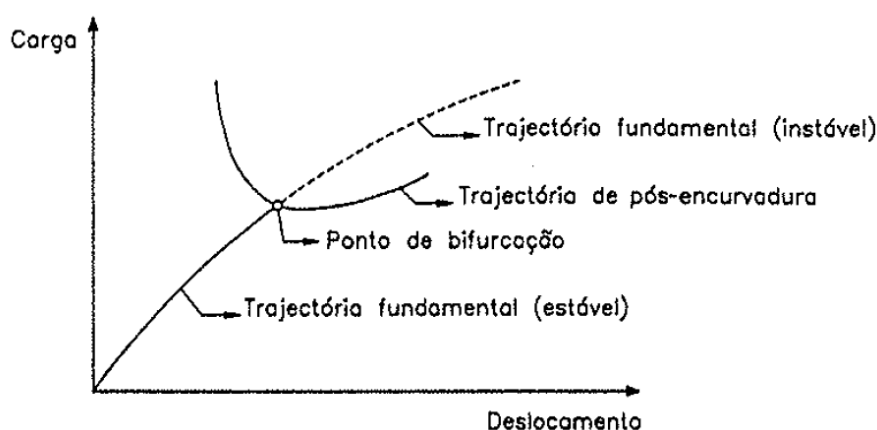


Figura 3.3 – Instabilidade bifurcacional. [17]

Uma instabilidade deste tipo é caracterizada pela existência de:

- Uma trajetória de equilíbrio fundamental (linear ou não linear), que se inicia na origem do diagrama carga-deslocamento;
- Uma trajetória de equilíbrio de pós-encurvadura, que não passa pela origem do diagrama carga-deslocamento;
- Um ponto de bifurcação, que corresponde à intersecção das duas trajetórias e no qual as configurações de equilíbrio da trajetória fundamental passam de estáveis a instáveis.

No seguimento da Figura 3.3 e numa perspetiva mais concreta, apresenta-se o exemplo de um pórtico afeto a instabilidade bifurcacional.

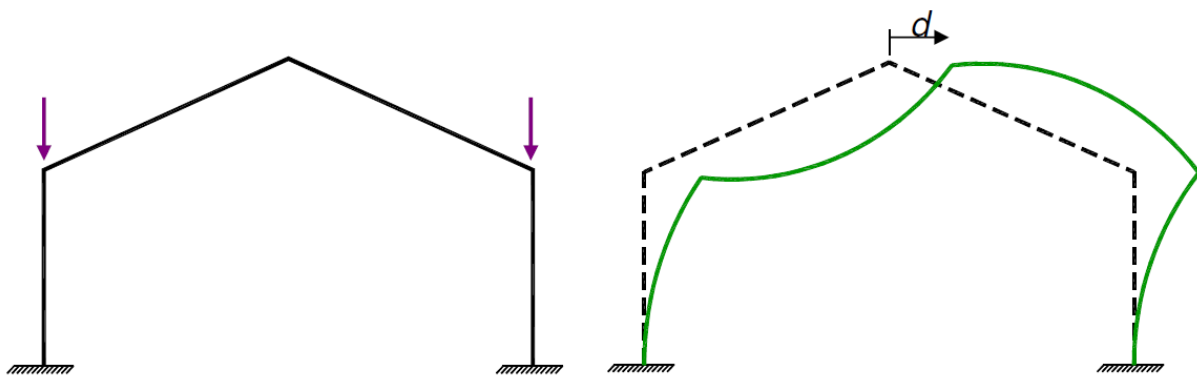


Figura 3.4 – Pórtico com um problema de instabilidade bifurcacional. [6]

Na fase inicial do carregamento do pórtico, enquanto a trajetória é fundamental, estamos numa configuração de equilíbrio estável. Quando o carregamento atinge um determinado valor de carga, denominado de carga crítica e este não cessa, se o pórtico ficar intacto sofrendo só deformações axiais este assume uma configuração de equilíbrio instável. Quando se dá a bifurcação o pórtico assume uma configuração deformada, passando a haver duas trajetórias possíveis no diagrama de carga-deslocamento, a trajetória de pós encurvadura. Os deslocamentos que ocorrem na estrutura não estão presentes na trajetória fundamental o que confere um carácter abrupto ao fenómeno de instabilidade bifurcacional. O aparecimento de deslocamentos deve ser considerado na análise estrutural de modo a antecipar este fenómeno.

3.3.2 Instabilidade por “snap-through” ou ponto limite

A instabilidade por “snap-through” pode ser representada, tal como o anterior, por um diagrama de carga-deslocamento.

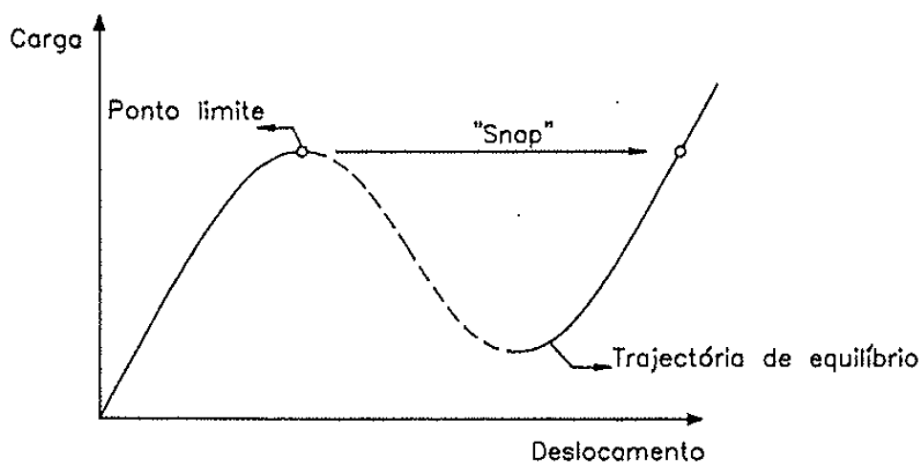


Figura 3.5 – Instabilidade por “snap-through”. [17]

Este problema de instabilidade é caracterizado pela existência de:

- Uma trajetória de equilíbrio não linear, que se inicia na origem do diagrama carga-deslocamento;
- Um ponto limite, que corresponde ao anulamento do declive da trajetória de equilíbrio e no qual as configurações de equilíbrio passam de estáveis a instáveis;
- Um fenómeno de “snap”, que ocorre quando a estrutura se encontra no ponto limite e é submetida a um (ligeiro) aumento de carga. Consiste este fenómeno na “passagem dinâmica” da estrutura para uma configuração de equilíbrio afastada e estável.

No seguimento da Figura 3.5 e numa perspetiva mais concreta, apresenta-se o exemplo de um arco afeto a instabilidade por “snap-through”.

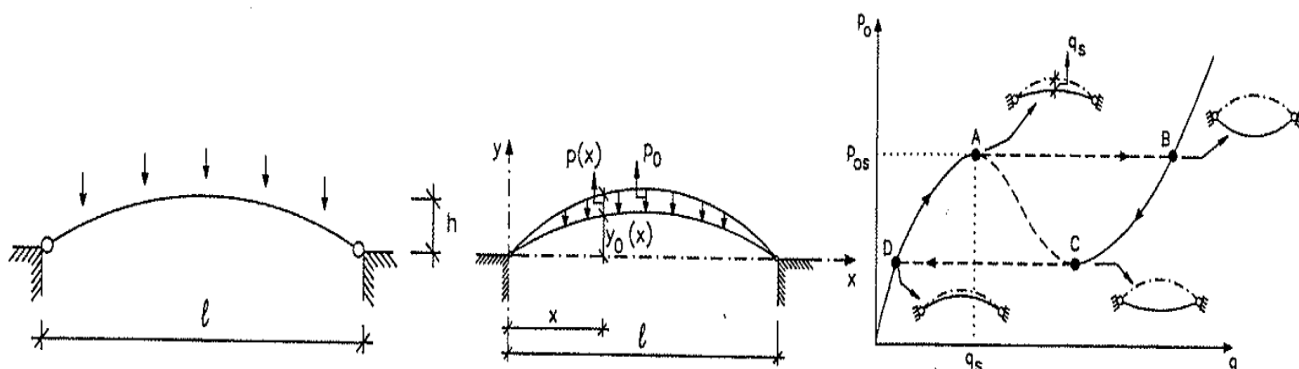


Figura 3.6 – Comportamento de um arco à instabilidade por “snap-through”. [17]

Inicialmente e à medida que o carregamento aumenta, ao contrário do que acontece na instabilidade bifurcacional, ocorrem deformações progressivas até se atingir o ponto limite (ponto A). A trajetória assume uma configuração não linear devido à contínua diminuição da rigidez do arco. Quando o arco atinge o ponto limite e este sofre um aumento de carga, dá-se o “snap” e há uma inversão do sinal da curvatura do arco (ponto B). Caso o arco seja descarregado, a trajetória de equilíbrio faz-se no sentido contrário até atingir outro ponto limite (ponto C), se o descarregamento continuar dá-se uma nova inversão no sinal da curvatura e o arco volta ao ponto inicial.

3.4 TIPOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O tipo de análise de instabilidade depende do comportamento da estrutura, sendo que este está diretamente relacionado com as ações que sobre esta atuam, bem como os efeitos provocados pelas mesmas. A cada modelo de comportamento estrutural corresponde um tipo de análise estrutural diferente.

A análise estrutural mais simples está relacionada com um comportamento linear. No entanto esta não permite identificar/estudar fenómenos de instabilidade, tratando-se assim de uma análise não linear. A não linearidade deve-se a:

- Aspectos materiais ou físicos – ocorre quando o material não é elástico, é elasto-plástico ou quando tem um comportamento de tensão-deformação não linear;
- Aspectos geométricos – equações de equilíbrio escritas na configuração deformada.

As análises de estabilidade incluem, obrigatoriamente, efeitos geométricos não lineares podendo a linearidade física estar ou não presente.

3.4.1 Instabilidade bifurcacional

No caso de um sistema exibir instabilidade bifurcacional os resultados fornecidos por uma análise de estabilidade são: (i) uma trajetória fundamental (linear ou não), (ii) cargas de bifurcação, (iii) modos de instabilidade e (iv) trajetórias de pós-encurvadura. Como referido anteriormente, as análises incluem efeitos geométricos não lineares, sendo que a mais simples das análises é a **análise de bifurcação** ou **análise linear de estabilidade**.

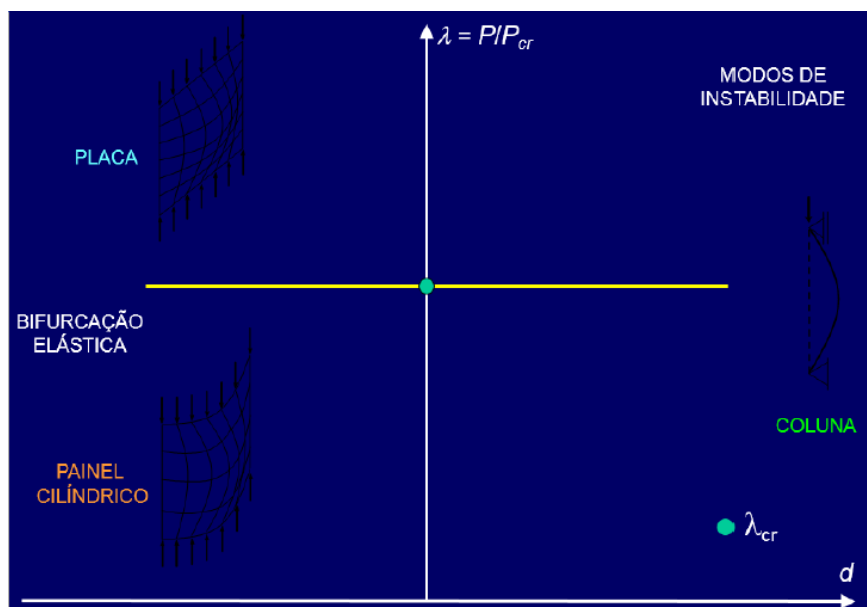


Figura 3.7 – Análise linear de estabilidade. [6]

Na Figura 3.7 é possível observar o comportamento da análise de bifurcação elástica (reta horizontal), sendo que nesta Figura não está caracterizado o comportamento da estrutura, mas sim a caracterização da insuficiência do método de análise. Como referido anteriormente, trata-se da mais simples das análises de instabilidade fornecendo apenas valores de cargas críticas. Revelando-se esta análise insuficiente para caracterizar o comportamento da estrutura, é possível recorrer a uma análise mais complexa, **análise de pós-encurvadura** elástica:

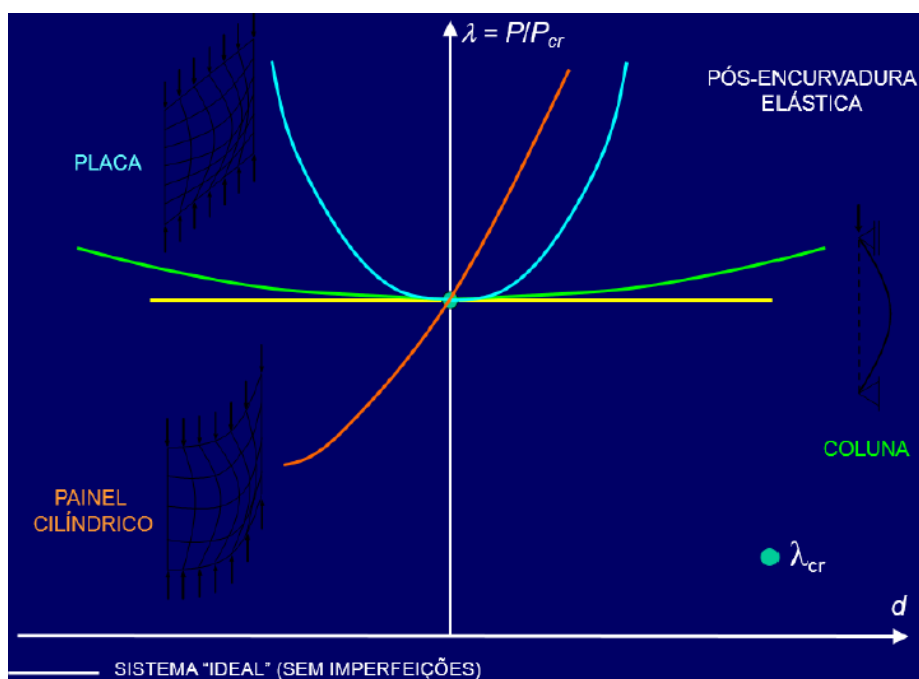


Figura 3.8 – Análise de pós-encurvadura elástica. [6]

Na Figura 3.8 é possível observar que as 3 estruturas apresentam um comportamento diferente entre elas. Na análise de bifurcação elástica independentemente de ser uma coluna, uma placa ou um painel cilíndrico o seu comportamento estrutural é representado por uma reta horizontal.

No caso de termos uma coluna, o seu comportamento é aproximadamente igual ao da análise anterior, ocorrendo um afastamento da reta horizontal quando a coluna já apresenta deformações elevadas. Durante muito tempo o conhecimento de pós-encurvadura de estruturas foi considerado desnecessário, sobretudo porque o estudo da estabilidade estrutural incidia, essencialmente, nas colunas. O comportamento destas, como descrito anteriormente, era em tudo semelhante ao de uma análise linear de estabilidade, mas com o progresso da indústria foi necessário fazer um estudo mais aprofundado de outros elementos.

O comportamento das placas revelou-se díspar em relação ao da coluna. Se na coluna era aceitável uma análise de bifurcação elástica em vez de a de pós-encurvadura, na placa esta levaria a resultados excessivamente conservativos e antieconómicos devido às perdas significativas de resistência. Em termos de dimensionamento, esta análise irá traduzir-se em resistências adicionais provocadas pelos deslocamentos. Como as reservas de resistência são elevadas quando esta se encontra deformada, a regulamentação considera a resistência pós-crítica das placas.

Enquanto a coluna e o painel apresentam simetria, o mesmo não acontece no painel cilíndrico. Este apresenta uma configuração geométrica que lhe confere um comportamento menos previsível que os outros dois, sendo que pode ter mais ou menos perda de resistência consoante a deformação que este assuma. Neste caso, assumir uma análise linear de estabilidade conduziria a uma diferença entre a carga crítica elástica e a carga última em regime de pós-encurvadura significativa, o que conduziria a resultados não conservativos.

As considerações praticadas anteriormente partiam do pressuposto que as estruturas eram perfeitas, o que não é verdade tendo todas as estruturas imperfeições (ex.: geométricas, tensões residuais). As trajetórias assumindo as imperfeições existentes (sistema “real”) passam a ser:

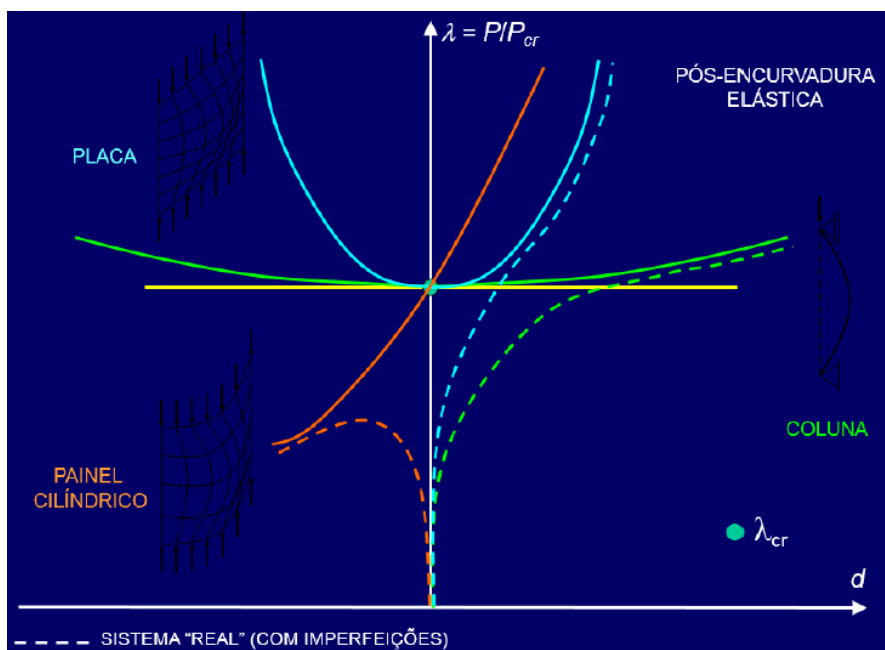


Figura 3.9 – Análise de pós-encurvadura elástica considerando imperfeições geométricas. [6]

Como é possível observar na Figura 3.9, já não ocorre a bifurcação de equilíbrio (só existe uma trajetória) e há uma diminuição significativa da resistência obtida para uma análise de pós-encurvadura elástica sem imperfeições. O caso mais notório dessa perda é o painel cilíndrico, sendo que a carga crítica é significativamente inferior à inicialmente prevista. A análise mais realista será a **análise de pós-encurvadura elásto-plástica**:

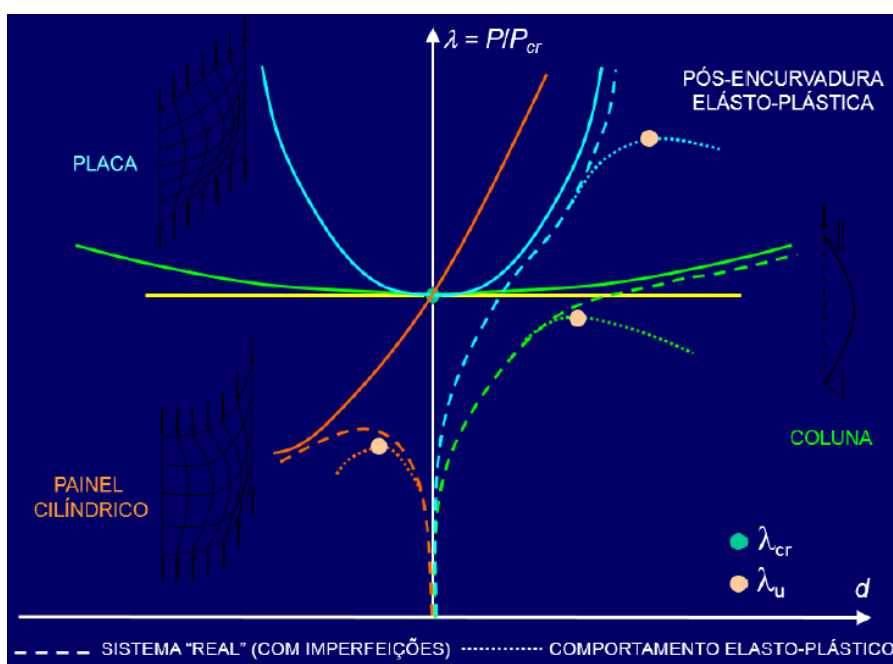


Figura 3.10 – Análise elásto-plástica de pós-encurvadura com imperfeições geométricas. [6]

Na Figura 3.10 é possível observar uma divergência no andamento da trajetória, sendo que nesse ponto ocorre pela primeira vez a plasticidade. A dificuldade em obter soluções analíticas exatas para as trajetórias de pós-encurvadura obriga a que se introduzam aproximações, assumindo-se como valor de carga última o valor obtido para o elemento quando ocorre a plasticidade pela primeira vez. Há métodos aproximados que discretizam a estrutura, tais como o método dos elementos finitos e o método das faixas finitas.

A título de conclusão pode-se resumir que tanto a coluna como a placa não são sensíveis às imperfeições, ao contrário do que acontece com o painel cilíndrico.

3.4.2 Instabilidade por “snap-through”

Uma análise de instabilidade por “snap-through” envolve a determinação (i) do andamento da trajetória de equilíbrio não linear e (ii) das coordenadas do ponto limite (nomeadamente a coordenada, “carga limite” ou carga de “snap”). No seguimento do que foi dito anteriormente sobre este fenómeno de instabilidade, pode-se concluir que uma “análise linear de instabilidade” não faz sentido, pois esta implicaria o “desaparecimento” deste comportamento. A análise desta instabilidade é em tudo semelhante à de pós-encurvadura, no sentido em que é indispensável considerar a não linearidade das equações de equilíbrio.

3.5 TIPOS DE INSTABILIDADE

As instabilidades nas estruturas, no caso de uma estrutura porticada, surgem em três níveis:

- Do pórtico;
- Da barra;
- De parede da barra.

3.5.1 Instabilidade do pórtico

A instabilidade a nível do pórtico é uma **instabilidade global**, ou seja, o pórtico instabiliza como um todo. Na Figura 3.11 é possível observar a configuração deformada de um pórtico a) com deslocamentos laterais dos nós (MCDL) e b) sem deslocamentos laterais dos nós (MSDL).

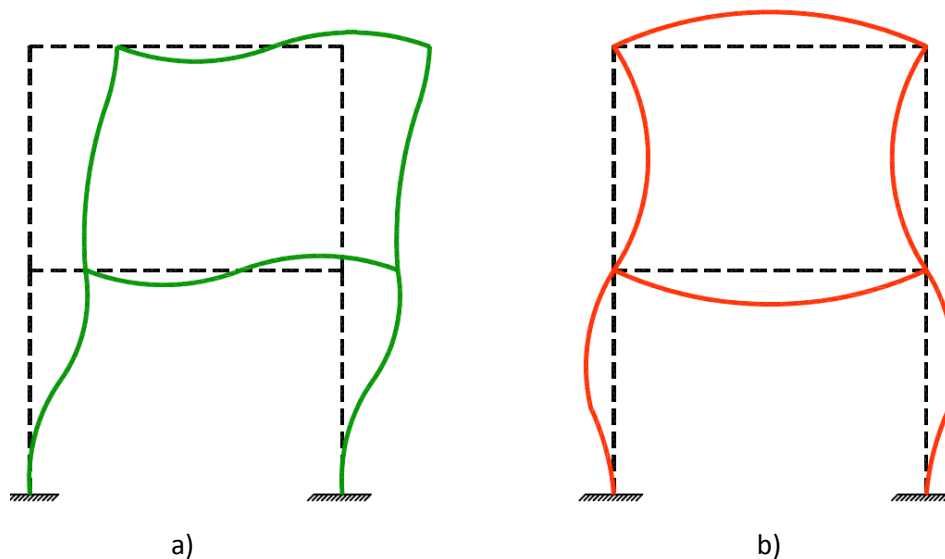


Figura 3.11 – Modos de instabilidade de pórticos. [6]

A instabilidade do pórtico num MCDL ocorre sempre que o pórtico se encontra livre, ou seja sem contraventamento. O contraventamento tem como objetivo estrutural forçar a que a instabilidade ocorra num MSDL em vez de num MCDL. Este impedimento leva a um aumento da carga crítica e consequentemente a um aumento da resistência.

3.5.2 Instabilidade da barra

Os elementos metálicos, nomeadamente os perfis com secção de parede fina aberta, apresentam uma grande suscetibilidade a fenómenos de instabilidade. Esta apresenta-se sob duas formas (i) local – se a referência é relativamente ao pórtico e (ii) global – se a referência for a parede da barra. Embora apresente designações diferentes, consoante o referencial, este fenómeno apresenta-se sempre com o mesmo comportamento.

- Fenómenos de **instabilidade global** – este é caracterizado pela ocorrência de deformações do eixo longitudinal da barra, sendo que a sua secção transversal sofre unicamente deslocamentos de corpo rígido. Na Figura 3.12 é possível observar o exemplo da instabilidade global de a) uma coluna por flexão e b) instabilidade lateral da viga por flexão-torção (dá-se, inicialmente, a flexão na menor inércia seguido de torção – bambeamento).

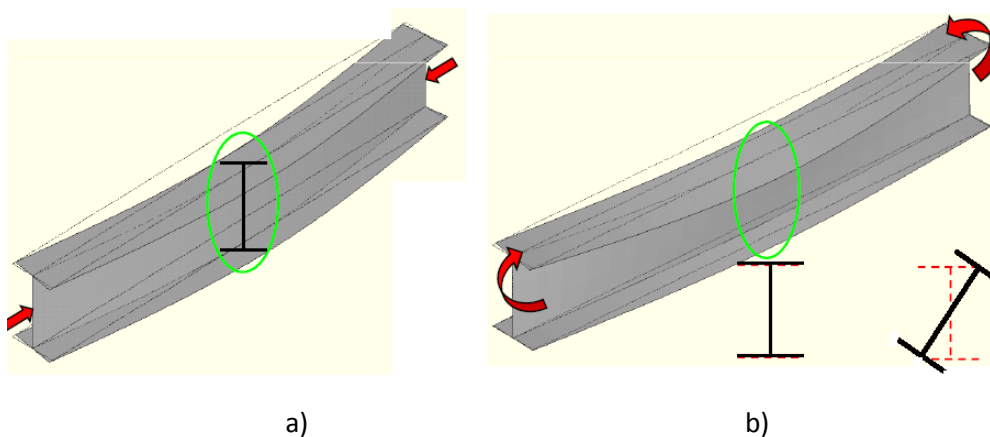


Figura 3.12 – Instabilidade global. [6]

3.5.3 Instabilidade de parede da barra

A instabilidade de parede da barra é um fenómeno local de instabilidade. Esta pode caracterizar-se essencialmente pelas deformações das paredes da barra no seu próprio plano, sendo que o eixo longitudinal desta permanece inalterado ao contrário do que sucedia no fenómeno anterior. Esta instabilidade pode ser de dois tipos: (i) local: a) local de placa e b) distorcional e (ii) global.

É possível obter uma caracterização do comportamento do perfil em função do seu comprimento, ou seja, um gráfico “carga crítica-comprimento”. Na Figura 3.13 é dado um exemplo dos fenómenos de instabilidade num perfil C com reforços simples de extremidade, recorrendo a uma análise com base no método das faixas finitas. A curva apresentada é única, sendo que cada perfil tem a sua.

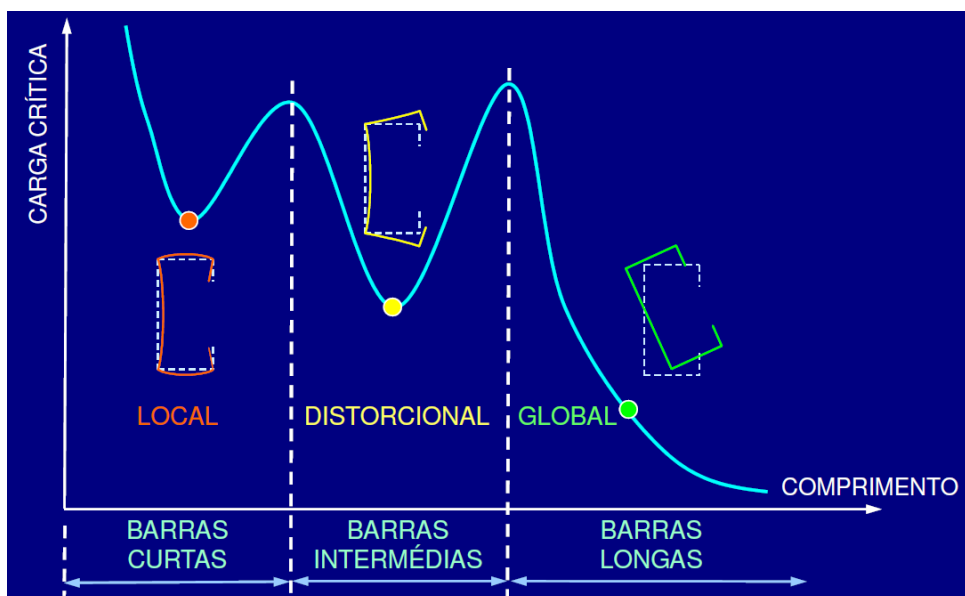


Figura 3.13 – Fenómenos de instabilidade de um perfil. [6]

Com a análise do gráfico apresentado na figura anterior é possível concluir que, de acordo com o comprimento a barra pode ser classificada como:

- Barra curta – barra essencialmente governada por fenómenos locais de instabilidade. Estas, por norma, apresentam contraventamento, ou seja, comprimentos livres reduzidos;
- Barra intermédia – barra sujeita a fenómenos de instabilidade distorcional. Estas podem ou não apresentar contraventamentos;
- Barra longa – barra que instabiliza essencialmente num modo global.

As designações curta, intermédia ou longa, em nada têm a ver com o comprimento real da barra tendo sim, com o fenómeno de instabilidade dominante no seu comportamento. Como referido anteriormente, a instabilidade é um fenómeno presente neste tipo de perfis, pelo que é inevitável este estar em alguma parte da curva “carga critica-comprimento”. Vulgarmente são utilizados os contraventamentos para contrariar os fenómenos de instabilidade instalados. Uma barra inicialmente dominada pelo fenómeno de instabilidade global após contraventamento, caso estes não sejam suficientes, passa a ser governada pela instabilidade distorcional. Se se continuar a aumentar o número de contraventamentos a instabilidade que governa a barra passa a ser a local, ou seja, quando evitamos um fenómeno de instabilidade acabamos por cair num outro com uma resistência superior.

Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição das características de cada um dos modos de instabilidade:

(i) Instabilidade Local

a. Modo local de placa (MLP)

Este modo de instabilidade é caracterizado por:

- Os bordos longitudinais internos, que unem duas paredes adjacentes, não sofrem deslocamentos só rotações;
- A deformação das secções deve-se, quase exclusivamente, à flexão transversal das paredes internas. Estas têm um bordo livre e sofrem, sobretudo, deslocamentos de corpo rígido;

- A instabilidade do perfil é despoletada pela flexão da parede comprimida mais esbelta (flexível), sendo as outras paredes “forçadas” a deformar-se por compatibilidade, havendo sempre uma parede que é o motor do processo.

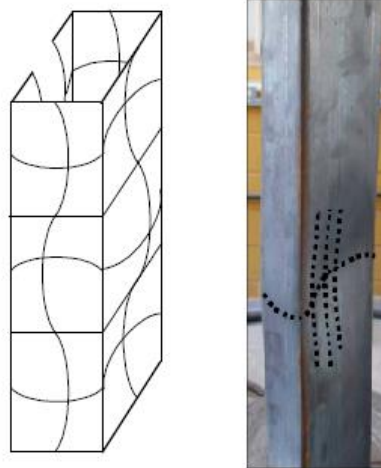


Figura 3.14 – Instabilidade local de placa. [Adaptado de 6]

Este modo de instabilidade pode ver o seu comportamento melhorado com a adição de reforços. Estes podem ser de extremidade ou intermédios e funcionam como um contraventamento, diminuindo o comprimento livre de flexão e aumentando a sua resistência à deformação local. O número de reforços está diretamente relacionado com a tensão crítica local: quanto mais reforços a secção tiver maior é a sua resistência.

b. Modo distorcional (MD)

Este modo de instabilidade é caracterizado por:

- Os bordos longitudinais internos, que unem duas paredes adjacentes, sofrem movimentos de rotação de corpo rígido e deformações moderadas provocadas pela flexão;
- Este modo apresenta características do MLP e do modo global devido ao facto de se encontrar entre estes modos;
- Este é caracterizado pela “abertura” (afastamento dos banzos) ou pelo “fecho” (aproximação dos banzos) da secção.

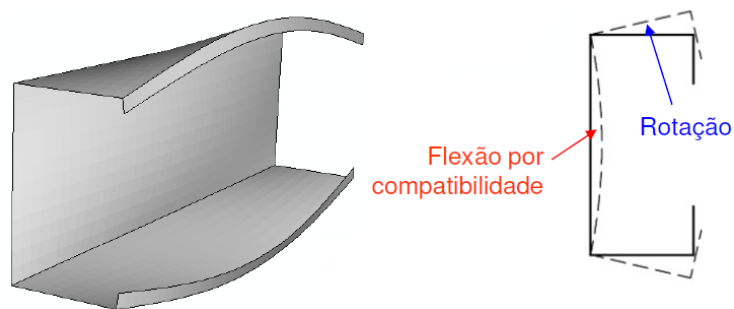


Figura 3.15 – Modo distorcional de uma coluna. [Adaptado de 6]

Este modo está muitas vezes relacionada com a presença de reforços na secção, apesar destes melhorarem o desempenho estrutural levam à instabilidade distorcional. Na Figura 3.15 é possível observar a “abertura” do perfil. O conceito de contraventamento passa por bloquear os deslocamentos essenciais ao modo de instabilidade, assim sendo, uma das formas de melhorar este comportamento passará pela inserção de travessas.

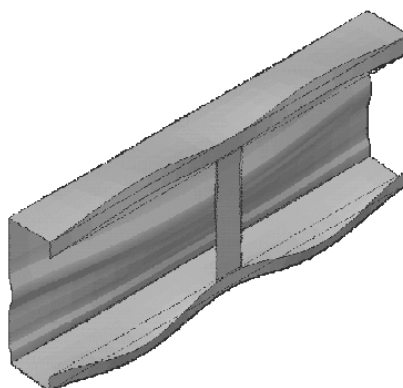


Figura 3.16 – Travessa para melhorar o comportamento estrutural. [6]

(ii) Modo Global (MD)

O modo global de instabilidade das paredes do perfil é em tudo semelhante à instabilidade global da barra. Como descrito anteriormente, exemplos deste fenómeno são a encurvadura por flexão de uma coluna (flexão em torno de um eixo principal central de inércia) e a instabilidade lateral da viga por flexão-torção (flexão na menor inércia seguido de torção). Estes modos de instabilidade são os mais comuns em perfis laminados a quente, tratando-se os perfis enformados a frio de perfis de elevada esbelteza é necessário considerar o fenómeno de torção. Este modo de instabilidade pode ser caracterizado da seguinte forma:

- Ausência de deformações no plano da secção transversal (estas sofrem apenas deslocamentos de corpo rígido);
- Os modos críticos globais exibem uma única semi-onda.

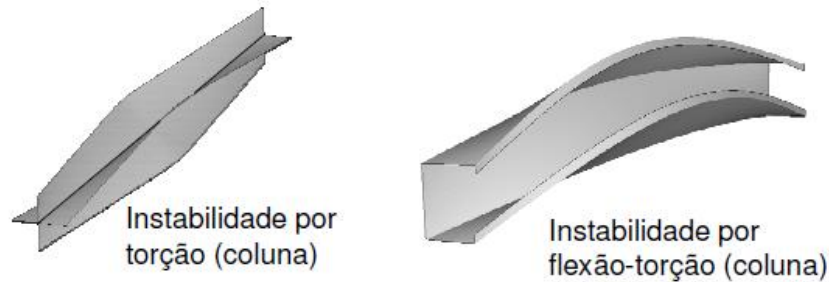


Figura 3.17 – Modo global de instabilidade das paredes da barra. [6]

Na Figura 3.17 é possível observar um modo de instabilidade que não é comum nos perfis laminados a quente. A torção surge nas colunas sob duas formas: (i) torção pura (ex.: secções cruciformes, cantoneiras e T) ou (ii) associada a flexão.

- Torção pura – este surge aliado à baixa rigidez à torção do elemento. No caso da secção cruciforme ocorre primeiro a instabilidade por torção do que por flexão.
- Flexão-torção – a ausência de dupla simetria e consequentemente a não coincidência do centro de corte com o centro de gravidade do elemento conduz a esta instabilidade.

No capítulo seguinte será apresentado um conjunto de expressões que possibilitam a determinação das cargas críticas de instabilidade de colunas e os momentos críticos de instabilidade de vigas.

3.5.4 Interação entre modos de instabilidade

Os modos de instabilidade foram, até este momento, considerados isoladamente, mas podem ocorrer em simultâneo, ou quase em simultâneo. Esta simultaneidade de fenómenos deve-se à elevada esbelteza que caracteriza estes perfis, bem como à proximidade das cargas de instabilidade. A regulamentação atual considera, de forma indireta, esta interação entre modos na verificação de segurança em relação ao estado limite último.

4 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão abordados os principais aspetos para um dimensionamento, correto, de um perfil enformado a frio. As metodologias de cálculo apresentadas referem-se às preconizadas na EN 1993-1-3 e na NP EN 1993 Parte 1-1 e parte 1-5.

Numa primeira fase, ponto 4.2, são descritos os parâmetros que caracterizam as propriedades da secção (geometria e material), os coeficientes parciais de segurança, bem como os limites exigidos na norma para a aplicabilidade da mesma. Os cálculos aproximados da secção serão descritos, nomeadamente a necessidade de os cantos curvos serem contabilizados.

No ponto 4.3 será descrita a metodologia da EN 1993-1-3 para a determinação da resistência das secções transversais, incluindo a classificação desta bem como a metodologia para a consideração das instabilidades local e distorcional.

No ponto 4.4 apresenta-se a metodologia da EN 1993-1-3 para a determinação da resistência à encurvadura de barras. Será ainda realizado o paralelismo desta norma com a NP EN 1993-1-1, onde se inserem as verificações de segurança e as cargas críticas para obtenção da resistência à instabilidade global.

No ponto 4.5 será apresentada a metodologia para a verificação de segurança dos elementos de aço enformado a frio em Estado Limite de Utilização, segundo a EN 1993-1-3.

No ponto 4.6 será descrito o tipo de ligações previstas pela norma para estes elementos, bem como o dimensionamento das mesmas. Será dada ênfase às ligações por parafusos auto-perfurantes.

4.2 PROPRIEDADES DAS SECÇÕES

4.2.1 Geometria e dimensões

Os perfis enformados a frio apresentam, na sua secção, um conjunto de paredes planas correspondente, geralmente, aos banzos, almas e reforços, e zonas correspondentes ao processo de fabrico, arredondadas, sendo que esta configuração torna o cálculo das propriedades complexo. Na Figura 4.1 é possível observar um perfil C que, relativamente à geometria, apresenta uma secção transversal com:

- Dimensões brutas (medidas pelo exterior) – h_g, b_g, c_g ;
- Espessura – t_g ;
- Raios interiores – r ;
- Ângulo entre as paredes da secção – θ .

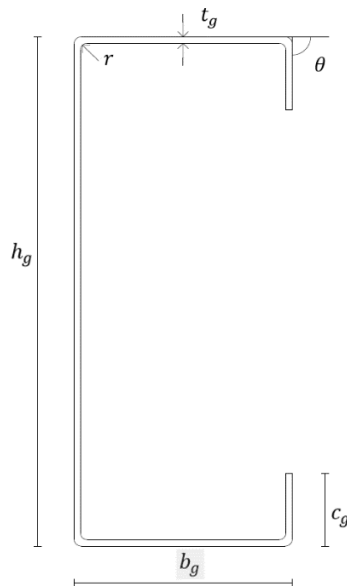


Figura 4.1 – Características geométricas apresentadas por um perfil C.

Os perfis enformados a frio, como referido anteriormente, podem assumir diversas configurações geométricas. Embora essa diversidade seja possível, devido ao seu processo de fabrico, a norma impõe limites para a relação largura-espessura como demonstra a Tabela 4.1.

Tabela 4.1– Máxima relação largura-espessura. [1]

Element of cross-section	Maximum value
	$b/t \leq 50$
	$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
	$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
	$b/t \leq 500$
	$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

A validade das fórmulas de dimensionamento e verificações de segurança presentes na norma parte do pressuposto que os limites para as proporções geométricas presentes na Tabela 4.1 são cumpridos. Caso estas condições não sejam verificadas, as propriedades devem determinadas recorrendo a ensaios experimentais e/ou análises numéricas sofisticadas que tenham em consideração todos os fenómenos de natureza não linear.

Relativamente aos reforços, para que a rigidez conferida por estes seja considerada suficiente para impedir a encurvadura dos mesmos, deve ser verificado o seguinte limite:

- $0.2 \leq \frac{c}{b} \leq 0.6 \rightarrow$ Reforço simples de extremidade;
- $0.1 \leq \frac{d}{b} \leq 0.3 \rightarrow$ Reforço duplo de extremidade.

Se a relação $c/b \leq 0.2$ ou $d/b \leq 0.1$ o contributo dos reforços deve ser desprezado ($c=0$ ou $d=0$). Se o contrario ocorrer, $c/b \geq 0.6$ ou $d/b \geq 0.3$, o próprio reforço pode despoletar a instabilidade distorcional da secção devido ao comprimento excessivo do mesmo.

4.2.2 Propriedades do material

O Eurocódigo 3, nas suas regras gerais, define que as propriedades do material constituinte dos perfis enformados a frio, a adotar nos cálculos, devem ser as seguintes:

- Módulo de elasticidade: $E = 210 \text{ GPa}$;
- Módulo de distorção: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \cong 81 \text{ GPa}$;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0.3$.

No que diz respeito aos coeficientes parciais de segurança, a norma sugere que se assumam:

- $\gamma_{M0} = 1.0$ → Coeficiente relativo à resistência das secções à cedência, incluindo fenómenos de encurvadura local e distorcional;
- $\gamma_{M1} = 1.0$ → Coeficiente relativo à resistência dos elementos e das chapas à encurvadura global;
- $\gamma_{M2} = 1.25$ → Coeficiente relativo à resistência das ligações.

Os valores mencionados acima podem variar em cada país de acordo com o respetivo Documento Nacional de Aplicação.

Outras propriedades, igualmente importantes, que caracterizam o material e que variam com a tipologia do aço são:

- f_{yb} → Tensão de cedência base;
- f_{ya} → Tensão de cedência média;
- f_u → Tensão última.

A norma, como descrito em 2.3.1, fornece valores da tensão de cedência base e da tensão última dos aços que devem ser adaptados nos cálculos de dimensionamento.

Em relação à **tensão de cedência média** (f_{ya}) esta surge como uma contrapartida do processo de fabrico. Como descrito em 2.4, este conduz à ocorrência de um endurecimento nas zonas

arredondadas da secção que por sua vez leva a um incremento da tensão de cedência base. Este enrigecimento do aço conduz à possibilidade de se tirar partido de uma tensão de cedência média, especialmente se os elementos a dimensionar se encontrarem à tração. Esta tensão aumenta com a diferença entre a tensão última e a de cedência base, com o número de dobras e com a espessura da chapa, como é possível observar na expressão seguinte:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \times \frac{k \times n \times t^2}{A_g} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} \quad (4.1)$$

Onde:

- A_g → Área da secção transversal bruta;
- k → Coeficiente numérico que depende do tipo de enformagem, tomando o valor de 7 para laminagem a frio e 5 para outros processos de fabrico;
- n → Número de dobras a 90° na secção transversal com um raio interno $r \leq 5 \times t$;
- t → Espessura do núcleo de aço antes da enformagem.

Relativamente à espessura, a EN 1993-1-3 define o conceito de espessura nuclear (t_{cor}). Esta espessura corresponde à espessura da chapa antes do processo de enformagem, ou seja, excluindo a espessura dos revestimentos. A espessura é obtida através de:

$$t_{cor} = (t_{nom} - t_{coat}) \quad \text{se } tol \leq 5\% \quad (4.2)$$

$$t_{cor} = (t_{nom} - t_{coat}) \times \frac{100 - tol}{95} \quad \text{se } tol > 5\% \quad (4.3)$$

Onde:

- t_{nom} → Espessura nominal da chapa depois de enformada a frio;
- t_{coat} → Espessura do revestimento da chapa. No caso de chapas zincadas a norma recomenda uma espessura igual a 0.04 mm.
- tol → Tolerância de fabrico em %.

A norma preconiza que as suas regras de dimensionamento possam ser aplicadas, se a seguinte condição for satisfeita:

$$0.45 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ mm}$$

A espessura, t_{cor} , de agora em diante denominada t , deve ser utilizada no dimensionamento dos elementos.

4.2.3 Secção bruta aproximada

Devido ao processo de enformagem, e como referido anteriormente, a existência de cantos arredondados torna a determinação das propriedades da secção transversal algo complexa. Assim sendo, a EN 1993-1-3 prevê a determinação de propriedades geométricas aproximadas, apresentando dois métodos de cálculo:

- Secção bruta idealizada;
- Secção bruta nominal.

Estas secções brutas não contabilizam a possibilidade de ocorrerem fenómenos de instabilidade local e/ou distorcional.

4.2.3.1 Secção bruta idealizada

Esta metodologia considera uma substituição de todo o elemento curvo por dois troços retos na continuidade dos elementos planos adjacentes. As dimensões da secção transversal passam a ser consideradas à linha média dos elementos planos, como é possível observar na figura seguinte:

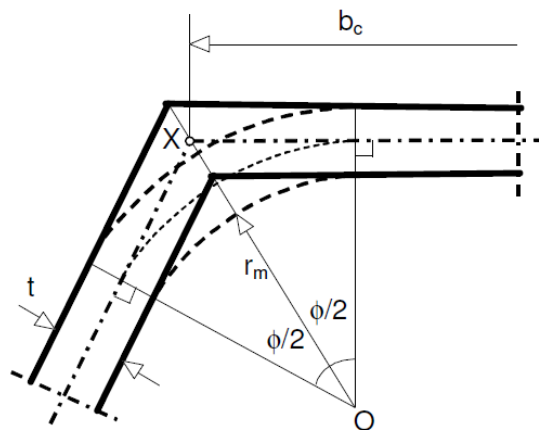


Figura 4.2 – Definição das larguras idealizadas. [6]

A largura idealizada, b_c , é determinada através do somatório da largura plana da secção, b_s , com o raio médio, r_m . Onde, r_m :

$$r_m = r + \frac{t}{2} \quad (4.4)$$

Para que esta aproximação da secção transversal possa ser realizada é necessário verificar a influência dos cantos curvos. Se as condições seguintes forem ambas cumpridas, pode-se desprezar a influência dos cantos arredondados.

$$\begin{cases} r \leq 5 \times t \\ r \leq 0.10 \times b_p \end{cases}$$

Onde:

- b_p → Largura nominal medida até ao ponto médio das curvas entre elementos. Na verificação acima descrita só se contabiliza a alma e os banzos.

A norma presume que, caso ambas as condições sejam cumpridas, a utilização da secção idealizada no cálculo das propriedades deve ser corrigida através do parâmetro δ :

$$\delta = 0.43 \times \frac{\sum_{j=1}^n r_j \times \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}} \quad (4.5)$$

Onde:

- n → Número total de cantos curvos ($j=1, \dots, n$);
- m → Número total de elementos planos da secção idealizada ($i=1, \dots, m$);
- r_j → Raio interno do canto curvo j ;
- ϕ_j → Ângulo entre dois elementos planos adjacentes.

As propriedades aproximadas (área, inércias e constante de empenamento) da secção obtêm-se através de:

$$A_g \approx A_{g,sh} \times (1 - \delta) \quad (4.6)$$

$$I_g \approx I_{g,sh} \times (1 - 2 \times \delta) \quad (4.7)$$

$$I_w \approx I_{w,sh} \times (1 - 4 \times \delta) \quad (4.8)$$

Onde:

- $A_g \rightarrow$ Área da secção transversal real (com cantos curvos);
- $A_{g,sh} \rightarrow$ Área da secção transversal idealizada (com cantos retos);
- $I_g \rightarrow$ Momento principal central de inércia da secção transversal real;
- $I_{g,sh} \rightarrow$ Momento principal central de inércia da secção transversal idealizada;
- $I_w \rightarrow$ Constante de empenamento da secção transversal real;
- $I_{w,sh} \rightarrow$ Constante de empenamento da secção transversal idealizada.

Note-se que a secção idealizada apresenta mais material que a secção real pelo que se pode concluir que: $A_g < A_{g,sh}; I_g < I_{g,sh}; I_w < I_{w,sh}$.

Surge ainda uma nova verificação de aplicabilidade da EN 193-1-3. Caso o raio interno não verifique $r < 0.04 \times t \times \frac{E}{f_y}$, a resistência da secção transversal deve ser determinada através de ensaios experimentais.

4.2.3.2 Secção bruta nominal

Esta metodologia assenta no conceito de larguras nominais, que correspondem à distância entre os pontos médios (P) dos cantos adjacentes aos elementos planos (alma, banzos e reforços).

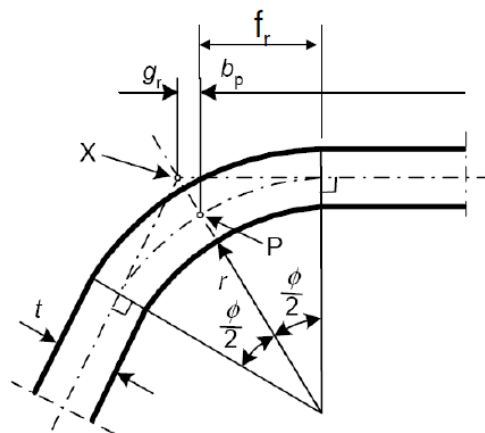


Figura 4.3 – Definição de larguras nominais. [6]

A largura nominal, b_p , é determinada através do somatório da largura plana da secção, b_s , com a largura até ao ponto médio das curvas, f_r . Onde, f_r :

$$f_r = r_m \times \text{sen}\left(\frac{\phi}{2}\right) \quad (4.9)$$

As propriedades aproximadas (área, inércia e constantes de empenamento) da secção transversal são calculadas sem recurso a correções posteriores. Estas propriedades devem ser utilizadas quando se pretende avaliar a resistência dos elementos estruturais.

4.2.4 Cálculo das propriedades segundo o anexo C da EN 1993-1-3

O anexo C da EN 1993-1-3 fornece um método expedito para a determinação das propriedades da secção transversal. Este método fornece valores aproximados para uma secção transversal aberta e pode ser aplicado para determinar as propriedades brutas e efetivas.

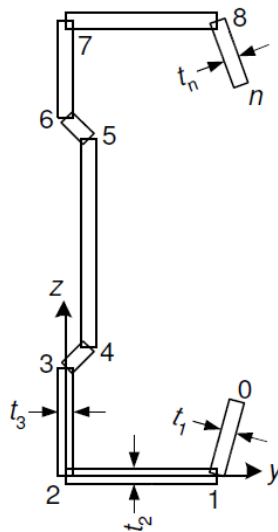


Figura 4.4 – Secção transversal dividida em nós. [1]

Na Figura 4.4 pode-se observar a divisão da secção transversal em partes, sendo estas numeradas de 1 a n. Cada parte contém dois nós, localizados nas extremidades, numerados de 0 a n. Assim, uma parte i é definida por nós $i-1$ e i . No cálculo é atribuída uma coordenada a cada nó de modo a serem determinadas as propriedades, pela sequência que se segue.

1. Área de uma parte da secção transversal

$$d_{A_i} = \left[t_i \times \sqrt{(y_i - y_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2} \right] \quad (4.10)$$

2. Área da secção transversal

$$A = \sum_{i=1}^n d_{A_i} \quad (4.11)$$

3. Momento estático da secção em torno de y_0 e coordenada do centro de gravidade z_{gc}

$$S_{y_0} = \sum_{i=1}^n (z_i + z_{i-1}) \times \frac{d_{A_i}}{2} \quad (4.12)$$

$$z_{gc} = \frac{S_{y_0}}{A} \quad (4.13)$$

4. Momento de inércia da secção em torno de y_0 e inércia aproximada em torno de y no seu centro de gravidade

$$I_{y_0} = \sum_{i=1}^n [(z_i)^2 + (z_{i-1})^2 + z_i \times z_{i-1}] \times \frac{d_{A_i}}{3} \quad (4.14)$$

$$I_y = I_{y_0} - A \times z_{gc}^2 \quad (4.15)$$

5. Momento estático da secção em torno de z_0 e coordenada do centro de gravidade y_{gc}

$$S_{z_0} = \sum_{i=1}^n (y_i + y_{i-1}) \times \frac{d_{A_i}}{2} \quad (4.16)$$

$$y_{gc} = \frac{S_{z_0}}{A} \quad (4.17)$$

6. Momento de inércia da secção em torno de z_0 e inércia aproximada em torno de z no seu centro de gravidade

$$I_{z_0} = \sum_{i=1}^n [(y_i)^2 + (y_{i-1})^2 + y_i \times y_{i-1}] \times \frac{d_{A_i}}{3} \quad (4.18)$$

$$I_z = I_{z_0} - A \times y_{gc}^2 \quad (4.19)$$

7. Produto de inércia da secção em torno de yz_0 e inércia aproximada da secção em torno de yz

$$I_{yz_0} = \sum_{i=1}^n (2 \times y_{i-1} \times z_{i-1} + 2 \times y_i \times z_i + y_{i-1} \times z_i + y_i \times z_{i-1}) \times \frac{d_{A_i}}{6} \quad (4.20)$$

$$I_{yz} = I_{yz_0} - \frac{S_{y_0} \times S_{z_0}}{A} \quad (4.21)$$

8. Eixos principais de inércia da secção

$$\alpha = \begin{cases} 0^\circ & \text{se } I_z - I_y > 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} = 0 \\ \frac{1}{2} \times \arctg\left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } I_z - I_y > 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} > 0 \\ 45^\circ & \text{se } I_z - I_y = 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} > 0 \\ \frac{1}{2} \times \left[\arctg\left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y}\right) - 180^\circ \right] & \text{se } I_z - I_y < 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} > 0 \\ 0^\circ & \text{se } I_z - I_y = 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} > 0 \\ \frac{1}{2} \times \left[\arctg\left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y}\right) + 180^\circ \right] & \text{se } I_z - I_y < 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} < 0 \\ -45^\circ & \text{se } I_z - I_y = 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} < 0 \\ \frac{1}{2} \times \arctg\left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y}\right) & \text{se } I_z - I_y > 0 \text{ e } 2 \times I_{yz} < 0 \end{cases} \quad (4.22)$$

$$I_u = \frac{1}{2} \times \left[I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \times I_{yz}^2} \right] \quad (4.23)$$

$$I_v = \frac{1}{2} \times \left[I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \times I_{yz}^2} \right] \quad (4.24)$$

9. Coordenadas sectoriais

$$\omega_0 = 0 \quad (4.25)$$

$$\omega_{0i} = y_{i-1} \times z_i - y_i \times z_{i-1} \quad (4.26)$$

$$\omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0i} \quad (4.27)$$

10. Coordenadas sectoriais médias

$$I_\omega = \sum_{i=1}^n (\omega_{i-1} + \omega_i) \times \frac{d_{A_i}}{2} \quad (4.28)$$

$$\omega_{mean} = \frac{I_\omega}{A} \quad (4.29)$$

11. Constantes sectoriais

$$I_{y\omega_0} = \sum_{i=1}^n (2 \times y_{i-1} \times \omega_{i-1} + 2 \times y_i \times \omega_i + y_{i-1} \times \omega_i + y_i \times \omega_{i-1}) \times \frac{d_{A_i}}{6} \quad (4.30)$$

$$I_{y\omega} = I_{y\omega_0} - \frac{S_{z_0} \times I_\omega}{A} \quad (4.31)$$

$$I_{z\omega_0} = \sum_{i=1}^n (2 \times z_{i-1} \times \omega_{i-1} + 2 \times z_i \times \omega_i + z_{i-1} \times \omega_i + z_i \times \omega_{i-1}) \times \frac{d_{A_i}}{6} \quad (4.32)$$

$$I_{z\omega} = I_{z\omega_0} - \frac{S_{y_0} \times I_{\omega}}{A} \quad (4.33)$$

$$I_{\omega\omega_0} = \sum_{i=1}^n [(\omega_i)^2 + (\omega_{i-1})^2 + \omega_i \times \omega_{i-1}] \times \frac{d_{A_i}}{3} \quad (4.34)$$

$$I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega_0} - \frac{I_{\omega}^2}{A} \quad (4.35)$$

12. Coordenadas do centro de corte

$$y_{sc} = \frac{I_{z\omega} \times I_z - I_{y\omega} \times I_y}{I_y \times I_z - I_{yz}^2} \quad (4.36)$$

$$z_{sc} = \frac{-I_{y\omega} \times I_y - I_{z\omega} \times I_z}{I_y \times I_z - I_{yz}^2} \quad (4.37)$$

13. Distância entre o centro de corte e centro de gravidade

$$y_s = y_{sc} - y_{gc} \quad (4.38)$$

$$z_s = z_{sc} - z_{gc} \quad (4.39)$$

14. Constante de empenamento

$$I_w = I_{\omega\omega} + z_{sc} \times I_{y\omega} - y_{sc} \times I_{z\omega} \quad (4.40)$$

15. Inércia e módulo de torção de Saint-Venant

$$I_t = \sum_{i=1}^n d_{A_i} \times \frac{(t_i)^2}{3} \quad (4.41)$$

$$W_t = \frac{I_t}{\min(t)} \quad (4.42)$$

16. Coordenadas sectoriais relativamente ao centro de corte

$$\omega_{s_j} = \omega_j - \omega_{mean} + z_{sc} \times (y_j - y_{gc}) - y_{sc} \times (z_j - z_{gc}) \quad (4.43)$$

17. Coordenada sectorial máxima e módulo de empenamento

$$\omega_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x(|\omega_s|) \quad (4.44)$$

$$W_{\omega} = \frac{I_w}{\omega_{m\acute{a}x}} \quad (4.45)$$

18. Momento polar de inércia relativamente ao centro de corte

$$I_p = I_y + I_z + A \times (y_s^2 + z_s^2) \quad (4.46)$$

19. Coefficientes de assimetria z_j e y_j

$$z_j = z_s - \frac{0.5}{I_y} \times \sum_{i=1}^n \left[(z_{c_i})^3 + z_{c_i} \times \left[\frac{(z_i - z_{i-1})^2}{4} + (y_{c_i})^2 + \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{12} \right] + y_{c_i} \times \frac{(y_i - y_{i-1}) \times (z_i - z_{i-1})}{6} \right] \times d_{A_i} \quad (4.47)$$

$$y_j = y_s - \frac{0.5}{I_z} \times \sum_{i=1}^n \left[(y_{c_i})^3 + y_{c_i} \times \left[\frac{(y_i - y_{i-1})^2}{4} + (z_{c_i})^2 + \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{12} \right] + z_{c_i} \times \frac{(z_i - z_{i-1}) \times (y_i - y_{i-1})}{6} \right] \times d_{A_i} \quad (4.48)$$

Onde:

$$y_{c_i} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2} - y_{gc} \quad (4.49)$$

$$z_{c_i} = \frac{z_i + z_{i-1}}{2} - z_{gc} \quad (4.50)$$

4.3 RESISTÊNCIA DE SECÇÕES

4.3.1 Classificação das secções transversais

A classificação da secção transversal está relacionada com a resistência última e a sua capacidade de rotação, quando esta é submetida a tensões normais. Esta resistência, na ausência de fenómenos de instabilidade, é igual à resistência plástica da sua secção mais fraca. Sendo que a ausência de fenómenos de instabilidade nos perfis enformados a frio raramente se verifica, é frequente ocorrer uma redução do valor da resistência. Esta classificação depende das dimensões e da tensão de cedência dos seus elementos comprimidos, que podem ser interiores (ambas as extremidades apoiadas) ou salientes (uma extremidade apoiada e outra livre).

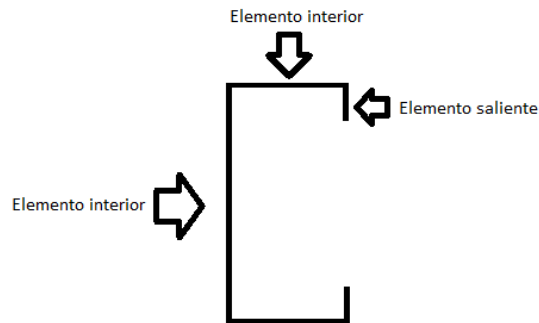


Figura 4.5 – Definição dos elementos interiores e salientes.

O Eurocódigo 3 permite definir quatro classes de secções, que se caracterizam de seguida:

- Classe 1 – Secções em que se pode atingir a resistência plástica e existe a capacidade de rotação suficiente para se formar uma rótula plástica;
- Classe 2 – Secções em que se pode atingir a resistência plástica, mas onde a capacidade de rotação não é suficiente para garantir a formação de uma rótula plástica;
- Classe 3 – Secções em que se pode atingir apenas a resistência elástica (tensão de cedência na fibra mais solicitada), devido à ocorrência de fenómenos de encurvadura local que impedem que se atinja a resistência plástica;
- Classe 4 – Secções onde ocorrem fenómenos de encurvadura locais prematuramente, o que impossibilita que a tensão na fibra mais solicitada atinja a tensão de cedência.

As secções de aço enformadas a frio são, maioritariamente, de classe 4. Esta classificação depende dos seguintes parâmetros:

- Esbelteza dos elementos, c/t ;
- Condições de apoio dos elementos (interior ou saliente);
- Tensão de cedência do aço, através do parâmetro $\varepsilon = (235/f_y)^{0.5}$;
- Posição da linha neutra, refletida através dos parâmetros ψ ou α ;
- Coeficiente de encurvadura do elemento, k_σ .

Nas tabelas seguintes apresentam-se definidos os valores limites da relação entre as dimensões dos elementos comprimidos:

Tabela 4.2– Limites máximos das relações largura-espessura para elementos internos comprimidos.[2]

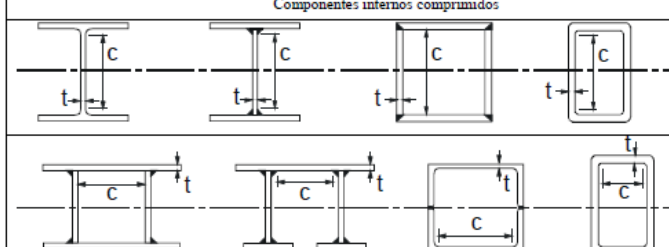
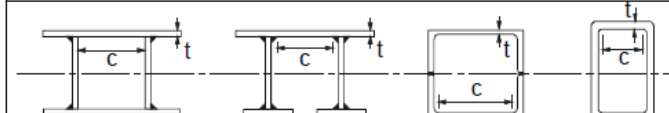
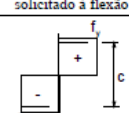

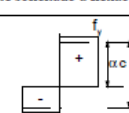
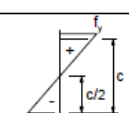
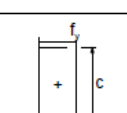
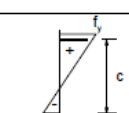
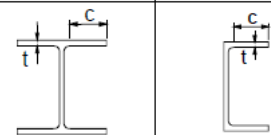
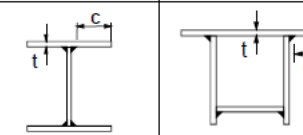
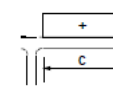
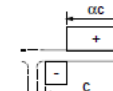
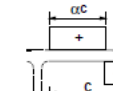
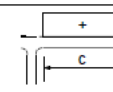
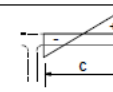
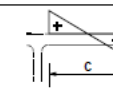
Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	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
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabela 4.3– Limites máximos das relações largura-espessura para elementos externos comprimidos.[2]

Banzos em consola						
						
Seções laminadas			Seções 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_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

A classe de cada elemento comprimido é determinada, para além das condições limites, a partir dos diagramas de tensões normais atuantes. Um elemento que não cumpra a condição limite associada à classe, deve ver verificada a condição relacionada com a classe seguinte, ou seja, um elemento que não veja a condição limite associada à classe 3 verificada, é automaticamente classificado como de classe 4. Os elementos constituintes de uma secção podem ser de classes diferentes, assim sendo, a classe da secção é sempre a maior das classes de cada elemento (classe mais desfavorável). A dimensão C, nos perfis enformados a frio, deve ser tomada como a largura nominal.

4.3.1.1 Tensões axiais para esforços máximos segundo os eixos principais de inércia

Na determinação da classe do perfil é necessário analisar o diagrama de tensões normais da secção. Estas vão ser tidas em conta no cálculo do parâmetro ψ , parâmetro esse que relaciona as tensões presentes nas fibras extremas dos elementos e é definido por $\psi = \sigma_2/\sigma_1$. Segundo o Eurocódigo 3, σ_1 é sempre a máxima tensão de compressão no elemento (compressão com sinal positivo). A obtenção da forma do diagrama pode ser efetuada de dois modos: (i) diagrama resultante da ação simultânea de esforço axial e momento fletor e (ii) diagrama resultante do esforço axial e outro resultante do momento fletor. O primeiro método requer um conhecimento prévio dos esforços atuantes, pelo que o cálculo das tensões foi realizada pelo segundo método. Embora este conduza a soluções menos económicas, revela-se mais acessível de implementar na programação, devido a não ser necessário conhecer a relação N+M. Tendo em conta o descrito anteriormente, apresenta-se o procedimento de cálculo para a determinação da tensão em cada ponto do elemento.

1. Coordenada do elemento segundo os eixos y e z

$$u_{i-1,s} = y_{i-1} - \frac{S_{z_{i-1}}}{A} \quad (4.51)$$

$$v_{i-1,s} = z_{i-1} - \frac{S_{y_{i-1}}}{A} \quad (4.52)$$

$$u_{i,s} = y_i - \frac{S_{z_i}}{A} \quad (4.53)$$

$$v_{i,s} = z_i - \frac{S_{y_i}}{A} \quad (4.54)$$

2. Coordenadas dos nós segundo os eixos principais de inércia e no centro de gravidade

$$u_{i-1} = u_{i-1,s} \times \cos(-\alpha) - v_{i-1,s} \times \sin(-\alpha) \quad (4.55)$$

$$v_{i-1} = u_{i-1,s} \times \text{sen}(-\alpha) - v_{i-1,s} \times \text{cos}(-\alpha) \quad (4.56)$$

$$u_i = u_{i,s} \times \text{cos}(-\alpha) - v_{i,s} \times \text{sen}(-\alpha) \quad (4.57)$$

$$v_i = u_{i,s} \times \text{sen}(-\alpha) - v_{i,s} \times \text{cos}(-\alpha) \quad (4.58)$$

$$u_{n,cg} = \frac{u_{i-1} + u_i}{2} \quad (4.59)$$

$$v_{n,cg} = \frac{v_{i-1} + v_i}{2} \quad (4.60)$$

3. Coordenadas das fibras extremas segundo os eixos principais de inércia

$$u_{n,min} = \min(u_{i-1}; u_i) + \frac{t}{2} \times \min(\text{sen}(\theta_k + \alpha); -\text{sen}(\theta_k + \alpha)) \quad (4.61)$$

$$v_{n,min} = \min(v_{i-1}; v_i) + \frac{t}{2} \times \min(\text{cos}(\theta_k + \alpha); -\text{cos}(\theta_k + \alpha)) \quad (4.62)$$

$$u_{n,máx} = \text{máx}(u_{i-1}; u_i) + \frac{t}{2} \times \text{máx}(\text{sen}(\theta_k + \alpha); -\text{sen}(\theta_k + \alpha)) \quad (4.63)$$

$$v_{n,máx} = \text{máx}(v_{i-1}; v_i) + \frac{t}{2} \times \text{máx}(\text{cos}(\theta_k + \alpha); -\text{cos}(\theta_k + \alpha)) \quad (4.64)$$

$$u_{min} = \min(u_{n,min}) \quad (4.65)$$

$$v_{min} = \min(v_{n,min}) \quad (4.66)$$

$$u_{máx} = \text{máx}(u_{n,máx}) \quad (4.67)$$

$$v_{máx} = \text{máx}(v_{n,máx}) \quad (4.68)$$

Onde:

$$\theta_k = \begin{cases} 0^\circ & \text{se } \Delta_u > 0 \text{ e } \Delta_v = 0 \\ \arctg\left(\frac{(v_i - v_{i-1})}{(u_i - u_{i-1})}\right) & \text{se } \Delta_u > 0 \text{ e } \Delta_v > 0 \\ 90^\circ & \text{se } \Delta_u = 0 \text{ e } \Delta_v > 0 \\ \arctg\left(\frac{(v_i - v_{i-1})}{(u_i - u_{i-1})}\right) + 180^\circ & \text{se } \Delta_u < 0 \text{ e } \Delta_v > 0 \\ 180^\circ & \text{se } \Delta_u < 0 \text{ e } \Delta_v = 0 \\ \arctg\left(\frac{(v_i - v_{i-1})}{(u_i - u_{i-1})}\right) + 180^\circ & \text{se } \Delta_u < 0 \text{ e } \Delta_v < 0 \\ 270^\circ & \text{se } \Delta_u = 0 \text{ e } \Delta_v < 0 \\ \arctg\left(\frac{(v_i - v_{i-1})}{(u_i - u_{i-1})}\right) + 360^\circ & \text{se } \Delta_u > 0 \text{ e } \Delta_v < 0 \end{cases} \quad (4.69)$$

$$\Delta_u = u_{i-1} - u_i \quad (4.70)$$

$$\Delta_v = v_{i-1} - v_i \quad (4.71)$$

4. Tensões axiais para esforços máximos nos nós segundo os eixos principais de inércia

$$\frac{\sigma_{i-1}^{M_u}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{v_{i-1}}{máx(|v_{min}|; |v_{máx}|)} \quad (4.72)$$

$$\frac{\sigma_i^{M_u}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{v_i}{máx(|v_{min}|; |v_{máx}|)} \quad (4.73)$$

$$\frac{\sigma_{i-1}^{M_v}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{u_{i-1}}{máx(|u_{min}|; |u_{máx}|)} \quad (4.74)$$

$$\frac{\sigma_i^{M_v}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{u_i}{máx(|u_{min}|; |u_{máx}|)} \quad (4.75)$$

5. Tensões axiais para esforços máximos nas fibras extremas segundo os eixos principais de inércia

$$\frac{\sigma_{min}^{M_u}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{v_{min}}{máx(|v_{máx}|; |v_{min}|)} \quad (4.76)$$

$$\frac{\sigma_{máx}^{M_u}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{v_{máx}}{máx(|v_{máx}|; |v_{min}|)} \quad (4.77)$$

$$\frac{\sigma_{min}^{M_v}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{u_{min}}{máx(|u_{máx}|; |u_{min}|)} \quad (4.78)$$

$$\frac{\sigma_{máx}^{M_v}}{\sigma_{máx,Ed}} = \frac{u_{máx}}{máx(|u_{máx}|; |u_{min}|)} \quad (4.79)$$

4.3.2 Encurvadura local

Como referido anteriormente, os elementos em aço enformado a frio apresentam uma espessura reduzida, o que conduz a elevadas esbeltezas das paredes e consequentemente a barras muito suscetíveis de encurvadura local. Esta condição leva a que a grande maioria destes elementos seja de classe 4, ou seja, partes da secção impedem que se atinga a tensão de cedência e ocorra a encurvadura local. Estes efeitos locais de instabilidade devem ser contabilizados para a determinação da resistência e rigidez dos elementos. Assim sendo, a secção transversal bruta será substituída por uma efetiva.

4.3.2.1 Conceito de largura efetiva

O conceito de largura efetiva surge no seguimento das análises de instabilidade (3.4.1). Um elemento, mesmo após ocorrer a encurvadura, consegue suportar um aumento considerável de carga (resistência de pós-encurvadura). Este comportamento é caracterizado na Figura 4.6, onde é possível analisar a distribuição de tensões de compressão, antes e depois de se atingir a carga critica. Observa-se a linearidade das tensões de compressão antes de se atingir a bifurcação, passando a exibir uma distribuição não linear de tensões após essa ocorrência.

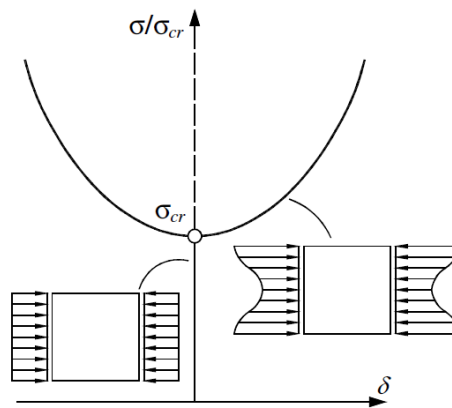


Figura 4.6 – Distribuição de tensões de compressão. [19]

Na distribuição das tensões, na fase de pós-encurvadura, é ainda possível observar que ocorre uma redistribuição das tensões normais com a migração das tensões da zona central (zona mais fraca), para a vizinhança dos bordos longitudinais. O comportamento de pós-encurvadura é de difícil caracterização e o cálculo de elevada complexidade, pelo que em 1932 Von Karman surge com o conceito de largura efetiva, b_{eff} , como alternativa à caracterização do comportamento de pós-encurvadura. Assim, surge a substituição da secção bruta por uma efetiva submetida a uma distribuição de tensões uniforme, onde a zona central (zona mais fraca) é removida.

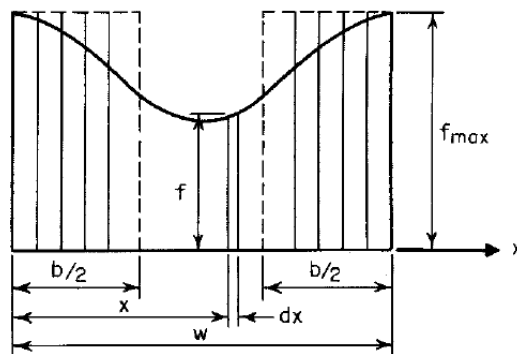


Figura 4.7 – Largura efetiva. [5]

A largura efetiva representa uma largura de placa que é afetada pela encurvadura quando a tensão de compressão atinge a tensão de cedência do aço.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{ced}}} \quad (4.80)$$

Em 1946, surge uma modificação à expressão anterior por Winter:

$$\rho = \frac{b_{eff}}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{ced}}} \times \left(1 - 0.25 \times \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{ced}}}\right) = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.25}}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (4.81)$$

Posteriormente o coeficiente 0.25 sofreu alterações e assume agora o valor de 0.22. [17] [19]

A EN 1993-1-3, no ponto 5.5.2, remete o cálculo da largura efetiva de um elemento comprimido para o ponto 4.4 da NP EN 1993-1-5, sendo que para um elemento de classe 4 segue as seguintes etapas:

1. Cálculo do coeficiente de encurvadura local do elemento, k_σ – Este coeficiente é obtido com base na relação entre as tensões atuantes nas extremidades dos elementos, ψ . O coeficiente de encurvadura é apresentado nas Tabela 4.4 (elementos interiores) e Tabela 4.5 (elementos salientes) através de expressões do tipo $k_\sigma = k_\sigma(\psi)$. De salientar que, em estado limite último, o cálculo das secções efetivas não depende da distribuição de tensões “reais”, mas sim $\sigma_{máx} = f_{yb}/\gamma_{M0}$.
2. Cálculo da esbelteza normalizada do elemento, $\bar{\lambda}_p$ – Esta é determinada com base no valor obtido para o coeficiente de encurvadura do elemento.

$$\bar{\lambda}_{p,i} = \frac{b_{p,i}/t}{28.4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}} \quad (4.82)$$

Onde:

- $\varepsilon = (235/f_{yb})^{0.5}$;
- f_{yb} → Tensão de cedência do aço;
- $b_{p,i}$ → Largura nominal.

3. Cálculo do fator de redução de largura efetiva do elemento, ρ – este é determinado com base no valor da esbelteza normalizada. Este fator depende do elemento em análise, apresentando valores diferentes caso se trate de elementos interiores ou salientes.

$$\begin{cases} \rho_i = \frac{\bar{\lambda}_{p,i} - k_\rho}{\bar{\lambda}_p^2} & \text{se } \bar{\lambda}_{p,i} > \bar{\lambda}_{lim} \\ \rho_i = 1.0 & \text{se } \bar{\lambda}_{p,i} \leq \bar{\lambda}_{lim} \end{cases} \quad (4.83)$$

Onde:

- a) Para elementos interiores:

$$k_p = 0.055 \times (3 + \psi) \quad (4.84)$$

$$\bar{\lambda}_{lim} = 0.673$$

- b) Para elementos salientes:

$$k_p = 0.188$$

$$\bar{\lambda}_{lim} = 0.748$$

4. Cálculo da largura efetiva da zona comprimida do elemento, $b_{eff,i}$ – Esta é obtida com base no factor de redução da largura efetiva. Esta largura é igual a:

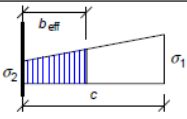
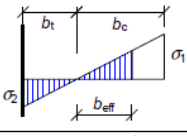
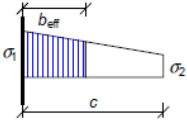
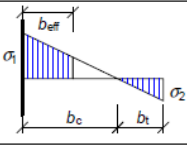
$$\begin{cases} b_{eff,i} = \rho \times b_{p,i} & \text{se o elemento estiver totalmente comprimido} \\ b_{eff,i} = \rho \times b_{pc,i} & \text{se o elemento estiver parcialmente comprimido} \end{cases} \quad (4.85)$$

No caso de um elemento interior, parcialmente comprimido, é determinada uma subdivisão da largura efetiva total, $b_{eff,i}$, nas parcelas b_{e1} e b_{e2} de acordo com o apresentado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Distribuição de tensões para elementos interiores comprimidos. [3]

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva ^p b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi \geq -3$
Coefficiente de encurvadura k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Tabela 4.5 – Distribuição de tensões para elementos salientes comprimidos. [3]

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva ^p b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Coefficiente de encurvadura k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Coefficiente de encurvadura k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

As disposições apresentadas anteriormente dizem respeito a elementos principais (banzos e almas). Embora, à luz da NP EN 1993-1-1, se possam aplicar as regras acima apresentadas para reforços de extremidade, considerando-os como elementos salientes, a EN 1993-1-3 no ponto 5.5.3.2, apresenta regras específicas para estes elementos.

(i) Para reforços simples de extremidade:

$$c_{eff} = \rho \times c \tag{4.86}$$

O valor do fator de redução da largura efetiva, ρ , é determinado através das equações (4.83), sendo a principal diferença a determinação do fator de encurvadura, k_σ , o qual passa a ser calculado da seguinte forma:

$$\begin{cases} k_\sigma = 0.05 & \text{se } c/b \leq 0.35 \\ k_\sigma = 0.05 + 0.83 \times \sqrt[3]{(c/b - 0.35)^2} & \text{se } 0.35 < c/b \leq 0.60 \end{cases} \tag{4.87}$$

(ii) Para reforços duplos de extremidade:

$$c_{eff} = \rho \times c \quad \text{e} \quad d_{eff} = \rho \times d \tag{4.88}$$

No caso de existir reforço duplo de extremidade, c corresponde à largura do primeiro elemento (elemento ligado ao banzo) e d à largura do elemento saliente. O processo de cálculo, nesta situação, segue o definido na NP EN 1993-1-5, sendo que o primeiro elemento é tratado como elemento interior e o segundo como elemento saliente.

4.3.3 Encurvadura distorcional

A instabilidade distorcional está diretamente relacionada com a presença de reforços, como referido anteriormente. O procedimento de cálculo da secção efetiva distorcional inclui parte dos procedimentos apresentados para a secção efetiva local, diferindo estes nos conceitos em que se baseiam. Enquanto a instabilidade local se baseia em larguras efetivas, a encurvadura distorcional baseia-se no conceito de espessuras reduzidas. Esta análise deve ser efetuada para reforços de extremidade e intermédios, sendo que no presente trabalho serão analisados exclusivamente os reforços de extremidade.

A EN 1993-1-3 prevê duas metodologias de cálculo para a determinação da espessura reduzida: (i) processo não iterativo e (ii) processo iterativo. Ambos os processos necessitam que as propriedades da secção efetiva para a instabilidade local tenham sido determinadas anteriormente. A encurvadura distorcional será analisada no conjunto formado pela parte efetiva do reforço de extremidade e pela parte efetiva adjacente do elemento plano, b_p . Este conjunto de agora em diante será designada de “reforço”.

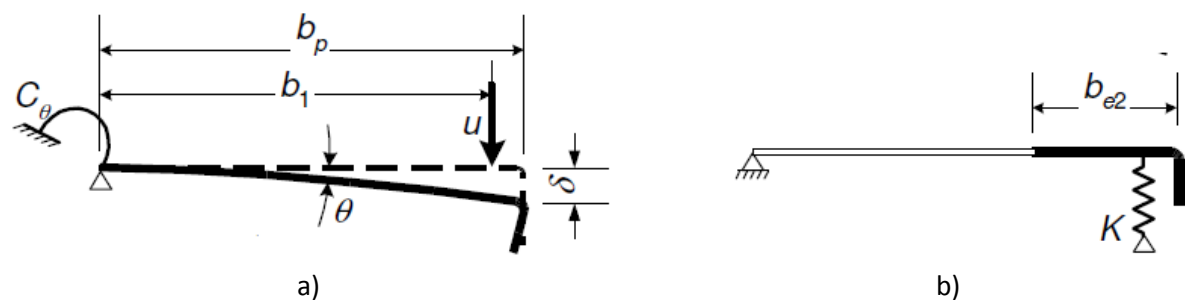


Figura 4.8 – Determinação da rigidez da mola. a) sistema real b) sistema equivalente. [1]

Na Figura 4.8 é possível observar que no dimensionamento de elementos comprimidos se parte do pressuposto que o reforço se comporta como um elemento com restrição parcial contínua. Pode-se dizer assim que o “reforço” está restringido a deslocamentos verticais na extremidade reforçada e à rotação junto à alma.

(i) Processo não iterativo

a) Com base nas largura efetivas determinadas anteriormente, procede-se à determinação da rigidez equivalente do “reforço”, K . No caso genérico, temos:

$$K = \frac{u}{\delta} \quad (4.89)$$

Onde:

- $u \rightarrow$ Carga unitária aplicada;
- $\delta \rightarrow$ Deslocamento do reforço devido à carga unitária aplicada, u , e pode ser determinado através:

$$\delta = \theta \times b_p + \frac{u \times b_p^3}{3} \times \frac{12 \times (1 - \nu^2)}{E \times t^3} \quad (4.90)$$

E:

$$\theta = \frac{u \times b_p}{C_\theta} \quad (4.91)$$

Na determinação de C_θ , rigidez rotacional da mola, devem ser considerados os efeitos de outros reforços presentes no elemento.

No caso das secções transversais apresentarem configurações geométricas de C ou Z, a rigidez da mola é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$K_1 = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h_w \times (1 + 0.5 \times k_f) + b_1^3} \quad (4.92)$$

Onde:

- $b_1 \rightarrow$ Distância da ligação banzo-alma ao centro de gravidade do “reforço”;
- $h_w \rightarrow$ Largura da alma;
- $k_f = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{secção simétrica comprimida} \\ 0 \rightarrow \text{secção à flexão em torno do eixo perpendicular à alma} \\ \frac{A_{eff,2}}{A_{eff,1}} \rightarrow \text{secção à flexão ou compressão em torno do eixo paralelo à alma} \end{cases} ;$
 $A_{eff,2}; A_{eff,1} \rightarrow$ Área efetiva do “reforço”.

b) Com base no valor da rigidez equivalente da mola, K , procede-se à determinação da tensão crítica do “reforço”, $\sigma_{cr,s}$, determinada de acordo com a expressão seguinte:

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_s}}{A_s} \quad (4.93)$$

Onde:

- $K \rightarrow$ Rigidez equivalente do “reforço”;
- $I_s \rightarrow$ Momento de inércia do “reforço” em torno de a-a (eixo perpendicular ao reforço a passar no centro de gravidade do “reforço”);
- $A_s \rightarrow$ Área do “reforço”.

c) Procede-se à determinação da esbelteza normalizada distorcional, $\bar{\lambda}_d$, com base no valor da tensão crítica do “reforço”, $\sigma_{cr,s}$:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (4.94)$$

d) Para a determinação da espessura reduzida é ainda necessário proceder à determinação do fator de redução distorcional, χ_d . Este fator está diretamente dependente da esbelteza normalizada distorcional, $\bar{\lambda}_d$, determinada anteriormente.

$$\chi_d = \begin{cases} 1.0 & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0.65 \\ 1.47 - 0.723 \times \bar{\lambda}_d & \text{se } 0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38 \\ \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1.38 \end{cases} \quad (4.95)$$

e) Por fim, e com base no fator de redução distorcional, χ_d , obtém-se o valor da espessura reduzida do “reforço”:

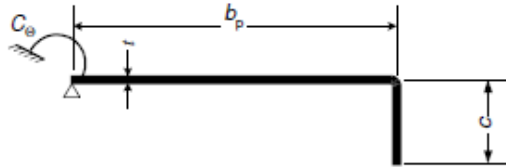
$$t_{red} = t \times \chi_d \quad (4.96)$$

A EN 1993-1-3 faz referência a uma tensão de cedência reduzida, $(\sigma_{com,Ed} = (\chi_d \times f_{yb})/\gamma_{M0})$, ao invés de uma espessura reduzida. As abordagens são semelhantes, na medida em que o “reforço” poderá estar sujeito a uma tensão de cedência não reduzida (f_{yb}), mas como uma espessura reduzida (t_{red}) ou na abordagem presente na norma, este encontra-se sujeito a uma tensão de cedência reduzida ($\chi_d \times f_{yb}$) e com uma espessura de “reforço” não reduzida (t).

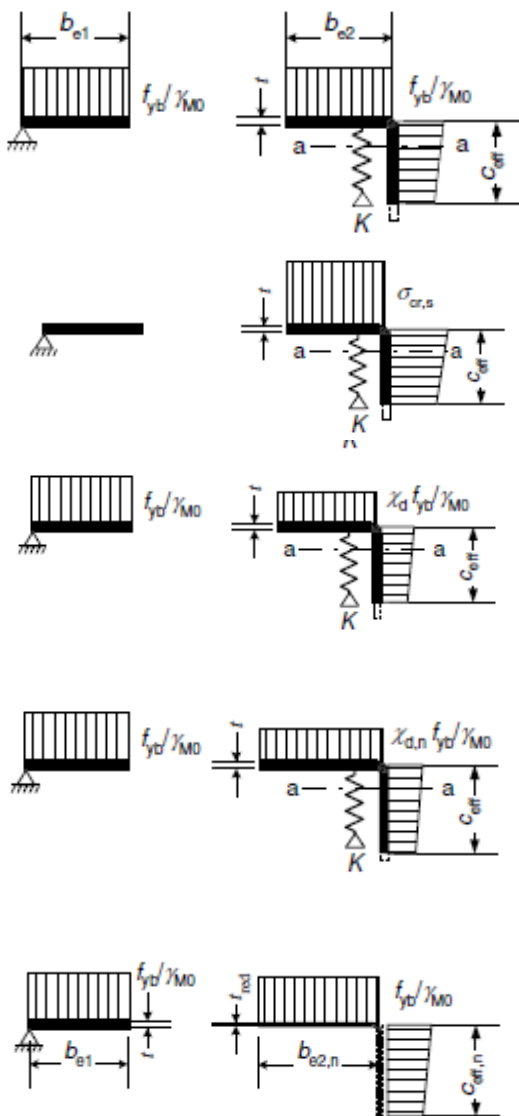
Após o procedimento de cálculo (local + distorcional) anteriormente descrito ser efetuado, as propriedades efetivas da secção podem ser determinadas.

(ii) Processo iterativo

Este processo revela-se mais rigoroso que o anterior, na medida em que prevê um processo iterativo dos passos entre a determinação da secção resultante da instabilidade local e a determinação da esbelteza normalizada distorcional. Os passos deste processo iterativo apresentam-se de seguida:



Condições de apoio da secção transversal bruta.



1º Passo – Determinação da secção transversal efetiva do “reforço”, sendo este sujeito a uma tensão $\sigma_{com,Ed} = f_{yb}/\gamma_{M0}$ e com uma rigidez $K = \infty$.

2º Passo – Cálculo da tensão crítica, $\sigma_{cr,s}$, e da rigidez da mola correspondente à secção efetiva do “reforço” determinada no 1º passo.

3º Passo – Cálculo do fator de redução distorcional, χ_d , determinado com base na esbelteza normalizada distorcional, $\bar{\lambda}_d$. Redução da tensão, $\sigma_{com,Ed} = (\chi_d \times f_{yb})/\gamma_{M0}$.

4º Passo – Repetir os três primeiros passos, mas com o “reforço” sujeito a uma tensão $\sigma_{com,Ed} = (\chi_d \times f_{yb})/\gamma_{M0}$. Deverá ser utilizado o fator χ_d da iteração anterior até que $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$.

5º Passo – A espessura reduzida e as características da secção efetiva do “reforço” devem ser determinadas com base no valor final de $\chi_{d,n}$.

Figura 4.9 – Processo iterativo para a determinação da secção efetiva para a encurvadura distorcional. [1]

4.3.4 Resistência de secções

A capacidade resistente das secções transversais está diretamente relacionada com as características da secção transversal. As propriedades geométricas utilizadas no dimensionamento, através de cálculo, devem ter em consideração os fenómenos de instabilidade que possam ocorrer. No caso de uma secção de classe 4 ter a sua segurança verificada, as propriedades geométricas devem ser obtidas da seguinte forma:

- A_{eff} → A área efetiva da secção transversal deve ser determinada quando sobre esta atua uma tensão de compressão uniforme igual a f_{yb} ;
- e_{Ny} ; e_{Nz} → As excentricidades da secção efetiva, tal como a área efetiva, devem ser determinadas quando a secção transversal está sujeita a uma tensão de compressão uniforme.

Estas podem ser:

$$e_{Ny} = e_{Nz} = 0 \rightarrow \text{em secções bi – simétricas};$$

$$e_{Ny} = 0 \text{ ou } e_{Nz} = 0 \rightarrow \text{em secções mono – simétricas};$$

$$e_{Ny} \neq 0 \text{ e } e_{Nz} \neq 0 \rightarrow \text{em secções sem qualquer simetria.}$$

- $W_{eff,y}$ → O módulo de flexão efetivo é determinado com base numa secção efetiva sobre a qual atua um momento em torno de y, $M_{y,Ed}$;
- $W_{eff,z}$ → O módulo de flexão efetivo é determinado com base numa secção efetiva sobre a qual atua um momento em torno de z, $M_{z,Ed}$.

Apresentam-se de seguida as verificações de segurança presentes na EN 1993-1-3.

4.3.4.1 Esforço axial de tração

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.97)$$

Onde:

- N_{Ed} → Esforço axial de tração atuante na secção;
- $N_{t,Rd}$ → Esforço axial de tração resistente da secção.

Sendo o esforço axial resistente de tração dado por:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} \times A_g}{\gamma_{M0}} \quad (4.98)$$

Onde:

- A_g → Área bruta da secção transversal;
- f_{ya} → Tensão de cedência média (4.2.2);
- γ_{M0} → Coeficiente parcial de segurança (4.2.2).

Caso a secção transversal apresente furações, a resistência ao esforço axial de tração é dado por:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ F_{n,Rd}; \frac{f_{ya} \times A_g}{\gamma_{M0}} \right\} \quad (4.99)$$

Onde:

- $F_{n,Rd}$ → Resistência última da secção bruta dada de acordo com a fixação.

4.3.4.2 Esforço axial de compressão

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.100)$$

Onde:

- N_{Ed} → Esforço axial de compressão atuante na secção;
- $N_{c,Rd}$ → Esforço axial de compressão resistente da secção.

Sendo que o esforço axial resistente de compressão pode ser obtido de duas formas, dependendo da grandeza da sua A_{eff} :

- (i) Se $A_{eff} < A_g$ (Secções de classe 4 ou inferior com espessura reduzida):

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.101)$$

Onde:

- A_{eff} → Área efetiva da secção transversal;

- f_{yb} → Tensão de cedência base (4.2.2).

(ii) Se $A_{eff} = A_g$ (Secções de classe 3 ou inferior sem que a sua espessura seja reduzida):

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \times \left(f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \times 4 \times \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.102)$$

Onde:

- $\bar{\lambda}_e$ → Esbelteza normalizada;
- $\bar{\lambda}_{e0}$ → Esbelteza limite;

A relação entre a esbelteza normalizada e a esbelteza limite, designada de esbelteza relativa, assume os seguintes valores:

$$\bar{\lambda}_{rel} = \begin{cases} \frac{\bar{\lambda}_e}{0.673} \rightarrow \text{elementos interiores não reforçados} \\ \frac{\bar{\lambda}_e}{0.748} \rightarrow \text{elementos salientes não reforçados} \\ \frac{\bar{\lambda}_e}{0.650} \rightarrow \text{elementos reforçados} \end{cases} \quad (4.103)$$

Embora o esforço atuante seja unicamente de compressão (N_{Ed}), a EN 1993-1-3 no ponto 6.1.3 (3) refere que aquando do cálculo da resistência à compressão da secção transversal, a carga axial deve ser considerada como atuando no centro de gravidade da secção transversal efetiva. Tendo em consideração o descrito, caso o centro de gravidade da secção efetiva não seja coincidente com o da secção bruta, o deslocamento do centro de gravidade, e_N , deve ser considerado. Assim sendo, para secções que não apresentem dupla simetria:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} + \frac{\Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.104)$$

Onde:

- $\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \times e_{Ny}$;
- $\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} \times e_{Nz}$;

Neste mesmo ponto, a norma faz referência à consideração ou não destes momentos adicionais. Quando estes originam efeito favorável (sinal do ΔM_{Ed} contrário ao do M_{Rd}) e foram obtidos com a tensão de cedência base (f_{yb} / γ_{M0}), o seu contributo deve ser desprezado.

4.3.4.3 Momento fletor

A relação entre o momento de inércia, segundo um eixo principal, e a distância entre esse eixo e a fibra mais solicitada, corresponde ao módulo de flexão segundo um eixo principal (elástico ou efetivo). Como referido anteriormente, os módulos de flexão são determinados com base numa secção quando sobre esta atuam momentos em torno dos seus eixos principais. Os valores dos módulos de flexão a considerar serão dados pelo menor dos dois valores seguintes:

$$W_{y,min} = \frac{I_y}{z_{min}} \quad (4.105)$$

$$W_{y,máx} = \frac{I_y}{z_{máx}} \quad (4.106)$$

$$W_{z,min} = \frac{I_z}{y_{min}} \quad (4.107)$$

$$W_{z,máx} = \frac{I_z}{y_{máx}} \quad (4.108)$$

4.3.4.3.1 Flexão simples

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.109)$$

Onde:

- M_{Ed} → Momento fletor atuante segundo cada um dos eixos;
- $M_{c,Rd}$ → Momento fletor resistente segundo cada um dos eixos;

De forma semelhante ao esforço axial de compressão, o momento fletor resistente pode ser obtido de duas formas, sendo dependente da grandeza do seu módulo de flexão efetivo, W_{eff} :

- (i) Se $W_{eff} < W_{el}$ (Secções de classe 4 ou inferior com espessura reduzida):

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.110)$$

Onde:

- W_{eff} → Módulo de flexão efetivo associado a uma flexão segundo um eixo principal (y ou z positivo ou negativo).

(ii) Se $W_{eff} = W_{el}$ (Secções de classe 3 ou inferior sem que a sua espessura seja reduzida):

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \times \left(W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \times 4 \times \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right)}{\gamma_{M0}} \quad (4.111)$$

Onde:

- W_{el} → Módulo de flexão elástico da secção;
- W_{pl} → Módulo de flexão plástico da secção;

A relação entre a esbelteza normalizada e a esbelteza limite, designada de esbelteza relativa, assume os seguintes valores:

$$\bar{\lambda}_{rel} = \begin{cases} \frac{\bar{\lambda}_e}{0.5 + \sqrt{0.25 - 0.055 \times (3 + \psi)}} \rightarrow \text{elementos interiores não reforçados} \\ \frac{\bar{\lambda}_e}{0.748} \rightarrow \text{elementos salientes não reforçados} \\ \frac{\bar{\lambda}_e}{0.650} \rightarrow \text{elementos reforçados} \end{cases} \quad (4.112)$$

A expressão (4.111) só é aplicável caso as seguintes condições sejam satisfeitas:

- O momento fletor atua somente segundo um eixo principal da secção transversal;
- O elemento não está sujeito a torção ou a instabilidades por torção, flexão-torção ou distorcionais;
- O ângulo, ϕ , entre a alma e o banzo for superior a 60° .

Caso as condições apresentadas não sejam verificadas a expressão do momento fletor, quando $W_{eff} = W_{el}$, é substituída por:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \times f_{ya}}{\gamma_{M0}} \quad (4.113)$$

4.3.4.3.2 Flexão desviada

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.114)$$

Onde:

- $M_{y,Ed}$ → Momento fletor atuante segundo o eixo principal de maior inércia;
- $M_{z,Ed}$ → Momento fletor atuante segundo o eixo principal de menor inércia;
- $M_{y,Rd}$ → Momento fletor resistente da secção transversal sujeita a momento em torno do eixo principal y;
- $M_{z,Rd}$ → Momento fletor resistente da secção transversal sujeita a momento em torno do eixo principal z;

Caso a secção em análise não apresente qualquer tipo de simetria, os momentos em torno de y e z devem ser decompostos para os eixos principais centrais de inércia, respetivamente u e v.

4.3.4.4 Esforço transverso

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.115)$$

Onde:

- V_{Ed} → Esforço transverso atuante;
- $V_{b,Rd}$ → Esforço transverso resistente.

Sendo o esforço transverso resistente dado por:

$$V_{Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin\phi} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{M0}} \quad (4.116)$$

Onde:

- f_{bv} → Tensão resistente ao esforço transverso considerando a influência da encurvadura por corte;
- h_w → Altura da alma entre o ponto médio dos banzos;
- ϕ → Ângulo entre a alma e o banzo.

A tensão resistente ao esforço transversal, f_{bv} , depende da esbelteza relativa da alma e da existência ou não de reforços nos apoios. A esbelteza relativa da alma é determinada com recurso à seguinte expressão:

(i) Para almas sem reforços longitudinais:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{s_w}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (4.117)$$

Onde:

- s_w → Largura da alma entre os pontos centrais dos cantos da secção.

(ii) Para almas com reforços longitudinais:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{s_d}{t} \times \sqrt{\frac{5,34}{k_\tau} \times \frac{f_{yb}}{E}} \geq 0,346 \times \frac{s_p}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \quad (4.118)$$

Com:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{2,10}{t} \times \left(\frac{\sum I_s}{s_d} \right)^{1/3} \quad (4.119)$$

Onde:

- s_d → Comprimento total da linha média da alma;
- s_p → Comprimento do maior elemento plano da alma;
- I_s → Momento de inércia individual do reforço longitudinal em relação ao eixo a-a.

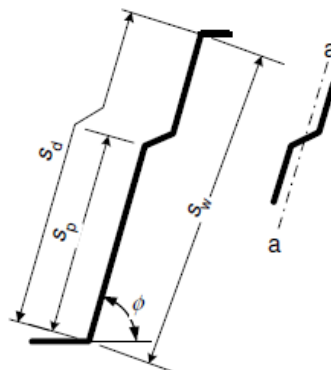


Figura 4.10 – Reforço longitudinal da alma. [1]

Após a determinação da esbelteza relativa da alma, a tensão resistente ao esforço transversal, f_{bv} , é determinada de acordo com a tabela seguinte:

Tabela 4.6 – Tensão resistente ao esforço transversal. [1]

Relative web slenderness	Web without stiffening at the support	Web with stiffening at the support ¹⁾
$\bar{\lambda}_w \leq 0,83$	$f_{bv} = 0,58 f_{yb}$	$f_{bv} = 0,58 f_{yb}$
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$	$f_{bv} = 0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$	$f_{bv} = 0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,40$	$f_{bv} = 0,67 f_{yb} / \bar{\lambda}_w^2$	$f_{bv} = 0,48 f_{yb} / \bar{\lambda}_w$

4.3.4.5 Forças concentradas

Os elementos em aço enformados a frio apresentam grande suscetibilidade a forças concentradas: aplicadas ou de reação. De forma a prevenir fenómenos como o esmagamento ou encurvadura da alma, ou mesmo a rutura desta, deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.120)$$

Onde:

- F_{Ed} → Força concentrada atuante;
- $R_{w,Rd}$ → Força concentrada resistente na alma.

A EN 1993-1-3 prevê três situações distintas de determinar a resistência transversal da alma:

- (i) Secções com uma única alma não reforçada;
- (ii) Secções com múltiplas almas não reforçadas;
- (iii) Secções com alma(s) reforçada(s).

Nesta, é ainda mencionado que:

- Se a carga concentrada ou a reação do apoio for transmitida através de dispositivos que previnem a distorção da alma e estes tenham sido dimensionados para resistir a essa força, a verificação da segurança da alma a forças concentradas é dispensada;

- Em secções compostas por dois perfis simples em forma de “I” ou com secção transversal semelhante, a ligação destes deve ser realizada na alma e o mais próximo possível dos banzos das secções a ligar.

4.3.4.5.1 Secções com uma única alma não reforçada

A EN 1993-1-3 apresenta um conjunto de condições de validação da aplicabilidade das expressões para a determinação da força concentrada resistente na alma. Sendo este conjunto constituído por:

$$\frac{h_w}{t} \leq 200 \qquad \frac{r}{t} \leq 6 \qquad 45^\circ \leq \phi \leq 90$$

a) Almas suscetíveis à rotação

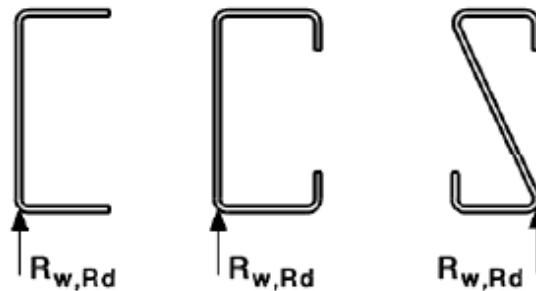


Figura 4.11 – Secções com uma única alma não reforçada suscetíveis à rotação. [1]

Na determinação da força concentrada resistente da alma, presente na Tabela 4.7 e Tabela 4.8, é necessário determinar os valores das constantes presentes na mesma. Estes são obtidos através das seguintes expressões:

$$k_1 = 1.33 - 0.33 \times k \tag{4.121}$$

$$0.5 \leq k_2 = 1.15 - 0.15 \times \frac{r}{t} \leq 1.0 \tag{4.122}$$

$$k_3 = 0.7 + 0.3 \times \left(\frac{\phi}{90}\right)^2 \tag{4.123}$$

$$k_4 = 1.22 - 0.22 \times k \tag{4.124}$$

$$k_5 = 1.06 - 0.06 \times \frac{r}{t} \leq 1.0 \tag{4.125}$$

Onde:

- $k = \frac{f_{yb}}{228}$

Tabela 4.7 – Seções com uma única alma – uma única carga ou reação de apoio. [1]

	<p>a) For a single local load or support reaction</p> <p>i) $c \leq 1,5 h_w$ clear from a free end:</p> <ul style="list-style-type: none"> - for a cross-section with stiffened flanges: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[9,04 - \frac{h_w/t}{60} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15a)$ <ul style="list-style-type: none"> - for a cross-section with unstiffened flanges: - if $s_w/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15b)$ <ul style="list-style-type: none"> - if $s_w/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15c)$
	<p>ii) $c > 1,5 h_w$ clear from a free end:</p> <ul style="list-style-type: none"> - if $s_w/t \leq 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[1 + 0,007 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15d)$ <ul style="list-style-type: none"> - if $s_w/t > 60$: $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[0,75 + 0,011 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15e)$

Tabela 4.8 – Seções com uma única alma – duas cargas ou reações de apoio. [1]

	<p>b) For two opposing local transverse forces closer together than $1,5 h_w$:</p> <p>i) $c \leq 1,5 h_w$ clear from a free end:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[6,66 - \frac{h_w/t}{64} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15f)$
	<p>ii) $c > 1,5 h_w$ clear from a free end:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[21,0 - \frac{h_w/t}{16,3} \right] \left[1 + 0,0013 \frac{s_w}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15g)$

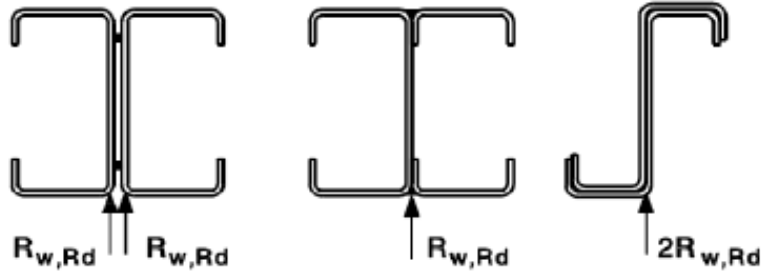
b) Almas pouco suscetíveis à rotação


Figura 4.12 – Secções com uma única alma não reforçada pouco suscetíveis à rotação. [1]

Na determinação da força concentrada resistente da alma, presente na Tabela 4.9 e Tabela 4.10, é necessário determinar os valores das constantes presentes na mesma. Estes são obtidos através das seguintes expressões:

$$k_5^* = 1.49 - 0.53 \times k \geq 0.6 \quad (4.126)$$

$$k_6 = 0.88 - 0.12 \times \frac{t}{1.9} \quad (4.127)$$

$$k_7 = \begin{cases} 1 + \frac{h_w}{t \times 750} & \text{se } \frac{s_s}{t} < 150 \\ 1.20 & \text{se } \frac{s_s}{t} \geq 150 \end{cases} \quad (4.128)$$

$$k_8 = \begin{cases} \frac{1}{k} & \text{se } \frac{s_s}{t} < 66.5 \\ \frac{(1.10 - \frac{h_w}{t \times 650})}{k} & \text{se } \frac{s_s}{t} \geq 66.5 \end{cases} \quad (4.129)$$

$$k_9 = 0.82 + 0.15 \times \frac{t}{1.9} \quad (4.130)$$

$$k_{10} = \frac{(0.98 - \frac{h_w}{t \times 865})}{k} \quad (4.131)$$

$$k_9 = 0.64 + 0.31 \times \frac{t}{1.9} \quad (4.132)$$

No caso de duas forças concentradas ou reações de apoio iguais e opostas distribuídas sobre larguras de apoio, s_s , diferentes, a menor largura dos dois deve ser considerada.

Tabela 4.9 – Secções com uma única alma – Uma única carga ou reação de apoio. [6]

$c \leq 1.5 \cdot h_w$ (perto de uma extremidade livre)	
	$R_{w,Rd} = \frac{k_7 \cdot \left[8.8 + 1.1 \cdot \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}$
$c > 1.5 \cdot h_w$ (afastado de uma extremidade livre)	
	$R_{w,Rd} = \frac{k_5^* \cdot k_6 \cdot \left[13.2 + 2.87 \cdot \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}$

Tabela 4.10 – Secções com uma única alma – duas cargas ou reações de apoio. [6]

$c \leq 1.5 \cdot h_w$ (perto de uma extremidade livre)	
	$R_{w,Rd} = \frac{k_{10} \cdot k_{11} \cdot \left[8.8 + 1.1 \cdot \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}$
$c > 1.5 \cdot h_w$ (afastado de uma extremidade livre)	
	$R_{w,Rd} = \frac{k_8 \cdot k_9 \cdot \left[13.2 + 2.87 \cdot \frac{s_s}{t} \right] \cdot t^2 \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}}$

Onde:

- $s_s \rightarrow$ Largura real do apoio;
- $c \rightarrow$ Distância do apoio à extremidade livre;
- $e \rightarrow$ Espaçamento entre cargas.

4.3.4.5.2 Secções com múltiplas almas não reforçadas

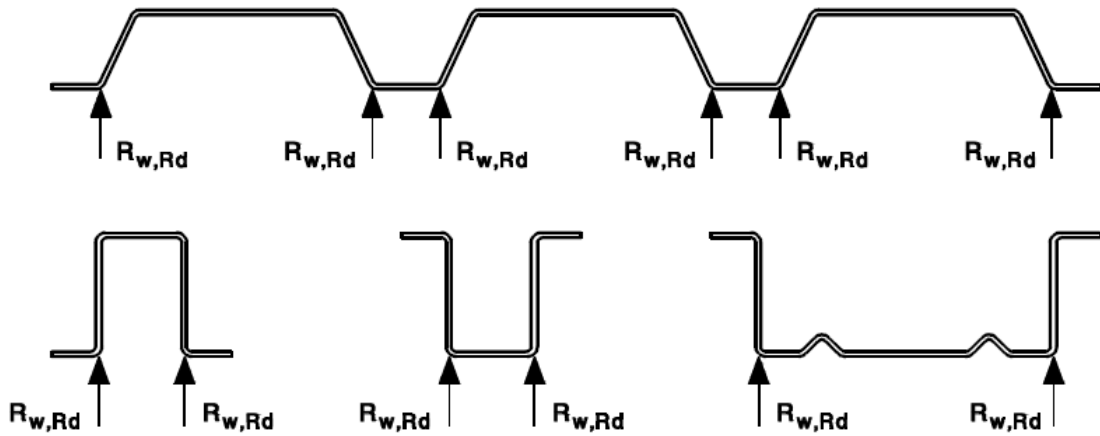


Figura 4.13 – Secções com múltiplas almas não reforçadas. [1]

A EN 1993-1-3 apresenta um conjunto de condições de validação da aplicabilidade das expressões para a determinação da força concentrada resistente na alma. Sendo este conjunto constituído por:

$$\frac{h_w}{t} \leq 200 \times \text{sen}\phi \qquad \frac{r}{t} \leq 10 \qquad 45^\circ \leq \phi \leq 90$$

Esta norma impõe que, para além das três condições acima referidas serem válidas, a distância livre ao apoio de extremidade, c , seja igual ou superior a 40 mm.

O valor da força concentrada resistente (por cada alma) para secções com múltiplas almas não reforçadas é obtido através da seguinte expressão:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha \times t^2 \times \sqrt{f_{yb} \times E} \times \left(1 - 0.1 \times \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \times \left(0.5 + \sqrt{0.02 \times \frac{l_a}{t}}\right) \times \left(2.4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right)}{\gamma_{M1}} \tag{4.133}$$

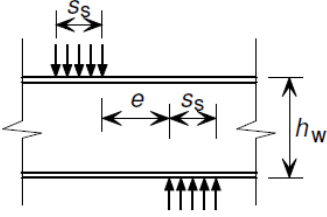
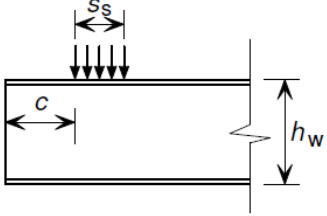
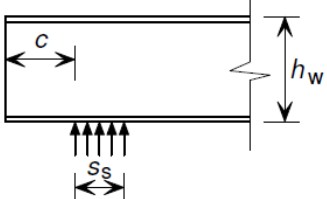
Onde:

- l_a → Largura efetiva do apoio da secção;
- α → Coeficiente que depende do carregamento.

Os valores da largura efetiva do apoio, l_a , e o coeficiente α dependem da categoria da secção, sendo que a EN 1993-1-3 estabelece duas categorias:

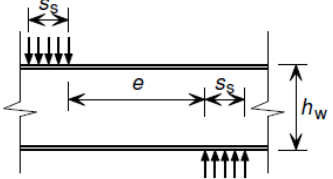
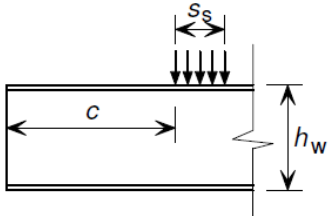
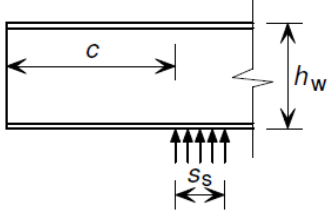
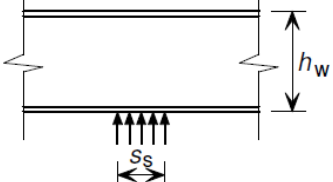
- Categoria 1 – definida na Tabela 4.11;

Tabela 4.11 – Secções com múltiplas almas não reforçadas – Categoria 1. [1]

	<p>Category 1</p> <p>- local load applied with $e \leq 1,5 h_w$ clear from the nearest support;</p>
	<p>Category 1</p> <p>- local load applied with $c \leq 1,5 h_w$ clear from a free end;</p>
	<p>Category 1</p> <p>- reaction at end support with $c \leq 1,5 h_w$ clear from a free end.</p>

- Categoria 2 – definida na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Secções com múltiplas almas não reforçadas – Categoria 2. [1]

	<p>Category 2</p> <p>- local load applied with $e > 1,5 h_w$ clear from the nearest support;</p>
	<p>Category 2</p> <p>- local load applied with $c > 1,5 h_w$ clear from a free end;</p>
	<p>Category 2</p> <p>- reaction at end support with $c > 1,5 h_w$ clear from a free end;</p>
	<p>Category 2</p> <p>- reaction at internal support.</p>

Relativamente, à largura efetiva do apoio, l_a , e à largura real do apoio, s_s , a norma considera:

- $l_{a,máx} = 200 \text{ mm}$;
- Quando o apoio for constituído por secções em aço enformados a frio com uma única alma, ou por perfil tubular, a largura real do apoio deve assumir o valor de $s_s = 10 \text{ mm}$.

Após a determinação da categoria onde a secção se insere, os valores da largura efetiva do apoio, l_a , e do coeficiente α obtêm-se através das seguintes expressões:

- Largura efetiva do apoio, l_a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Categoria 1} \rightarrow l_a = 10 \text{ mm} \\ \text{Categoria 2} \rightarrow \begin{cases} l_a = s_s \\ l_a = 10 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Interpolação entre } l_a = s_s \text{ e } l_a = 10 \text{ mm} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{se } \beta_v \leq 0.2 \\ \text{se } \beta_v \geq 0.3 \\ \text{se } 0.2 < \beta_v < 0.3 \end{array} \quad (4.134)$$

Onde:

- $\beta_v = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$ (4.135)

E:

- $|V_{Ed,1}|$ e $|V_{Ed,2}| \rightarrow$ Esforços transversos em cada lado da carga concentrada no apoio, sendo que $|V_{Ed,1}| \geq |V_{Ed,2}|$.
- Coefficiente α :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Categoria 1} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.075 \\ \alpha = 0.057 \end{cases} \\ \text{Categoria 2} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.15 \\ \alpha = 0.115 \end{cases} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{para chapas onduladas} \\ \text{para "liner trays" e secções em "hat"} \\ \text{para chapas onduladas} \\ \text{para "liner trays" e secções em "hat"} \end{array} \quad (4.136)$$

4.3.4.5.3 Secções com alma(s) reforçada(s)

A EN 1993-1-3 apresenta uma condição de validação da aplicabilidade da expressão para a determinação da força concentrada resistente na alma, sendo esta dada por:

$$2 < \frac{e_{máx}}{t} < 12 \quad (4.137)$$

Onde:

- $e_{máx} \rightarrow$ Excentricidade máxima das dobras em relação à corda da alma.

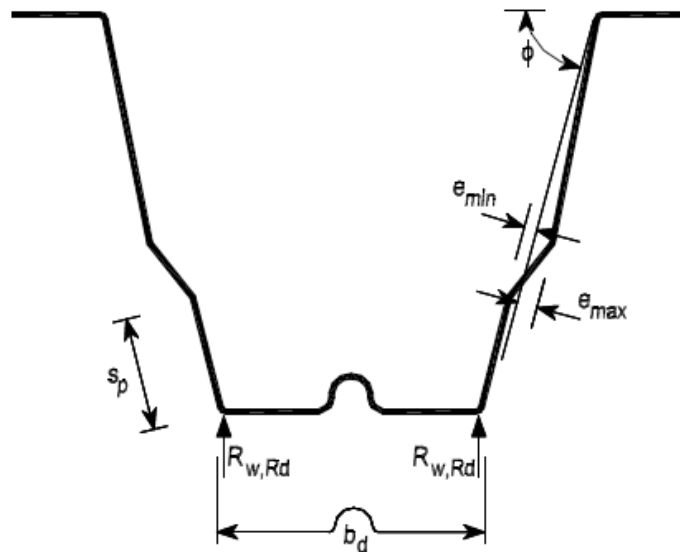


Figura 4.14 – Secção transversal com alma reforçada. [1]

Esta norma estipula que a força concentrada resistente de uma secção com alma(s) reforçada(s) pode ser determinada a partir da sua congénere não reforçada. No entanto, este valor determinado no ponto anterior deverá ser corrigido pelo fator $\kappa_{a,s}$. Assim sendo, a força resistente é obtida através da seguinte expressão:

$$(R_{w,Rd})_{w,reforçado} = \kappa_{a,s} \times R_{w,Rd} \quad (4.138)$$

Onde:

$$\bullet \quad \kappa_{a,s} = 1.45 - 0.05 \times \frac{e_{máx}}{t} \leq 0.95 + 35000 \times \frac{t^2 \times e_{min}}{b_d^2 \times s_p} \quad (4.139)$$

E:

- b_d → Comprimento total do banzo sujeito às forças concentradas;
- e_{min} → Excentricidade mínima das dobras em relação à corda da alma;
- s_p → Largura da parte da alma não reforçada junto ao banzo “carregado”.

4.3.4.6 Flexão desviada composta com tração

Paralelamente às outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.140)$$

Onde:

- $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ → Momentos fletores atuantes para cada uma das direções principais de inércia;
- $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ → Momentos fletores resistentes para cada uma das direções principais de inércia (momentos obtidos através das expressões 4.110, 4.111 ou 4.113 dependendo da situação);
- N_{Ed} e $N_{t,Rd}$ → Esforço axial de tração atuante e resistente da secção, respetivamente (este último determinado através da expressão 4.98).

4.3.4.7 Flexão desviada composta com compressão

Paralelamente as outras regulamentações, a segurança do elemento aos esforços atuantes diz-se satisfeita quando:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.141)$$

Onde:

- N_{Ed} e $N_{c,Rd}$ → Esforço axial de compressão atuante e resistente da secção, respetivamente (este último determinado através da expressão 4.100);
- $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ → Momentos adicionais devido ao esforço axial de compressão;

Como referido no ponto 4.3.4.2, no caso da secção transversal em análise ser de classe 4, procede-se ao cálculo de uma secção transversal efetiva, pelo que a distância do centro de gravidade da secção bruta ao centro de gravidade da secção efetiva deve ser considerada na forma de momentos adicionais.

4.3.4.8 Flexão desviada composta e esforço transversal

Na ação simultânea de flexão composta com esforço axial (compressão ou tração) e corte, V_{Ed} , é necessário verificar se ocorre interação entre eles. Sendo que, se a expressão seguinte for verificada, não ocorre interação com o esforço transversal:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0.5 \quad (4.142)$$

Caso $0.50 < \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1.0$ há interação e a segurança vê-se satisfeita através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \times \left(2 \times \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \leq 1.0 \quad (4.143)$$

Onde:

- N_{Rd} → Esforço axial resistente de compressão ou tração de uma secção transversal;
- $M_{f,Rd}$ → Momento plástico resistente de uma secção constituída unicamente pela área efetiva dos banzos;

$$M_{f,Rd} = b_p \times t \times f_{yd} \times (h - t) \quad (4.144)$$

- $M_{pl,Rd}$ → Momento plástico resistente da secção transversal constituída pela área efetiva dos banzos e pela totalidade da alma, independentemente da classe da secção.

$$M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + \left(\frac{h_p}{2}\right)^2 \times t \times f_{yd} \quad (4.145)$$

4.3.4.9 Momento fletor e forças concentradas ou reações de apoio

Secções transversais sujeitas à ação simultânea de momento fletor e forças concentradas ou reações de apoio devem ver satisfeitas todas as seguintes condições:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0 \quad (4.146)$$

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.147)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.25 \quad (4.148)$$

No caso de elementos com mais de que uma alma, $R_{w,Rd}$ é dada pela soma da resistência transversal das almas.

4.4 RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DE BARRAS

A encurvadura de barras é um fenómeno de instabilidade que ocorre frequentemente, uma vez que, tal como nos elementos estruturais de aço laminado a quente, os elementos estruturais em aço enformado a frio são suscetíveis a este fenómeno. Esta agrava-se devido às estruturas metálicas apresentarem elevada esbelteza, consequência da resistência dos aços utilizados ser cada vez mais elevada e das espessuras serem cada vez mais reduzidas. Como descrito no ponto 3.5.2, este fenómeno pode ocorrer como instabilidade global da estrutura, fenómeno que afeta inúmeras barras da estrutura (ex.: treliças) ou global de uma barra, local da estrutura, que afeta uma barra isoladamente.

Ao contrário das instabilidades locais, em que as deformações ocorrem no seu plano permanecendo o eixo longitudinal indeformado, a instabilidade global envolve deformações do eixo da peça, sofrendo a secção transversal deslocamentos de corpo rígido. Assim sendo, aquando do dimensionamento dos elementos, deve ser tida em consideração a possibilidade de ocorrer instabilidade por flexão ou por flexão-torção.

4.4.1 Encurvadura de colunas

Na determinação dos esforços resistentes de colunas é necessário determinar a carga crítica de instabilidade para que o elemento veja a sua segurança verificada. Ao contrário da resistência de secções, apresentado no ponto 4.3, em que eram contabilizadas as instabilidades locais, de placa e distorcional, para a determinação das propriedades da secção, na instabilidade global as propriedades utilizadas devem ser baseadas na sua secção bruta independentemente da classe da secção.

4.4.1.1 Carga crítica

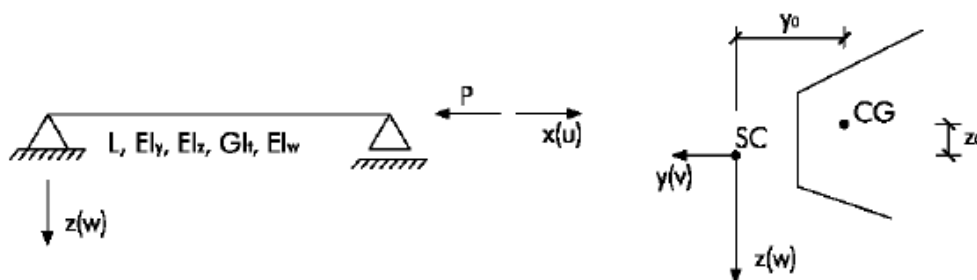


Figura 4.15 – Coluna comprimida. [6]

Na determinação da carga crítica é necessário conhecer as seguintes propriedades geométricas:

- Inércias de flexão em torno de y e z;
- Constantes de empenamento e de torção;
- Posição do centro de gravidade em relação ao centro de corte;
- Raio de giração da secção em relação ao centro de corte, $i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2}$;
- Comprimentos de encurvadura.

A carga crítica pode ser dividida em três casos, de acordo com a simetria da secção transversal: (i) secções sem qualquer simetria (caso mais complexo), (ii) secções com mono-simetria e (iii) secções com dupla simetria (caso mais simples).

(i) Secções sem qualquer simetria ($y_0 \neq 0$ e $z_0 \neq 0$):

$$i_0^2 \times (P - P_{Ey}) \times (P - P_{Ez}) \times (P - P_\phi) - P^2 \times z_0^2 \times (P - P_{Ey}) - P^2 \times y_0^2 \times (P - P_{Ez}) = 0 \quad (4.149)$$

Onde:

$$\bullet P_{Ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2} \quad (4.150)$$

$$\bullet P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2} \quad (4.151)$$

$$\bullet P_\phi = \frac{1}{i_0^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_w^2} \right) \quad (4.152)$$

Sendo que a carga crítica, P_{cr} , é a menor raiz da equação anterior (polinómio de 3º grau) e será sempre inferior a qualquer uma das cargas críticas associadas aos modos puros de flexão torção.

$$P_{cr} < \min\{P_{Ey}; P_{Ez}; P_\phi\} \quad (4.153)$$

Este modo crítico envolve, simultaneamente:

- Flexão em torno de y;

- Flexão em torno de z;
- Torção.

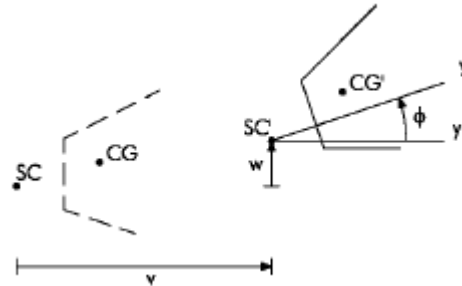


Figura 4.16 – Deslocamentos sofridos por uma coluna comprimida. [6]

(ii) Secções com mono-simetria ($y_0 \neq 0$ e $z_0 = 0$ ou $y_0 = 0$ e $z_0 \neq 0$):

O valor da carga crítica, P_{cr} , é dado pelo menor dos dois modos críticos:

$$P_{cr} = \min\{P_{cr,F}; P_{cr,TF}\}$$

Se admitirmos que o eixo de simetria é o eixo y (ex.: secções em C), obtemos um:

- Modo crítico que envolve flexão em torno de z, dado por:

$$P_{cr,F} = P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2} \quad (4.154)$$

- Modo crítico que envolve flexão em torno de y e torção, dado por:

$$P_{cr,FT} = \frac{1}{2 \times \beta} \left[P_{Ey} + P_\phi - \sqrt{(P_{Ey} + P_\phi)^2 - 4 \times \beta \times P_{Ey} \times P_\phi} \right] \quad (4.155)$$

Onde:

- $\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2$ → Constante que inclui o efeito de assimetria em relação ao eixo y.

Estas secções constituem o caso mais comum dos elementos em aço enformado a frio. No caso de termos um perfil em “Hat” o eixo de simetria seria o eixo dos z e o procedimento seria idêntico.

(iii) Secções com dupla simetria ($y_0 = 0$ e $z_0 = 0$):

O valor da carga critica, P_{cr} , é dado pelo menor dos três modos críticos:

$$P_{cr} = \min\{P_{Ey}; P_{Ez}; P_{\emptyset}\} \quad (4.156)$$

- Modo crítico que envolve flexão em torno de y:

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2} \quad (4.157)$$

- Modo crítico que envolve flexão em torno de z:

$$P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2} \quad (4.158)$$

- Modo crítico que envolve torção:

$$P_{\emptyset} = \frac{1}{i_0^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_w^2} \right) \quad (4.159)$$

As secções com dupla simetria são secções constituídas por dois ou mais perfis simples e constituem uma minoria entre as secções de aço enformado a frio.

4.4.1.1.1 Comprimento de encurvadura

O comprimento de encurvadura, L_{cr} , é a designação dada a um comprimento fictício entre pontos de inflexão da configuração deformada associada ao modo de instabilidade em causa. Este valor varia de acordo com o elemento a analisar: (i) elementos isolados ou (ii) elementos agrupados.

(i) Elementos isolados:

O comprimento de encurvadura é dado pelo produto entre o comprimento real da barra e um coeficiente dado pelos pontos de inflexão. Sendo que:

$$L_y = K_y \times L \quad (4.160)$$

$$L_z = K_z \times L \quad (4.161)$$

Os valores dos coeficientes K_y e K_z estão definidos na Figura 4.17.

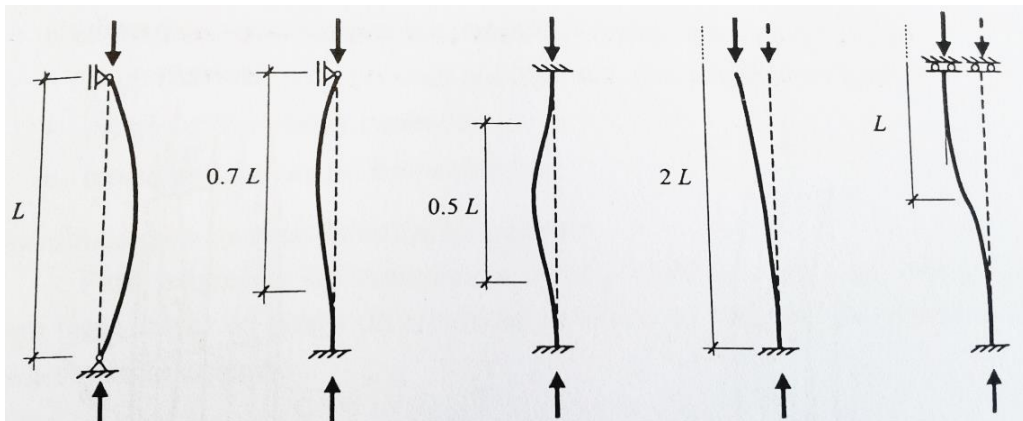


Figura 4.17 – Comprimento de encurvadura em função do comprimento real. [20]

(ii) Elementos agrupados

No caso de elementos agrupados, por exemplo uma coluna inserida num pórtico, a determinação da carga crítica revela-se mais complexa e deve ser compatível com a forma como é verificada a estabilidade global da estrutura. Embora existam diversos métodos para avaliação de encurvadura de elementos comprimidos, o método de Wood é o mais utilizado. Este considera que a relação entre o comprimento de encurvadura e o comprimento real é avaliado em função de dois coeficientes de distribuição de rigidez, η_1 e η_2 . Os valores de η_1 e η_2 são obtidos através das seguintes expressões:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (4.162)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (4.163)$$

Onde:

- $K_c = I_c/L_c \rightarrow$ Coeficiente de rigidez da coluna em análise;
- $K_i = I_i/L_i \rightarrow$ Coeficiente de rigidez das colunas adjacentes;
- $K_{ij} = I_{ij}/L_{ij} \rightarrow$ Coeficiente de rigidez das vigas adjacentes, dependente das condições de apoio na extremidade oposta (Tabela 4.13).

Os valores apresentados na Tabela 4.13 correspondem a valores de rigidez de vigas sem esforço axial.

Tabela 4.13 – Coeficientes de rigidez K_{ij} em vigas. [20]

Restrição à rotação na extremidade oposta	Coeficiente K_{ij}
Encastrada	$1.0 \times I/L$
Rotulada	$0.75 \times I/L$
Igual rotação (curvatura simples)	$0.5 \times I/L$
Igual rotação mas em sentido contrário (dupla curvatura)	$1.5 \times I/L$
Caso geral (θ_a junto ao pilar e θ_b na extremidade oposta)	$1.0 + 0.5 \times (\theta_b/\theta_a) \times I/L$

Os valores do comprimento de encurvadura podem ser obtidos de duas formas: (i) ábacos e (ii) expressões.

(i) Ábacos

Os ábacos permitem avaliar a relação entre o comprimento de encurvadura e o comprimento real, sendo que estes dependem dos valores obtidos para os coeficientes de distribuição da rigidez. Como referido anteriormente, a estabilidade global da estrutura deve ser considerada apresentando-se assim dois ábacos. O ábaco da Figura 4.18 respeitante a um modo de instabilidade sem deslocamento dos nós (nós fixos) e um outro, Figura 4.19, onde a instabilidade ocorre com deslocamentos laterais dos nós (nós móveis).

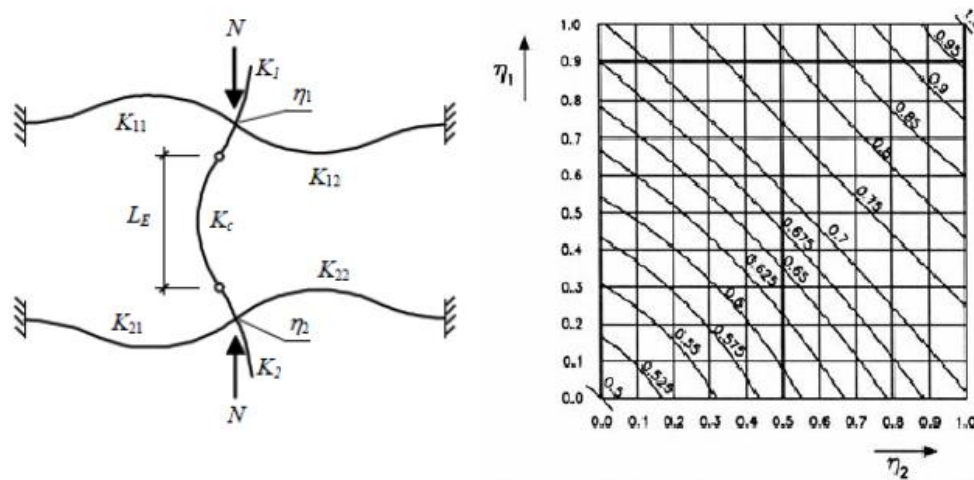


Figura 4.18 – Comprimento de encurvadura – Pórtico sem deslocamentos laterais. [20]

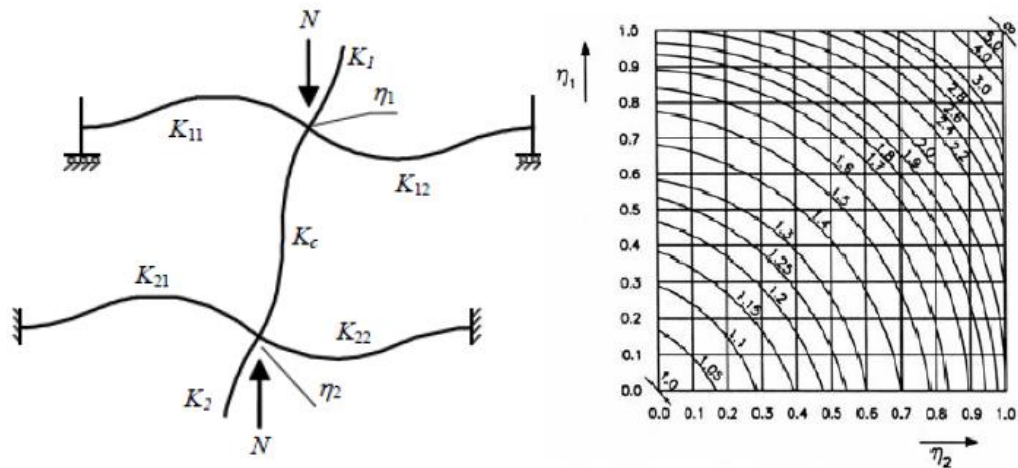


Figura 4.19 – Comprimento de encurvadura – Pórtico com deslocamentos laterais. [20]

(ii) Expressões

Alternativamente aos ábacos, é possível determinar o comprimento de encurvadura para as situações de estabilidade estrutural descritas anteriormente, pelo que:

- Pórtico sem deslocamentos laterais (nós fixos):

$$k = \frac{L_{cr}}{L} = 0.5 + 0.14 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.055 \times (\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (4.164)$$

- Pórtico com deslocamentos laterais (nós móveis):

$$k = \frac{L_{cr}}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \times \eta_1 \times \eta_2}{1 - 0.8 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \times \eta_1 \times \eta_2}} \quad (4.165)$$

Os valores de comprimento de encurvadura apresentados anteriormente, tanto para elementos isolados quer para elementos agrupados, estão associados à rigidez à flexão.

A EN 1993-1-3 considera um comprimento de encurvadura para o empenamento/torção, pelo que o coeficiente dado pelos pontos de inflexão, k_w , deve ser determinado tendo em consideração a restrição à rotação por torção e empenamento das ligações. Assim sendo esta define:

- $k_w = 1.0$ → Restrição parcial à rotação por torção/empenamento;
- $k_w = 0.7$ → Restrição significativa à rotação por torção/empenamento.

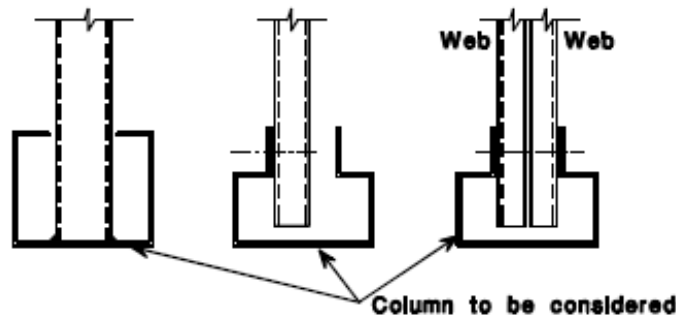


Figura 4.20 – Restrição parcial à rotação por torção/empenamento dada pelas ligações. [1]

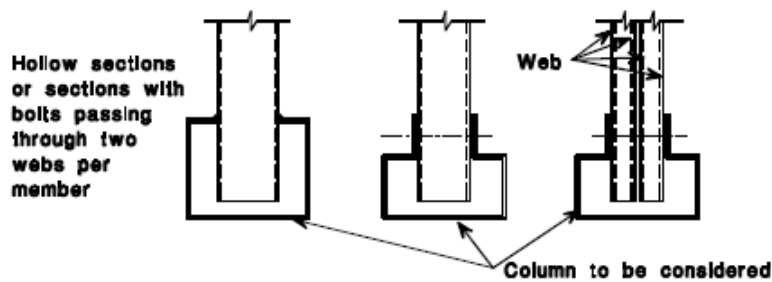


Figura 4.21 – Restrição significativa à rotação por torção/empenamento dada pelas ligações. [1]

4.4.1.2 Resistência à encurvadura

A carga crítica, determinada em 4.4.1.1, permite estimar a sensibilidade de uma coluna ao esforço de compressão, mas sem que a resistência do aço seja contabilizada. No entanto, a EN 1993-1-3, no ponto 6.2.2, prevê que a resistência à encurvadura de elementos sujeitos a encurvadura por flexão deve ser determinada como indicado na NP EN 1993-1-1. Esta, para um elemento uniformemente comprimido, presume que o elemento está em segurança, quando a seguinte relação for satisfeita:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.166)$$

Onde:

- $N_{b,Rd}$ → Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

Em que:

- Para secções com $A_{eff} = A_g$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (4.167)$$

- Para secções com $A_{eff} < A_g$:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (4.168)$$

Onde:

- χ → Coeficiente de redução da resistência devido à encurvadura global.

O coeficiente de redução da resistência devido à encurvadura global deve ser obtido através da seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.169)$$

E:

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.170)$$

Onde:

- α → Fator de imperfeição definido na Tabela 4.14;
- $\bar{\lambda}$ → Esbelteza normalizada da coluna.

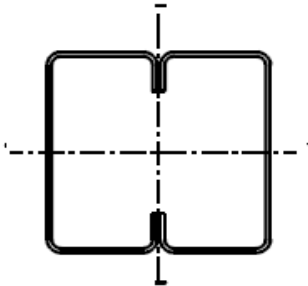
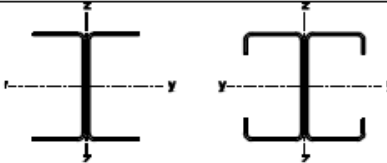
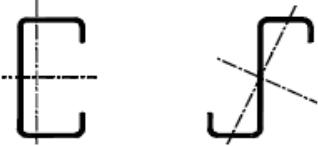
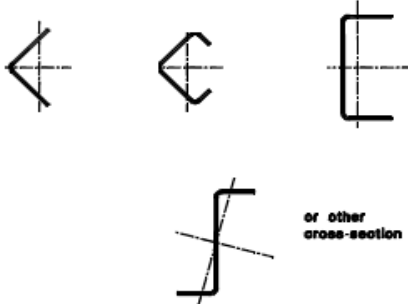
Tabela 4.14 – Fator de imperfeição para as curvas de encurvadura. [2]

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Na Tabela 4.14 é possível observar que o fator de imperfeição está diretamente relacionado com as curvas de encurvadura definidas na NP EN 1993-1-1. No caso dos perfis enformados a frio, embora a EN1993-1-3 defina o processo de cálculo presente na NP EN 1993-1-1 para a determinação da resistência à encurvadura, esta define as curvas de encurvadura de acordo com a Tabela 4.15.

É possível observar na Tabela 4.15 que os perfis com secção transversal aberta sem qualquer reforço são as mais penalizadas, curva c, enquanto as secções fechadas, constituídas por dois perfis simples apresentam a curva de encurvadura menos gravosa, curva b. Com a análise da Tabela 4.14 e Tabela 4.15, torna-se perceptível que os perfis de secção transversal aberta sem qualquer tipo de reforço, apresentam uma menor resistência à encurvadura como já tinha sido referido anteriormente.

Tabela 4.15 – Curvas de encurvadura em função da secção transversal. [1]

Type of cross-section	Buckling about axis	Buckling curve
	if f_{yb} is used	Any b
	if f_{ya} is used ^{*)}	Any c
	y - y	a
	z - z	b
	Any	b
	Any	c

^{*)} The average yield strength f_{ya} should not be used unless $A_{eff} = A_g$

Relativamente às esbeltezas, estas podem ser associadas ao (i) modo de flexão ou ao (ii) modo de torção ou flexão-torção.

(i) Esbelteza para a encurvadura por flexão:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_{yb}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{para secções transversais das Classes 1,2 e 3} \quad (4.171)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_{yb}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{para secções transversais da Classe 4} \quad (4.172)$$

Onde:

- L_{cr} → Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado;
- i → Raio de giração em relação determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;
- $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_{yb}}} = 93.3 \times \varepsilon$.

(ii) Esbelteza para a encurvadura por torção ou por flexão torção:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \times f_{yb}}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais das Classes 1,2 e 3} \quad (4.173)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_{yb}}{N_{cr}}} \quad \text{para secções transversais da Classe 4} \quad (4.174)$$

Onde:

- N_{cr} → Carga crítica associada ao modo de instabilidade global. Este é determinada através das expressões presentes em 4.4.1, sendo dependentes da geometria e características da secção (dupla simetria, mono-simetria ou sem qualquer tipo de simetria).

A NP EN 1993-1-1, no seu ponto 6.3.1.2 (3) prevê, para ambos os casos, a dispensa da contabilização dos efeitos de encurvadura, sendo efetuadas unicamente as verificações de segurança das secções transversais. Para que tal aconteça uma das seguintes condições deverá ser cumprida:

- $\bar{\lambda} \leq 0,2$
- $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$

O coeficiente de redução da resistência devido à encurvadura pode ainda ser determinado através da Figura 4.22, onde se relaciona a curva de encurvadura do elemento com a esbelteza normalizada da secção.

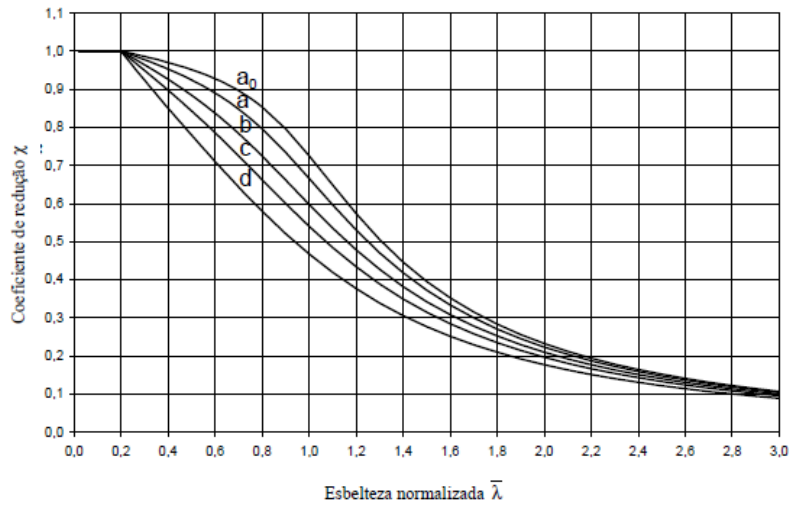


Figura 4.22 – Curvas de encurvadura definidas na NP EN 1993-1-1. [2]

4.4.2 Encurvadura de vigas

Esta encurvadura, mais conhecida como instabilidade lateral, está sempre associada à instabilidade por flexão-torção. Numa barra submetida à flexão na sua maior inércia, esta instabilidade caracteriza-se pela flexão na menor inércia e torção.

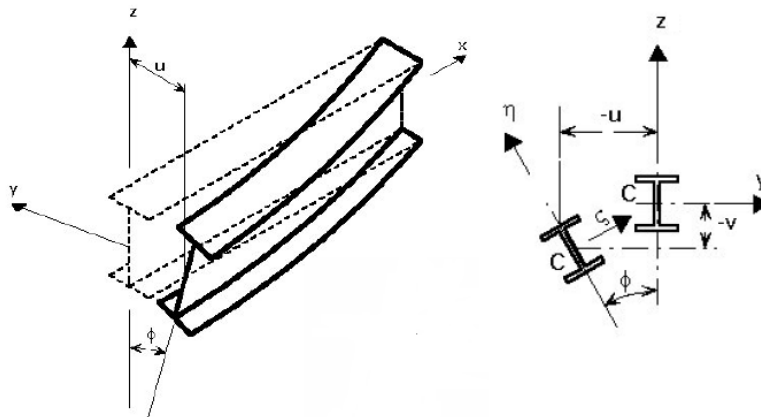


Figura 4.23 – Encurvadura de viga por flexão-torção. [Adaptado de 6]

Tal como na determinação do valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido, a EN 1993-1-3 remete a metodologia de cálculo para a NP EN 1993-1-1. A abordagem deste é em tudo semelhante à apresentada para a encurvadura de colunas, sendo que a principal diferença prende-se com a determinação do momento crítico, M_{cr} . A versão anterior desta norma fornecia no Anexo F, expressões para o cálculo do momento crítico, sendo que a última versão deixa ao critério do projetista a determinação do mesmo. Assim sendo, e tendo em consideração a particularidade geométrica dos perfis enformados a frio, as expressões presentes neste antigo anexo nem sempre podem ser

aplicadas, tornando-se assim necessário o recurso a programas de cálculo para a determinação do momento crítico.

O cálculo do momento crítico, independentemente do método utilizado para a sua determinação, deve ter em consideração as propriedades da secção transversal bruta, não obstante a classe da secção obtida anteriormente.

4.4.2.1 Momento crítico

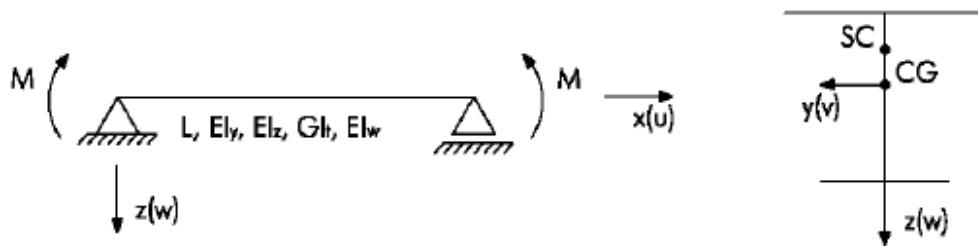


Figura 4.24 – Viga fletida. [6]

Na determinação do momento crítico é necessário conhecer as seguintes propriedades geométricas:

- Inércia de flexão em torno de z;
- Constantes de empenamento e de torção;
- Posição do centro de gravidade em relação ao centro de corte;
- Raio de giração da secção em relação ao centro de corte;
- Comprimentos de encurvadura ($L_z; L_w$).

A expressão geral para a determinação do momento crítico é [6]:

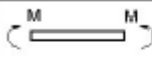

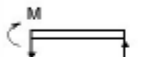

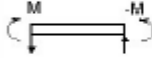

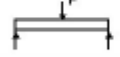

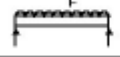

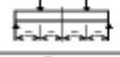

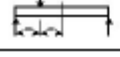

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left(G \times I_T + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L^2} \right)} = i_0 \times \sqrt{P_{Ez} \times P_\phi} \tag{4.175}$$

A expressão para a determinação do momento crítico deve ter em consideração as condições de carregamento da viga através do fator de momento equivalente, C_1 , apresentado na Tabela 4.16 assumindo a seguinte configuração:

$$M_{cr} = \frac{1}{C_1} \times \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left(G \times I_T + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L^2} \right)} = C_1 \times i_0 \times \sqrt{P_{Ez} \times P_\phi} \tag{4.176}$$

Tabela 4.16 – Condições de carregamento da viga. [6]

$$M_{cr} = \frac{1}{C_1} \frac{\pi}{L} \sqrt{EI GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GJ}}$$

Beam and loads	Bending moment	M_{max}	C_1
		M	1,00
		M	0,60
		M	0,40
		$\frac{FL}{4}$	0,74
		$\frac{FL}{8}$	0,89
		$\frac{FL}{4}$	0,94
		$\frac{3FL}{16}$	0,68

A validade da expressão analítica de determinação do momento crítico, como referido anteriormente, é bastante reduzida, pelo que flexão provocada por forças concentradas (4 últimas situações de carregamento presentes na Tabela 4.16) vê o seu momento crítico determinado unicamente com recurso a um programa de cálculo.

4.4.2.2 Resistência à encurvadura

4.4.2.2.1 Flexão simples

A viga vê a sua segurança verificada à instabilidade lateral, quando a seguinte expressão é satisfeita:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \tag{4.177}$$

Onde:

- $M_{b,Rd}$ → Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

Em que:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_y \times \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}} \tag{4.178}$$

E:

- $W_y = W_{pl,y}$ → Para secções transversais das Classes 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 coeficiente de redução da resistência devido à encurvadura lateral deve ser obtido através da seguinte expressão:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1.0 \quad (4.179)$$

E:

$$\phi_{LT} = 0.5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (4.180)$$

Onde:

- α_{LT} → Fator de imperfeição. Segundo a NP EN 1993-1-1 este fator depende da curva de encurvadura em que a secção transversal se insere, no entanto a EN 1993-1-3 define a curva b de resistência para as vigas. $\alpha_{LT} = 0.34$;
- $\bar{\lambda}_{LT}$ → Esbelteza normalizada relativa ao modo de instabilidade lateral.

A esbelteza normalizada relativa ao modo de instabilidade lateral deve ser obtida através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}} \quad (4.181)$$

Onde:

- $M_{y,Rk} = W_y \times f_{yb}$;

Em que:

- $W_y = W_{pl,y}$ → Para secções transversais das Classes 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.

4.4.2.2.2 Flexão desviada composta com compressão

A EN 1993-1-3 prevê duas metodologias para a verificação de segurança das vigas solicitadas à flexão composta com compressão, sendo que a primeira reencaminha para a metodologia definida na NP EN 1993-1-1 e a outra pela verificação da seguinte expressão:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}}\right)^{0.8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{bRd}}\right)^{0.8} \leq 1.0 \quad (4.182)$$

Alternativamente, a metodologia apresentada pela NP EN 1993-1-1 garante a segurança da viga à encurvadura lateral quando esta está sujeita à flexão desviada composta com compressão quando ambas as seguintes expressões de interação são verificadas:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (4.183)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \times N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (4.184)$$

Onde:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ → Esforço de compressão e momentos máximos atuantes no elemento;
- $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ → Momentos devidos ao deslocamento do eixo neutro, para secções de classe 4. Definidos em 4.3.4.2.
- χ_y e χ_z → Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão;
- χ_{LT} → Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} → Fatores de interação obtidos através dos métodos apresentados no Anexo A e B da NP EN 1993-1-1.

Será descrito somente o método presente no Anexo B da NP EN 1993-1-1. Este apresenta duas tabelas através das quais é possível determinar os fatores de interação de acordo com a sua suscetibilidade a deformações por torção.

Tabela 4.17 – Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torção. [2]

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		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	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$


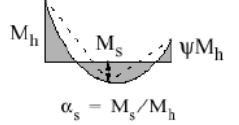
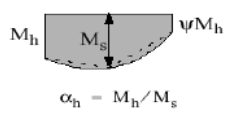
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{zy} poderá considerar-se $k_{zy} = 0$.

Tabela 4.18 – Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torção. [2]

Factores de interação	Hipóteses de cálculo	
	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}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} \right]$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1

No método presente no Anexo B é necessário ainda determinar os coeficientes de momento uniforme equivalente, C_m , presentes na tabela seguinte:

Tabela 4.19 – Coeficientes de momento uniforme equivalente das Tabela 4.17 e Tabela 4.18. [2]

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 ψM_h $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 ψM_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		

4.5 ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

A verificação de segurança em estado limite de utilização prevista pela EN 1993-1-3, tal como na verificação em estado limite último, prevê que as propriedades da secção transversal utilizada sejam as propriedades efetivas determinadas em 4.2.

As regras gerais presentes no ponto 7 da NP EN 1993-1-1 são previstas pela norma para os perfis de aço enformados a frio, não deixando esta de apresentar uma alternativa para o cálculo do momento de inércia da secção.

O momento de inércia alternativo proposto pela norma prevê uma interpolação entre o momento de inércia da secção bruta e o da secção efetiva, como é possível observar na seguinte expressão:

$$I_{fic} = I_{gr} - \frac{\sigma_{gr}}{\sigma} \times (I_{gr} - I(\sigma)_{eff}) \quad (4.185)$$

Onde:

- I_{gr} → Momento de inércia da secção bruta;
- σ_{gr} → Máxima tensão de compressão, em estado limite de utilização, com base na secção transversal bruta;
- σ → Tensão de cedência base do material;
- $I(\sigma)_{eff}$ → Momento de inércia da secção transversal efetiva, podendo este ser variável ao longo do vão. Este momento é cálculo para uma tensão de $\sigma > \sigma_{gr}$.

A máxima tensão de compressão em estado limite de utilização, σ_{gr} , pode ser obtida através da relação do momento máximo atuante em estado limite de utilização e o módulo de flexão da secção transversal bruta, como demonstra a seguinte expressão:

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed,ser}}{W_{gr}} \quad (4.186)$$

4.6 DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

A EN 1993-1-3 no seu capítulo 8 prevê as disposições geométricas bem como a metodologia de dimensionamento de ligações, mecânicas e soldadas. A aplicabilidade deste capítulo prende-se com a seguinte condição:

$$t \leq 4 \text{ mm}$$

O não cumprimento da verificação anterior remete o dimensionamento destas para a NP EN 1993-1-8. O capítulo 8 foi desenvolvido para compreender os efeitos adicionais associados à elevada esbelteza das chapas, o que leva a procedimentos diferentes dos especificados na NP EN 1993-1-8 no que toca ao dimensionamento específico das ligações.

4.6.1 Tipos de ligações

As ligações entre elementos estruturais de aço enformados a frio são de dois tipos:

- Ligação entre chapas de cobertura e a estrutura (ex.: chapa de cobertura-madre);

- Ligação entre elementos da estrutura (ex.: viga-viga ou coluna-viga).

As ligações entre os elementos descritos anteriormente podem ser de 3 tipos:

- Ligações mecânicas (conectores);
- Ligações soldadas (pontos, cordões);
- Ligações coladas (adesivos).

4.6.1.1 Ligações mecânicas

As ligações mecânicas para elementos estruturais de aço enformados a frio podem ser de variados tipos, sendo que os mais utilizados e previstos pela norma são:

- Rebites (“rivets”) – Os rebites são utilizados em chapas muito finas, para simplificar a montagem e para conferir uma aparência mais “limpa”. Estes podem ser classificados como: (i) Rebites explosivos, (ii) rebites de pino ou (iii) rebites cegos;

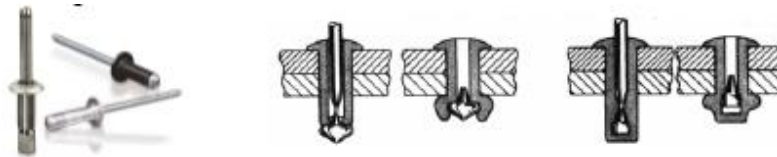


Figura 4.25 – Rebites cegos. [6]

- Parafusos correntes sem porca – Estes dividem-se em (i) parafusos auto-perfurantes e (ii) parafusos auto-atarrachantes.
 - (i) Parafusos auto-perfurantes (“self-drilling screws”) – Os parafusos auto-perfurantes são utilizados para a fixação de chapa fina ($t < 2.5 \text{ mm}$), apresentam a extremidade brocada, pelo que não necessitam de furos prévios da chapa, e uma anilha de aperto (“washers”);



Figura 4.26 – Parafusos auto-perfurantes com anilha metálica e com anilha de borracha. [6]

- (ii) Parafusos auto-atarrachantes (“Self-tapping screws”) – Os parafusos auto-atarrachantes, contrariamente aos auto-perfurantes necessitam de furo prévio. Estas furações pré-existentes levam ao aparecimento de tensões nas chapas o que conduz a um aumento da resistência junto dos parafusos. Estes são utilizados para a fixação de chapa com espessura de $2\text{ mm} < t < 4\text{ mm}$, dependendo do tipo de rosca do parafuso.



Figura 4.27 – Parafusos auto-atarrachantes. [6]

- Pregos de tiro (“Cartridge fired pins”) – Os pregos de tiro são vulgarmente utilizados em chapas espessas, sendo estes fixados através de uma ferramenta de impulsão. Esta impulsão pode ser dada através de disparo de pólvora ou de ar comprimido. Estes apresentam a desvantagem de provocar “amolgeladas” aquando do impacto do prego na chapa;

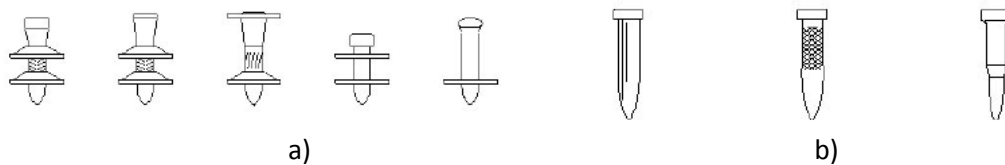


Figura 4.28 – Pregos de tiro com impulsão a) através de pólvora e b) através de ar comprimido. [6]

- Parafusos correntes com porca (“Bolts”) – Os parafusos correntes com porca são vulgarmente utilizados para estabelecer a ligação de elementos principais, devido ao facto de se tratarem de parafusos de alta resistência. Em elementos de aço enformados a frio é recomendado que a sua utilização tenha uma espessura de chapa $t > 8\text{ mm}$ e que o parafuso seja roscado na sua totalidade.



Figura 4.29 – Parafuso corrente, totalmente roscado, com porca. [6]

4.6.2 Dimensionamento de ligações mecânicas

Neste relatório será dada ênfase ao dimensionamento das ligações mecânicas entre as chapas de cobertura e a estrutura. Neste tipo de ligação estrutural as fixações mais utilizadas são os parafusos correntes sem porca (parafusos auto-perfurantes ou auto-atarrachantes).

Relativamente às ligações mecânicas, a EN 1993-1-3 refere que estas devem ser compactas e o seu posicionamento deve ser tal que haja espaço suficiente para a montagem e futuras manutenções. Esta refere ainda que as ligações entre elementos, sempre que possível, devem estar submetidas ao corte. A força de corte em cada conector pode ainda ser considerada igual, desde que os conectores tenham ductilidade suficiente e o modo de colapso predominante não seja o corte longitudinal da chapa.

Ligações submetidas ao corte têm associados quatro modos de colapso, sendo que estes têm implicação direta nas verificações de segurança da ligação bem como no seu dimensionamento. A norma fornece expressões e verificações geométricas para a consideração destes modos de colapso:

- Colapso por corte longitudinal da chapa junto ao conector;



Figura 4.30 – Corte longitudinal da chapa junto ao conector. [6]

- Colapso por esmagamento da chapa junto ao conector;



Figura 4.31 – Esmagamento da chapa junto ao conector. [6]

- Colapso por separação transversal da chapa na secção útil;

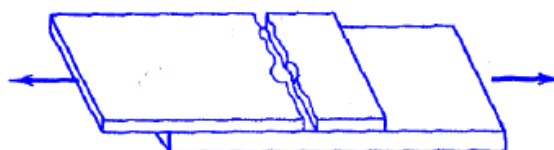


Figura 4.32 – Colapso por separação transversal da chapa. [6]

- Colapso por corte do conector.



Figura 4.33 – Corte do conector. [6].

De forma a prevenir o modo de colapso por corte longitudinal da chapa junto ao conector, a EN 1993-1-3 fornece dimensões mínimas entre os conectores (p_1, p_2) e distâncias à extremidade (e_1, e_2), sendo que estas dimensões variam com o tipo de ligador.

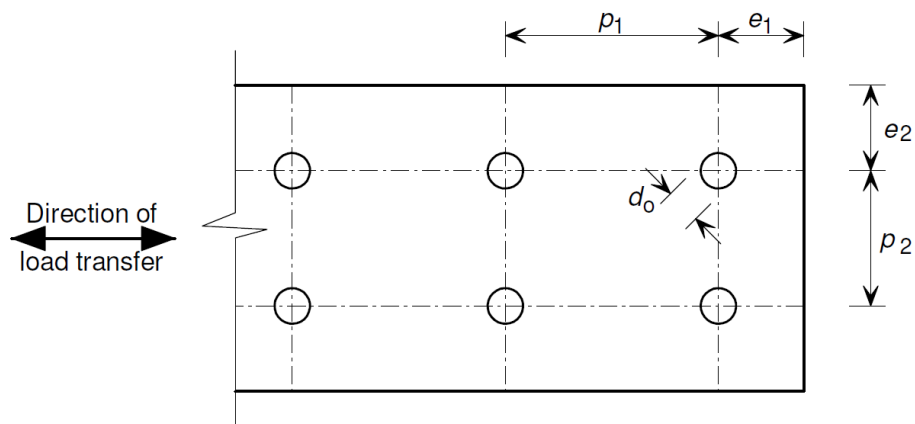


Figura 4.34 – Dimensões mínimas entre conectores e conectores-extremidade. [1]

A EN 1993-1-3 define expressões para a determinação da resistência, sendo esta definida para cada um dos quatro tipos de fixação mecânica descritos anteriormente, pelo que a resistência para os parafusos auto-perfurantes é dada na Tabela 4.20.

A verificação de segurança da ligação diz-se satisfeita quando a seguinte condição é cumprida:

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (4.189)$$

Onde:

- F_{Ed} → Força atuante na ligação;
- F_{Rd} → Força resistente da ligação correspondente ao modo de colapso condicionante.

A resistência da ligação é dada pelo menor valor do modo de colapso:

$$F_{Rd} = \text{Min}[F_{b,Rd} ; F_{v,Rd} ; F_{n,Rd}] \quad (4.190)$$

Onde:

- $F_{b,Rd}$ → Resistência ao esmagamento da chapa junto ao conector;
- $F_{v,Rd}$ → Resistência ao corte do parafuso;
- $F_{n,Rd}$ → Resistência à separação transversal da chapa na secção útil.

A EN 1993-1-3 não fornece expressões para a determinação da resistência ao corte do parafuso, sendo que esta deve ser determinada através de ensaios experimentais. Esta informação, geralmente é concedida pelo fabricante.

São ainda considerados modos de colapso adicionais, quando os parafusos estão submetidos à tração, estes ocorrem sob duas formas:

- “Pull-through” ou “Pull-over” – Quando sobre o parafuso atua uma carga na direção axial deste e ocorre a rotura do material a ligar (ex.: painel da cobertura). Este colapso materializa-se pelo destacamento da chapa em redor da fixação, sem que esta seja afetada. Este tipo de colapso está dependente do tipo de parafuso, da estrutura e do material a ligar à estrutura;

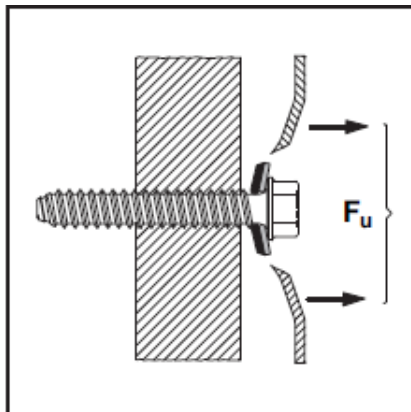


Figura 4.35 – Rotura por “Pull-through”. [21]

Como é possível observar na Tabela 4.20 a resistência ao “Pull-through” tem em consideração o tipo de ação que sobre ele atua, prevendo uma resistência para ações estáticas e uma resistência para ações dinâmicas. Relativamente ao cálculo desta resistência a norma refere que deve ser realizada uma redução do valor obtido no caso das ligações não se encontrem centradas. Esta redução é realizada de acordo com a Figura 4.36.

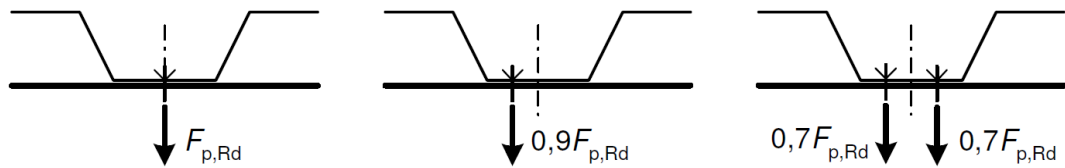


Figura 4.36 – Redução da resistência ao “Pull-through” devido à posição do parafuso. [1]

- “Pull- out” – Quando sobre o parafuso atua uma carga na direção axial deste e ocorre o destacamento do parafuso da estrutura (ex: madeira). Este modo de colapso está dependente do tipo de parafuso e da estrutura.

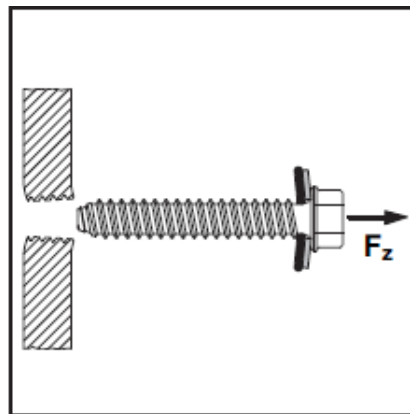


Figura 4.37 – Rotura por “Pull-out”. [21]

Na Tabela 4.20, onde estão presentes as fórmulas para a determinação da resistência ao “Pull-out”, é possível observar que está é definida por duas expressões dependentes da relação da espessura do elemento estrutural com a distância entre as cristas da parte rosca do parafuso (“pitch”), $\frac{t_{sup}}{s}$.

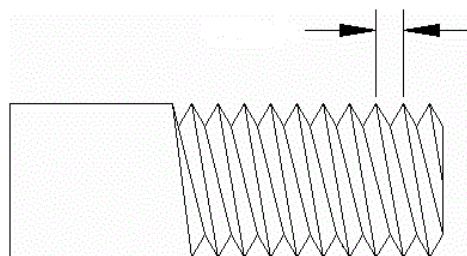


Figura 4.38 – Distância entre as cristas da parte rosca do parafuso (“pitch”).

Tabela 4.20 – Resistência de cálculo dos parafusos auto-perfurantes. [1]

Screws loaded in shear:	
<u>Bearing resistance:</u>	$F_{b,Rd} = \alpha f_u d t / \gamma_{M2}$
In which α is given by the following:	
- if $t = t_1$:	$\alpha = 3,2 \sqrt{t/d}$ but $\alpha \leq 2,1$
- if $t_1 \geq 2,5t$ and $t < 1,0$ mm:	$\alpha = 3,2 \sqrt{t/d}$ but $\alpha \leq 2,1$
- if $t_1 \geq 2,5t$ and $t \geq 1,0$ mm:	$\alpha = 2,1$
- if $t < t_1 < 2,5t$:	obtain α by linear interpolation.
<u>Net-section resistance:</u>	$F_{n,Rd} = A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
<u>Shear resistance:</u>	Shear resistance $F_{v,Rd}$ to be determined by testing * ²⁾
	$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} / \gamma_{M2}$
<u>Conditions:</u> ⁴⁾ $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$ or $\Sigma F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$	
Screws loaded in tension:	
<u>Pull-through resistance:</u> ²⁾	
- for static loads:	$F_{p,Rd} = d_w t f_u / \gamma_{M2}$
- for screws subject to wind loads and combination of wind loads and static loads:	$F_{p,Rd} = 0,5 d_w t f_u / \gamma_{M2}$
<u>Pull-out resistance:</u> If $t_{sup} / s < 1$:	$F_{o,Rd} = 0,45 d t_{sup} f_{u, sup} / \gamma_{M2}$ (s is the thread pitch)
	If $t_{sup} / s \geq 1$: $F_{o,Rd} = 0,65 d t_{sup} f_{u, sup} / \gamma_{M2}$
<u>Tension resistance:</u>	Tension resistance $F_{t,Rd}$ to be determined by testing * ²⁾ .
<u>Conditions:</u> ⁴⁾ $F_{t,Rd} \geq \Sigma F_{p,Rd}$ or $F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd}$	
Range of validity: ³⁾	
<u>Generally:</u>	$e_1 \geq 3d$ $p_1 \geq 3d$ $3,0 \text{ mm} \leq d \leq 8,0 \text{ mm}$
	$e_2 \geq 1,5d$ $p_2 \geq 3d$
<u>For tension:</u>	$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm}$ and $t_1 \geq 0,9 \text{ mm}$
	$f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$

A EN 1993-1-3 prevê a ação combinada de esforço de corte e tração, sendo a verificação de segurança dada pela satisfação da seguinte expressão:

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{p,Rd}; F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{b,Rd}; F_{n,Rd})} \leq 1.0 \tag{4.191}$$

5 DIMENSIONAMENTO DE MADRES TRAVADAS POR PAINÉIS DE COBERTURA SEGUNDO A ECCS

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As madres, elementos secundários, são suportadas pelos elementos principais de uma estrutura (ex.: vigas, colunas, etc.) e, no caso de uma cobertura, são restringidas pelos revestimentos (ex.: painéis sandwich, chapas metálicas, painéis de OSB, etc.). Na sua grande maioria, as madres apresentam uma geometria da secção transversal em forma de C ou Z, sendo que estas exibem grande sensibilidade à instabilidade por flexão-torção. Torna-se assim importante tirar partido dos revestimentos.

Os painéis sandwich, revestimento de cobertura em que incidirá este capítulo, concedem rigidez à estrutura para que esta contrarie os deslocamentos no plano e a rotação no plano transversal do painel. Este efeito de estabilização depende, principalmente, das propriedades dos materiais, do número de fixações e localização destas no painel individualmente e entre este e a madre. Com o conhecimento atual que existe deste material só é recomendável a sua utilização como travamento quando sobre ele atuam cargas predominantemente estáticas ou quase estáticas, tais como o peso-próprio, o vento e a neve.

A resistência da secção transversal da madre, bem como a encurvadura do banzo livre, deve ser verificada.

A nível regulamentar, a EN 1993-1-3 apresenta, no seu capítulo 10, uma metodologia de cálculo que permite determinar se o travamento fornecido pelo revestimento é suficiente para que a madre seja considerada travada. Esta foi complementada com a “European Recommendations of the Stabilization of Steel Structures by Sandwich Panels” – ECCS (European Convention for Constructional Steelwork).

[22]

5.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS COM RESTRIÇÃO

A EN 1993-1-3 apresenta um conjunto de condições de validação da aplicabilidade das expressões para a determinação da restrição da madre com secção transversal em Z, C, U e Σ . Sedo este conjunto constituído por:

- Reforços simples:

$$\frac{h}{t} < 233 \qquad \frac{c}{t} \leq 20$$

- Reforços duplos:

$$\frac{h}{t} < 233 \qquad \frac{d}{t} \leq 20$$

Uma viga diz-se totalmente travada quando ambas as expressões de travamento, travamento à rotação e translação, forem verificadas. Na eventualidade de só um deles ver a sua condição satisfeita, a restrição diz-se parcial e deve ser tida em consideração o aumento da carga ou momento crítico, consequência dessa restrição, no cálculo da esbelteza da madre.

5.2.1 Restrição à rotação

A ECCS apresenta um conjunto de verificações de aplicabilidade a efetuar antes de se proceder ao cálculo da restrição, sendo este definido por:

- $60 \text{ mm} \leq b \leq 80 \text{ mm}$, onde: $b \rightarrow$ Largura do banzo da madre a estabilizar;
- $2.0 \text{ N/mm}^2 \leq E_c \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$, onde: $E_c \rightarrow$ Módulo de elasticidade do material interno do painel;
- $0.38 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 0.71 \text{ mm}$, onde: $t_{cor} \rightarrow$ Espessura do núcleo de aço antes da enformagem;
- $1 \text{ m}^{-1} \leq n_f \leq 4 \text{ m}^{-1}$, onde: $n_f \rightarrow$ Número de ligações por metro de painel;
- $f_{cc} \geq \begin{cases} 0.08 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Material interno do painel em Puliuretano} \\ 0.05 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Material interno do painel em Lã de Rocha} \end{cases}$, onde: $f_{cc} \rightarrow$ Tensão de compressão do material interno do painel;
- $d_w \geq 16 \text{ mm}$, onde: $d_w \rightarrow$ Diâmetro da anilha do parafuso.

A ECCS tal como a NP EN 1993-1-1, no seu Anexo BB, preveem o travamento da madre à rotação quando a seguinte condição é verificada:

$$C_D > \frac{M_{pl,k}^2}{E \times I_z} \times K_\theta \times K_v \quad (5.1)$$

Onde:

- $M_{pl,k}$ → Momento plástico resistente da viga a estabilizar;
- K_θ → Coeficiente que tem em conta a distribuição do momento de acordo com a Tabela 5.5;
- $K_v = \begin{cases} 0.35 \rightarrow \text{para análise elástica} \\ 1.0 \rightarrow \text{para análise plástica} \end{cases}$
- $E \times I_z$ → Rigidez à flexão da secção transversal em torno do eixo de menor inércia da madre;
- C_D → Restrição à rotação dada pelo painel sandwich.

A restrição à rotação fornecida pelo painel sandwich depende da ligação painel/estrutura e da carga transmitida à ligação pelo mesmo. Esta restrição pode ser determinada com recurso a um modelo mecânico baseado numa mola rígida à rotação.

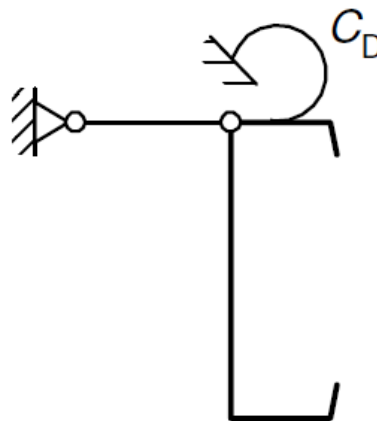


Figura 5.1 – Modelo de uma madre travada à rotação por uma mola de rigidez, C_D . [1]

A rigidez fornecida pela mola é uma combinação da rigidez de flexão do painel, $C_{D,C}$, com a rigidez da ligação, $C_{D,A}$, tal como a expressão seguinte demonstra:

$$C_D = \frac{1}{\left(\frac{1}{C_{D,A}} + \frac{1}{C_{D,C}}\right)} \quad (5.2)$$

5.2.1.1 Rigidez à rotação da ligação painel/madre segundo a ECCS

A ECCS prevê duas abordagens para a determinação da rigidez à rotação da ligação. Esta pode ser realizada com recurso a um programa de cálculo de vigas não linear ou através da secante da rotação, sendo esta última obtida através da seguinte expressão:

$$C_{\vartheta A} = \frac{m_k}{\vartheta(m_k)} = \frac{3}{2} \times \frac{C_{\vartheta 1}}{\left(\frac{C_{\vartheta 1}}{C_{\vartheta 1} + C_{\vartheta 2}} + 1\right)} \tag{5.3}$$

Onde:

- $m_k \rightarrow$ Momento de contacto;
- $C_{\vartheta 1}$ e $C_{\vartheta 2} \rightarrow$ Parâmetros definidos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros $C_{\vartheta 1}$ e $C_{\vartheta 2}$. [22]

	hot rolled beams symmetric about minor axis	cold formed Σ -, Z-, U- or C-section
$C_{\vartheta 1}$	$c_1 \cdot E_{C,t,\theta} \cdot b^2$	$c_3 \cdot E_{C,t,\theta}$
$C_{\vartheta 2}$	$c_2 \cdot n_f \cdot E_{C,t,\theta} \cdot b_k^2$ ¹⁾	0
$E_{C,t,\theta}$	$E_{C,t,\theta} = \frac{E_C}{1 + \varphi_{\vartheta,t}} \cdot \sqrt{k_1^3}$, where $k_1 = \frac{\sigma_{w,+90^\circ C}}{\sigma_{w,+20^\circ C}}$ ²⁾	
m_k	$q \cdot \frac{b}{2}$	$q \cdot b$

¹⁾ $C_{\vartheta 2} = 0$ for hidden fixings
²⁾ for defining the factor k_1 see also EN 14509 [24], A.5.5.5

E:

- $E_c = 0.5(E_{cc} + E_{ct})$;
- Parâmetros c_1 , c_2 e c_3 definidos na Tabela 5.2;

Tabela 5.2 – Parâmetros c_1 , c_2 e c_3 . [22]

Core material	geometry of outer face (at the head of fasteners)	c_1 [-]	c_2 [m]	c_3 [m ²]
PU/EPS	profiled ¹⁾	0.180	0.052	$6.48 \cdot 10^{-4}$
	slightly profiled/flat	0.142	0.040	$5.11 \cdot 10^{-4}$
Mineral wool	profiled ¹⁾	0.089	0.027	$3.20 \cdot 10^{-4}$
	slightly profiled/flat	0.048	0.027	$1.73 \cdot 10^{-4}$

¹⁾ depth of profiling ≥ 30 mm

- b → Largura do banzo da madre a estabilizar;
- k_1 → Segundo a EN 14509:

Painéis sandwich, com chapas ligeiramente perfiladas, que se encontrem em contacto com um exterior cuja temperatura é superior a 20°C, deve ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$k_1 = \sqrt[3]{\left(\frac{E_{ct,+80^\circ\text{C}}}{E_{ct,+20^\circ\text{C}}}\right)^2} \quad (5.4)$$

E:

- $E_{ct,+80^\circ\text{C}}$ → Módulo de elasticidade à tração da secção transversal a 80°C;
- $E_{ct,+20^\circ\text{C}}$ → Módulo de elasticidade à tração da secção transversal a 20°C.

Caso as condições mencionadas anteriormente não se verifiquem k_1 assume o valor de 1,0.

- $\varphi_{\vartheta,t}$ → Parâmetro que depende da duração da carga, sendo este definido na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Parâmetro de duração de carga. [22]

$\varphi_{\vartheta,t}$	parameter depending on the duration of loading ¹⁾	
$\varphi_{\vartheta,2000}$	=1.29	core materials PU and EPS
$\varphi_{\vartheta,100000}$	=1.83	core materials PU and EPS
$\varphi_{\vartheta,2000}$	=1.35	core material mineral wool
$\varphi_{\vartheta,100000}$	=2.31	core material mineral wool

A determinação da rigidez à rotação da ligação madre/painel através da secante leva a que o momento estabilizador seja limitado ao momento de contacto, m_k .

5.2.1.1.1 Limitação do momento estabilizador

$$m_k \geq m_{\vartheta A} \quad (5.5)$$

Onde:

- m_k → Momento de contacto;

$$m_k = q_d \times b \quad (5.6)$$

Onde:


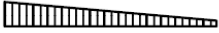
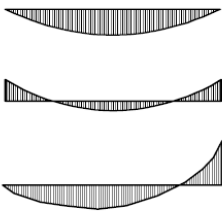
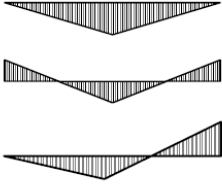
- $q_d \rightarrow$ Carga a ser transmitida pelo painel à madre. $[N/m]$ Esta carga deve ser considerada para estado limite último;
- $b \rightarrow$ Largura do banzo da madre em contacto com o painel.
- $m_{\vartheta A} \rightarrow$ Momento estabilizador.

$$m_{\vartheta A} = \frac{1}{C_{\vartheta A} \times \frac{K_c^4 \times E \times I_z}{M_{Ed}^2} - 1} \times C_{\vartheta A} \times \vartheta_0 \tag{5.7}$$

Onde:

- $K_c \rightarrow$ Fator de correção definido na Tabela 5.4;
- $\vartheta_0 \rightarrow$ Rotação inicial (imperfeição), a ECCS recomenda que se tome o valor de 0.06.

Tabela 5.4 – Fator de correção, K_c . [2]

Distribuição de momentos	k_c
 <p style="text-align: center;">$\psi = 1$</p>	1,0
 <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94 0,90 0,91
	0,86 0,77 0,82

5.2.1.1.2 Limitação da rotação da madre estabilizada

De acordo com a investigação desenvolvida por Dürr, a rotação tem que ser limitada a:

$$\vartheta \leq 0,08$$

A rotação da madre estabilizada pode ser calculada, de forma aproximada, através da seguinte expressão:

$$\vartheta \cong \frac{m_{k,k}}{C_{\vartheta A}} \quad (5.8)$$

Onde:

- $m_{k,k}$ → Momento de contacto determinado considerando a carga em estado limite de utilização.

5.2.1.2 Rigidez por flexão do painel, segundo a EN 1993-1-3:

O valor da rigidez por flexão do painel, $C_{D,C}$, pode ser tido como o mínimo valor obtido pelos modelos apresentados na Figura 5.2, tendo em consideração a rotação das madres adjacentes e o grau de continuidade da chapa. Esta é determinada através da seguinte expressão:

$$C_{D,C} = \frac{m}{\theta} \quad (5.9)$$

Onde:

- m → Momento aplicado por unidade de largura de painel, aplicado segundo a Figura 5.2;
- θ → Rotação resultante do momento aplicado, medido como indicado na Figura 5.2. Valor em radianos.

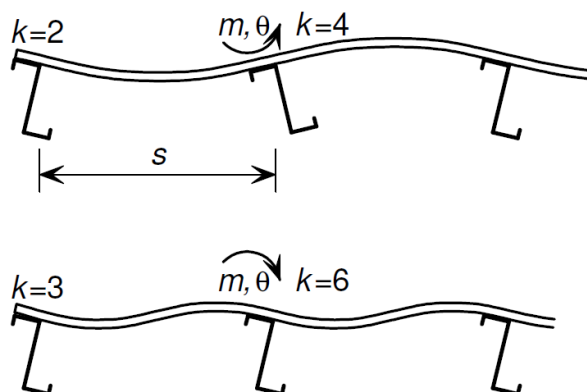


Figura 5.2 – Modelo de cálculo do $C_{D,C}$. [1]

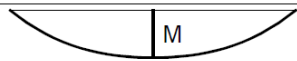
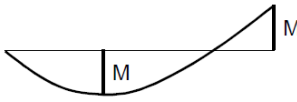
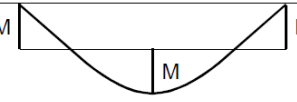

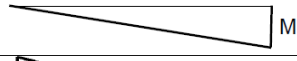
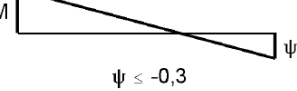
Alternativamente, a EN 1993-1-3 propõe um método mais conservativo de determinação da rigidez, sendo esta determinada através da seguinte expressão:

$$C_{D,C} = \frac{k \times E \times I_{eff}}{s} \tag{5.10}$$

Onde:

- k → Coeficiente numérico representado na Figura 5.2;
- s → Espaçamento entre madres;
- I_{eff} → Momento de inércia efetivo do painel por unidade de largura.

Tabela 5.5 – Coeficiente K_{θ} para ter em conta a distribuição dos momentos e o tipo de travamento. [3]

Caso	Distribuição dos momentos	Sem travamento à translação	Com travamento à translação
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5		1,0	0,7

5.2.2 Restrição à translação

Os painéis sandwich apresentam uma elevada rigidez e resistência quando carregados no seu próprio plano. Caso apresentem deformações provocadas por esforços de corte, no plano, estes podem ser negligenciados, pois a flexibilidade das fixações dominam a flexibilidade ao corte, sendo que devem ser dimensionadas para este esforço.

A ECCS apresenta um conjunto de condições, que devem ser cumpridas, para que o painel sandwich seja utilizado como elemento estabilizador. Sendo estas:

- Os painéis serão tratados como componentes estruturais que não podem ser removidos ou alterados sem que haja uma consideração prévia;
- As especificações de projeto, incluindo cálculos e desenhos, tenham em atenção o dimensionamento destes como estabilizador de elementos metálicos;
- Fixações com distância ao bordo $\geq 20 \text{ mm}$, na direção do vão, podem ser usadas. Caso as fixações dos painéis sejam ocultas, não pode ser realizada qualquer consideração de travamento lateral, no entanto esta permite travamento à rotação;
- As propriedades do material que constitui o interior do painel não são necessárias para a determinação do eficaz travamento à translação. De salvaguardar que este, no entanto, deve apresentar boa qualidade.

5.2.2.1 Determinação da rigidez ao corte

A rigidez ao corte, S , é dada pela razão entre a força de corte aplicada, F , e o ângulo, γ , provocado por essa mesma força. Como mostra a Figura 5.3.

$$S = \frac{F}{\gamma} \quad (5.11)$$

A restrição à translação é determinada para uma viga, pelo que a rigidez ao corte é traduzida pela seguinte expressão:

$$S_i = \frac{S}{m} \quad (5.12)$$

Onde:

- $m \rightarrow$ Número de vigas a estabilizar.

A EN 1993-1-3 prevê o travamento da madre à translação quando a seguinte condição for cumprida:

$$S_i \geq \left(E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{L^2} \times 0,25 \times h^2 \right) \times \frac{70}{h^2} \quad (5.13)$$

Onde:

- $S_i \rightarrow$ Rigidez ao corte fornecida pelo revestimento de cobertura ao elemento ligado, em cada nervura;
- $E \times I_w \rightarrow$ Rigidez ao empenamento da madre;

- $G \times I_T \rightarrow$ Rigidez torsional da madre;
- $E \times I_z \rightarrow$ Rigidez à flexão da secção transversal em torno do eixo de menor inércia da madre;
- $L \rightarrow$ Vão da madre a estabilizar;
- $h \rightarrow$ Altura da secção transversal da madre.

5.2.2.1.1 Painéis simplesmente apoiados

Os painéis sandwich, normalmente, são ligados à estrutura de suporte somente no bordo transversal. Quando sobre estes atua um esforço de corte no plano, cada painel roda em torno de um ponto P, localizado no centro de gravidade de cada painel, mantendo-se paralelos ao bordo longitudinal e paralelos entre si.

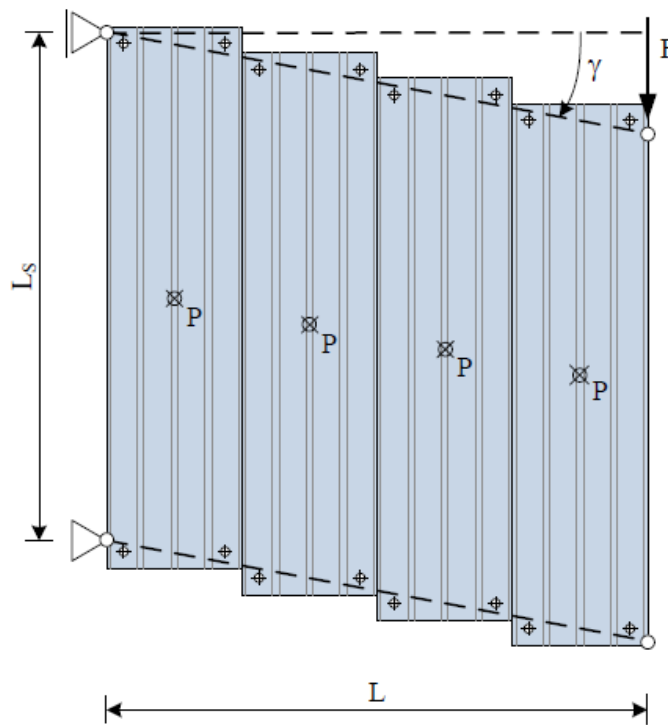


Figura 5.3 – Deslocamento provocado por um esforço de corte num painel sandwich simplesmente apoiado. [22]

O deslocamento relativo, Δ_v , da ligação pode ser definido pelo ângulo, γ , e pela distância ao ponto de referência.

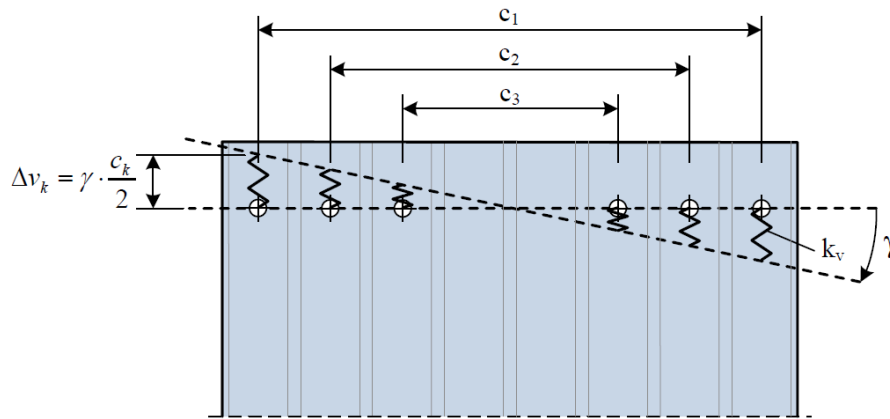


Figura 5.4 – Deslocamento das fixações. [22]

O esforço de corte da ligação, V_k , deve ser determinado com base na rigidez fornecida pela ligação, k_v , sendo este traduzido pela seguinte expressão:

$$V_k = k_v \times \Delta_{v_k} = k_v \times \gamma \times \frac{c_k}{2} \quad (5.14)$$

Onde:

- $k_v \rightarrow$ Rigidez de translação da ligação aparafusada;
- $c_k \rightarrow$ Distância entre dois ligadores que formam um par.

O esforço de corte em cada par de ligadores apresenta direção oposta, pelo que deve ser determinado o momento interno para cada par destas. Este momento traduz-se na seguinte expressão:

$$M_k^I = V_k \times c_k = k_v \times \gamma \times \frac{c_k^2}{2} \quad (5.15)$$

O momento interno de um sistema é determinado pelo somatório do momento interno de todos os pares de ligadores:

$$M^I = n \times m \times \frac{k_v \times \gamma}{2} \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2 \quad (5.16)$$

Onde:

- $n \rightarrow$ Número de painéis sandwich;
- $m \rightarrow$ Número de vigas a estabilizar;
- $n_k \rightarrow$ Número de pares de ligadores por painel.

O momento interno gerado tem que ser equilibrado com o momento exterior. O momento externo é definido pela seguinte expressão:

$$M^E = F \times L = S \times \gamma \times L \quad (5.17)$$

A igualdade entre o momento interno e externo origina a expressão da rigidez ao corte, S :

$$S = \frac{k_v}{2 \times L} \times n \times m \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2 \quad (5.18)$$

Para a estabilização de cada madre à rigidez ao corte:

$$S_i = \frac{k_v}{2 \times L} \times n \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2 \quad (5.19)$$

Esta última pode ser simplificada para a seguinte expressão:

$$S_i = \frac{k_v}{2 \times B} \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2 \quad (5.20)$$

Onde:

- $B \rightarrow$ Largura de um painel sandwich.

5.2.2.2 Rigidez das ligações

A ECCS prevê duas metodologias para a determinação da rigidez das ligações, sendo estas por via experimental ou analítica. Esta última metodologia, na sequência da investigação desenvolvida por Käpplein, indica um conjunto de parâmetros essenciais para a determinação desta rigidez, sendo este constituido por:

- Rigidez à flexão, EI , do ligador;
- Fixação da cabeça do ligador (mola rotacional);
- Fixação do ligador na estrutura de suporte (mola rotacional de rigidez C_{sup});
- Alongamento do furo na face interna da chapa (mola longitudinal com rigidez k_{F2});
- Alongamento do furo na face externa da chapa (mola longitudinal com rigidez k_{F1});

A ECCS prevê um conjunto de condições, a serem cumpridas, para que as fórmulas de determinação analítica sejam aplicáveis. Este conjunto é definido por:

- Diâmetro nominal do ligador:

$$5.5 \text{ mm} \leq d \leq 8.0 \text{ mm}$$

- Espessura total do painel:

$$D \geq 40 \text{ mm}$$

- Espessura do núcleo da face interior do painel, $t_{cor,F2}$:

$$0.40 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 1.0 \text{ mm}$$

- Espessura do núcleo da estrutura de suporte, $t_{cor,sup}$:

$$1.5 \text{ mm} \leq t_{cor,sup} \leq 10 \text{ mm}$$

Se os valores de $t_{cor,sup}$ e $t_{cor,F2}$ se encontrarem fora dos respectivos intervalos, para efeito de cálculo, estes devem ser considerados iguais ao limite.

A rigidez de translação da ligação com recurso a parafusos auto-perfurantes ou auto-roscantes pode ser calculada com recurso à seguinte expressão:

$$k_v = \frac{1}{\frac{x_F}{k_{F2}} + \frac{t_{cor,sup}^2 + (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}}{4 \times C_{sup}} + \frac{3 \times (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}^2 + t_{cor,sup}^3}{24 \times EI}} \quad (5.21)$$

Onde:

- $t_{cor,sup}$ → Espessura do núcleo da estrutura de suporte;
- D → Espessura do painel na zona da furação;

$$x_F = 1 - \frac{\frac{1}{k_{F2}} \frac{D \times t_{cor,sup}}{2 \times C_{sup}} - \frac{D \times t_{cor,sup}^2}{8 \times EI}}{\frac{1}{k_{F2}} + \frac{D^2}{C_{sup}} + \frac{D^2 \times (2 \times D + 3 \times t_{cor,sup})}{6 \times EI}} \quad (5.22)$$

E pelos seguintes parâmetros:

$$EI = 200000 \text{ N/mm}^2 \times \frac{\pi \times d_s^2}{64} \quad (5.23)$$

E:

d_s → Diâmetro da espiga.

- $C_{sup} = 2400 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{t_{cor,sup} \times d_1^5};$ (5.24)

E:

$d_1 \rightarrow$ Menor diâmetro da parte rosca da do ligador.

- $k_{F2} = \begin{cases} 6,93 \times \frac{f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,26 \text{ mm} + 0,8 \times t_{F2}} \rightarrow \text{para } 0,40 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 0,70 \text{ mm} \\ \frac{4,2 \times f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,373 \text{ mm}} \rightarrow \text{para } 0,70 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 1,0 \text{ mm} \end{cases};$ (5.25)

E:

$t_{cor,F2} \rightarrow$ Espessura do núcleo da face interior do painel;

$f_{u,F2} \rightarrow$ Tensão de tração na face interna.

5.2.2.3 Forças Estabilizadoras

A ECCS assume que a força de compressão, F_i , na direção longitudinal da madre é constante. Assim são apresentadas várias expressões, contemplando os esforços e a combinação destes:

- Madre sem esforço axial, sendo a força resultado de um momento fletor, M_d :

$$F_{i,d} = \frac{M_d}{h} \quad (5.26)$$

- Madre sujeita a esforço axial:

$$F_{i,d} = N_d \quad (5.27)$$

- Viga-coluna sujeita a momento fletor e esforço axial – Encurvadura por flexão:

$$F_{i,d} = N_d + \frac{M_d}{h} \quad (5.28)$$

- Viga-coluna sujeita a momento fletor e esforço axial – Encurvadura por flexão-torção:

$$F_{i,d} = \frac{N_d}{2} + \frac{M_d}{h} \quad (5.29)$$

Devido aos efeitos de segunda ordem, o esforço axial de compressão leva a um acréscimo da deformação. Este efeito é considerado através de um fator de amplificação, fator esse definido pela seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \quad (5.30)$$

A NP EN 1993-1-1 prevê o cálculo de uma imperfeição inicial nas madres, sendo esta caracterizada pela seguinte expressão:

$$e_0 = \frac{L}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (5.31)$$

5.2.2.4 Forças nas ligações

As ligações entre o painel sandwich e a madre devem ter no seu dimensionamento um esforço adicional de corte, devido à função estabilizadora do painel. Este acréscimo de esforço deve ser considerado independentemente do grau de restrição conferido ser total.

Os esforços máximos nas ligações são determinadas para os ligadores extremos, tratando-se estes dos ligadores mais esforçados

5.2.2.4.1 Painéis simplesmente apoiados

As cargas aplicadas (ex.: peso próprio, vento e neve) à estrutura, cargas essas que atuam na direção perpendicular ao plano do painel, provocam esforços normais nas ligações. Estes esforços devem ser considerados simultaneamente com os esforços de corte resultante da estabilização. Assim, a força de corte máxima da ligação, $V_{s,máx}$, é obtida através da soma vetorial das duas componente, sendo traduzida pela expressão seguinte:

$$V_{s,máx} = \sqrt{(V_{s,máx}^M)^2 + (V_{s,máx}^Q)^2} \quad (5.32)$$

Na Figura 5.5 é possível observar o momento estabilizador, M_s , resultante da estabilização da madre e os esforços adicionais, Q_s , na direção transversal proveniente do momento de equilíbrio. Caso a distribuição de ligadores no bordo transversal seja constante, o esforço de corte na direção transversal, V^Q , é dado pela seguinte expressão:

$$V_{s,máx}^Q = \frac{m \times M_{s,máx}}{L_s \times n_f} \quad (5.33)$$

Onde:

- $n_f \rightarrow$ Número de ligadores por painel;
- $L_s \rightarrow$ Vão da madre a estabilizar.

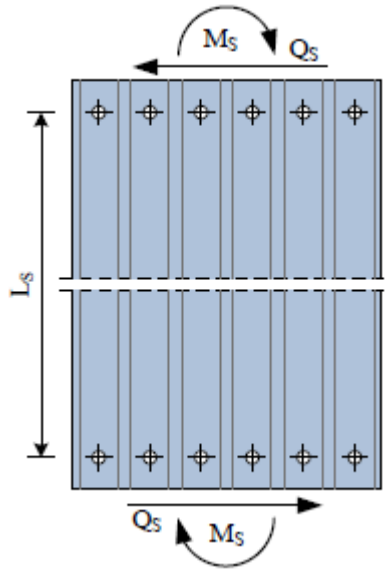


Figura 5.5 – Esforços nas ligações. [22]

O momento estabilizador, M_s , resulta no esforço de corte no parafuso, V_s^M , sendo que este atua na direção longitudinal do painel. O esforço de corte máximo a atuar no ligador é determinado através da seguinte expressão:

$$V_{s,max}^M = \frac{M_{s,max}}{\sum \frac{c_k^2}{c_1}} \quad (5.34)$$

Onde:

- $M_{s,max} \rightarrow$ Momento estabilizador máximo a atuar sobre o painel.

Onde:

$$M_{s,max} = m_{i,max} \times B \quad (5.35)$$

E:

$B \rightarrow$ Largura do painel;

$m_{i,max} \rightarrow$ Momento de restrição máximo nas extremidades do painel. Este momento deve ser suportado pelos ligadores.

$$m_{i,máx} = F_i \times \left(\frac{\pi}{L}\right) \times e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \quad (5.36)$$

5.2.2.5 Limitação da deformação

A deformação é resultado da rotação do painel sandwich em relação à madre, sendo esta determinada através da seguinte expressão:

$$\gamma_{máx} = e_0 \times \frac{\pi}{L} \times \frac{1}{\frac{S_i}{F_i} - 1} \quad (5.37)$$

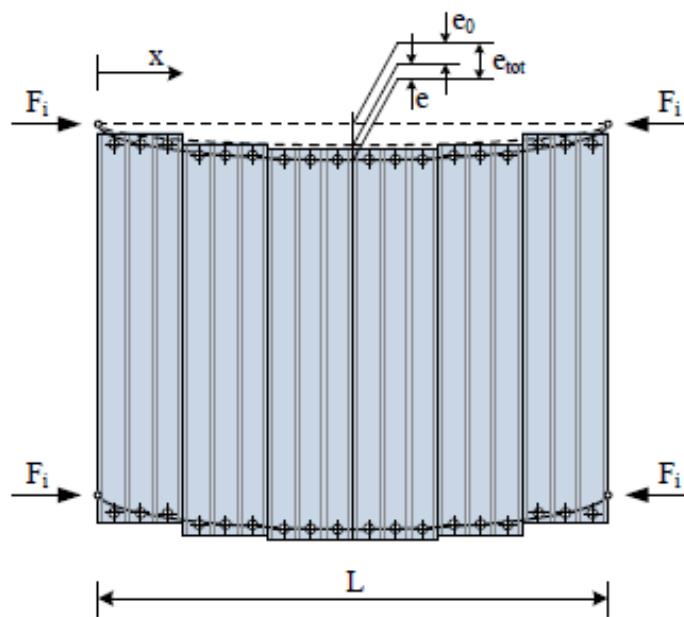


Figura 5.6 – Deformações na madre estabilizada. [22]

A deformação máxima deve ser:

$$\gamma_{máx} \leq \gamma_{lim}$$

Onde:

- γ_{lim} → Definido de acordo com a tipologia da estrutura.

5.3 RESISTÊNCIA DE MADRES SIMPLEMENTE APOIADAS

A EN 1993-1-3, para uma carga gravítica, prevê a satisfação dos critérios da resistência da secção transversal da madre e no caso de esta estar sujeita a um esforço axial de compressão, os critérios de estabilidade do banzo livre devem também ser satisfeitos.

Relativamente a madres sujeitas a cargas ascendentes, esta presume que os mesmos critérios estabelecidos anteriormente sejam cumpridos.

5.3.1 Resistência da secção transversal

Quando uma madre está sujeita a esforço axial de compressão e a uma carga transversal à madre, a resistência da secção transversal deve ser verificada considerando a sobreposição de esforços, como é possível observar na Figura 5.7. Estes esforços devem-se a:

- Momento de flexão no plano, $M_{y,Ed}$;
- Esforço axial, N_{Ed} ;
- Carga lateral equivalente, $q_{h,Ed}$, atuante no banzo livre. Esta carga deve-se à encurvadura lateral.

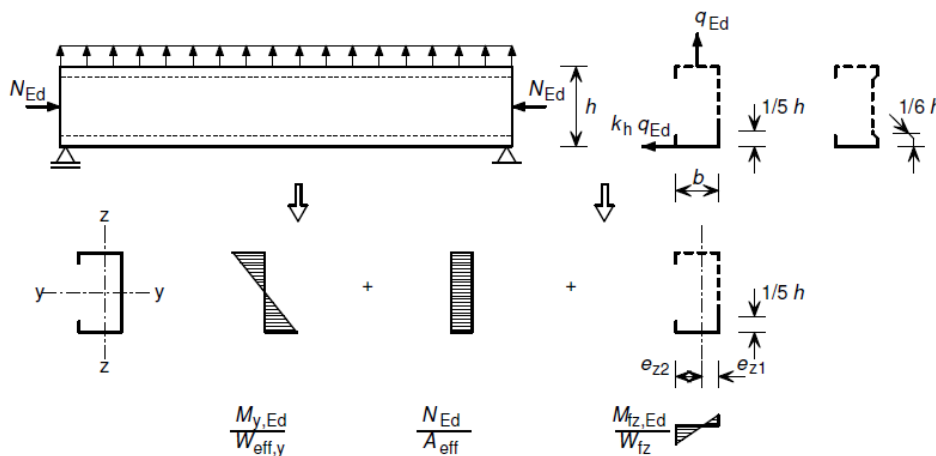


Figura 5.7 – Sobreposição de esforços. [1]

As tensões máximas presentes na secção transversal devem satisfazer as seguintes condições, para banzo travado e livre, respetivamente:

$$\bullet \quad \sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (5.38)$$

$$\bullet \quad \sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (5.39)$$

Onde:

- $\gamma_M = \begin{cases} \gamma_{M0} \rightarrow \text{Se } A_{eff} = A_g; W_{eff,y} = W_{el,y} \text{ e } N_{Ed} = 0; \\ \gamma_{M1} \rightarrow \text{Nas restantes situa\c{c}\~{o}es} \end{cases};$
- $A_{eff} \rightarrow$ \c{A}rea efetiva da sec\c{c}\~{a}o transversal sujeita, unicamente, a esfor\c{c}o axial de compress\~{a}o;
- $f_y \rightarrow$ Tens\~{a}o de ced\~{e}ncia base, definida em 4.2.2;
- $M_{fz,Ed} \rightarrow$ Momento fletor no banzo livre, provocado pela carga equivalente, $q_{h,Ed}$;
- $W_{eff,y} \rightarrow$ M\~{o}dulo de flex\~{a}o efetivo em torno do eixo y ;
- $W_{fz} \rightarrow$ M\~{o}dulo de flex\~{a}o el\c{a}stico da sec\c{c}\~{a}o bruta do banzo livre e parte da alma. O contributo da alma para perfis em C e Z \c{e} dado por $1/5 \times h$, medido a partir do ponto de passagem do banzo para a alma. Para perfis em Σ , esta altura \c{e} dada por $1/6 \times h$. Ver Figura 5.7.

A verifica\c{c}\~{a}o do cumprimento das tens\~{o}es m\c{a}ximas presentes na sec\c{c}\~{a}o transversal deve ser realizada para a a\c{c}\~{a}o de cargas grav\c{a}ticas e ascendentes.

A EN 1993-1-3 define a carga equivalente, $q_{h,Ed}$, que atua no banzo livre pela seguinte express\~{a}o:

$$q_{h,Ed} = k_h \times q_{Ed} \quad (5.40)$$

Onde:

- $k_h \rightarrow$ Fator de carga lateral equivalente, definido na Figura 5.8;
- $q_{Ed} \rightarrow$ Carga atuante;
- $k_{h0} \rightarrow$ Fator de carga lateral n banzo livre, aplicada no centro de corte.

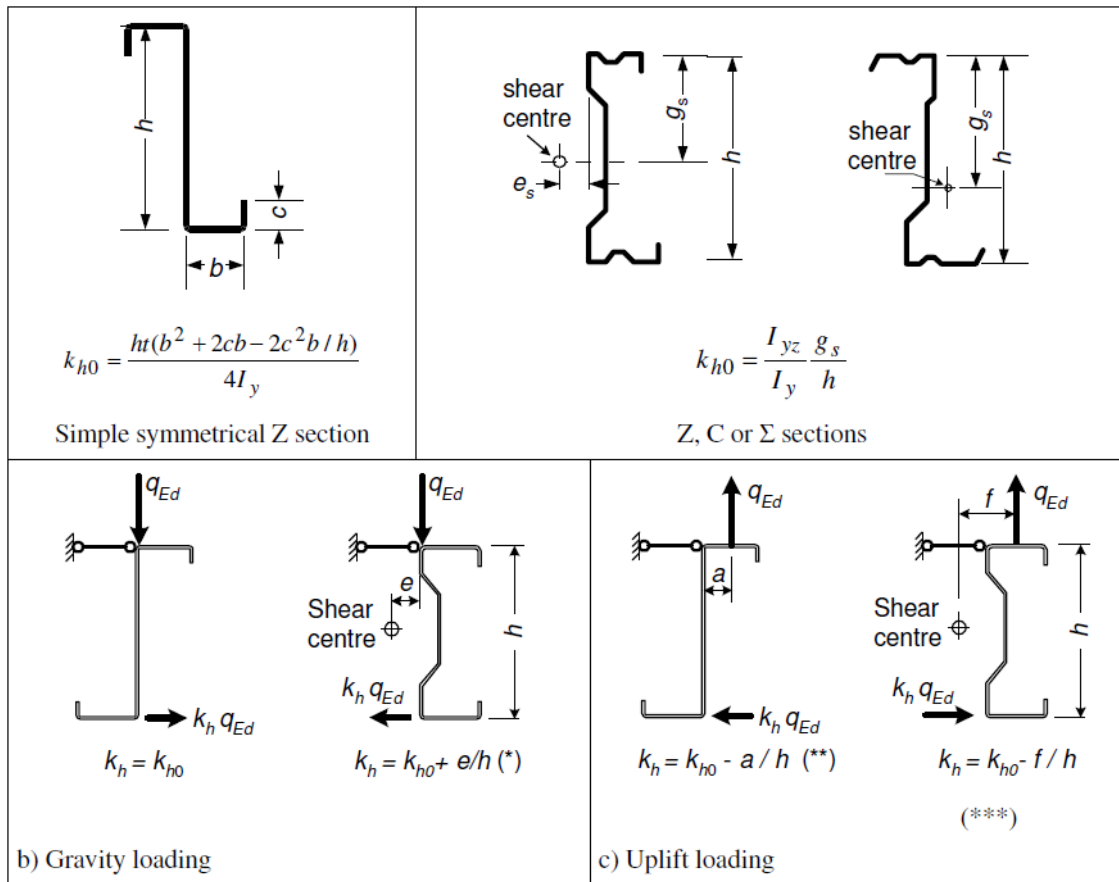


Figura 5.8 – Conversão da carga atuante em carga lateral equivalente. [1]

O momento de flexão do banzo livre, $M_{fz,Ed}$, deve ser determinado através da seguinte expressão:

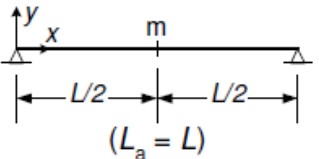
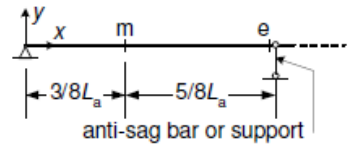
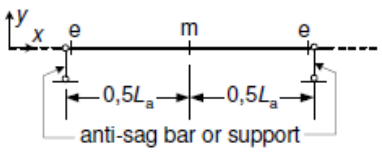
$$M_{fz,Ed} = \kappa_R \times M_{0,fz,Ed} \tag{5.41}$$

Onde:

- $M_{0,fz,Ed}$ → Momento fletor inicial no banzo livre;
- κ_R → Fator de correção.

As expressões para a determinação do momento fletor inicial e do fator de correção são apresentadas na Tabela 5.6. Nesta tabela são apresentadas expressões para as zonas críticas do vão da viga: apoios, meio vão, sobre barras “anti-sag” e entre estas. A EN 1993-1-3, tal como tem ocorrido ao longo deste documento, prevê a aplicabilidade das expressões presentes na Tabela 5.6, desde que a condição $R \leq 40$ seja cumprida.

Tabela 5.6 – Valores do momento inicial, $M_{0,fz,Ed}$ e do fator de correção, κ_R . [1]

System	Location	$M_{0,fz,Ed}$	κ_R
	m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
	m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
	m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

O fator de correção, κ_R , de acordo com as condições fronteira e a localização da carga, deve ser determinado através do valor do coeficiente de rigidez do apoio, R . Este é determinado através da seguinte expressão:

$$R = \frac{K \times L_a^4}{\pi^4 \times E \times I_{fz}} \quad (5.42)$$

Onde:

- I_{fz} → Momento de inércia da secção bruta do banzo livre e parte da alma;
- K → Rigidez da mola lateral por unidade de comprimento;

- $L_a \rightarrow$ Distância entre barras “anti-sag”. Na ausência destas assume o valor do vão da madre.

A rigidez da mola lateral, determinada através da EN 1993-1-3, traduz-se na seguinte expressão:

$$\frac{1}{K} = \frac{4 \times (1 - \nu^2) \times h^2 \times (h_d + b_{mod})}{E \times t^3} + \frac{h^2}{C_D} \quad (5.43)$$

Onde:

- $\nu \rightarrow$ Coeficiente de Poisson;
- $t \rightarrow$ Espessura da madre;
- $h_d \rightarrow$ Altura do desenvolvimento da madre;
- $h \rightarrow$ Altura bruta da madre;
- $C_D \rightarrow$ Restrição à rotação dada pelo painel sandwich;
- $b_{mod} \begin{cases} a \rightarrow \text{para forças equivalente que põe a madre em contacto com o painel} \\ 2 \times a + b \rightarrow \text{para forças equivalente que põe o banzo superior da madre em contacto com o painel} \end{cases}$;
- $a \rightarrow$ Distância entre o ligador e a alma da madre;
- $b \rightarrow$ Largura do banzo onde é efetuada a ligação ao painel.

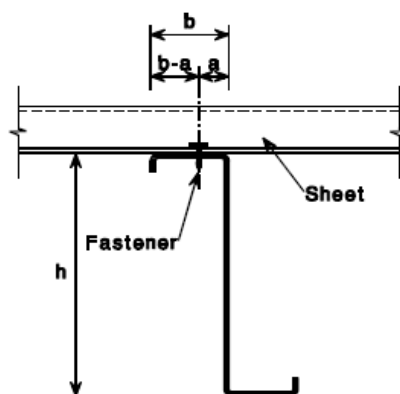


Figura 5.9 – Madre ligada ao painel. [1]

5.3.2 Resistência à encurvadura do banzo livre

A resistência à encurvadura do banzo livre deve ser verificada, caso este se encontre comprimido. A segurança diz-se verificada, caso a seguinte expressão seja cumprida:

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (5.44)$$

Onde:

- χ_{LT} → Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral. Na determinação deste coeficiente, a EN 1993-1-3 recomenda a utilização dos valores definidos na NP EN 1993-1-1 para a curva b ($\alpha_{LT} = 0.34$, $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.4$ e $\beta = 0.75$). O Anexo Nacional define valores diferentes para estes coeficientes, sendo estes $\alpha_{LT} = 0.34$, $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$ e $\beta = 1.0$.

A esbelteza relativa para a encurvadura por flexão do banzo livre, $\bar{\lambda}_{fz}$, deve ser obtida através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz}/i_{fz}}{\lambda_1} \quad (5.45)$$

Onde:

- $l_{fz} = \eta_1 \times L_a \times (1 + \eta_2 \times R^{\eta_3})^{\eta_4}$;

E:

- Os valores de η dependem do número de barras “anti-sag” e dão definidos nas Tabela 5.7 e
- Tabela 5.8.
- $\lambda_1 = \pi \times [E/f_{yb}]^{0,5}$.

A encurvadura do banzo livre deve ser verificada, como referido anteriormente, quando este se encontra comprimido. Assim sendo esta verificação deve ser efetuada para cargas gravíticas e para cargas ascendentes.

O banzo livre encontra-se comprimido, para cargas gravíticas, quando a madre apresenta continuidade. É necessário proceder à verificação de segurança na zona sobre os apoios como demonstra a Figura 5.10.

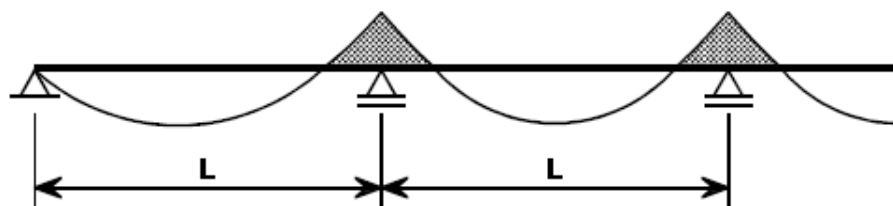


Figura 5.10 – Compressão do banzo livre – cargas gravíticas. [1]

No caso de cargas ascendentes, a zona comprimida é inversa a representada na Figura 5.10, no caso de uma madre continua. Tratando-se de uma madre simplesmente apoiada a verificação deve ser efetuada para L .

Tabela 5.7 – Coeficientes η para cargas gravíticas. [1]

CARGAS GRAVÍTICAS					
Situação	Número de Barras anti-sag	η_1	η_2	η_3	η_4
Vão Extremo	0	0,414	1,720	1,110	-0,178
Vão Intermédio		0,657	8,170	2,220	-0,107
Vão Extremo	1	0,515	1,260	0,868	-0,242
Vão Intermédio		0,596	2,330	1,150	-0,192
Vão Extremo e Intermédio	2	0,596	2,330	1,150	-0,192
Vão Extremo e Intermédio	3 ou 4	0,694	5,450	1,270	-0,168

Tabela 5.8 – Coeficientes η para cargas ascendentes. [1]

CARGAS ASCENDENTES					
Situação	Número de Barras anti-sag	η_1	η_2	η_3	η_4
Vão Simples	0	0,694	5,450	1,270	-0,168
Vão Extremo		0,515	1,260	0,868	-0,242
Vão Intermédio		0,306	0,232	0,742	-0,279
Vão Extremo e Vão Simples	1	0,800	6,750	1,490	-0,155
Vão Intermédio		0,515	1,260	0,868	-0,242
Vão Simples	2	0,902	8,550	2,180	-0,111
Vão Extremo e Intermédio		0,800	6,750	1,490	-0,155
Vão Extremo e Vão Simples	3 ou 4	0,902	8,550	2,180	-0,111
Vão Intermédio		0,800	6,750	1,490	-0,155

6 CASO PRÁTICO

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A proposta efetuada pela empresa CCAD – Serviços de Engenharia, Lda consistiria no dimensionamento de uma cobertura de um edifício de distribuição em perfis de aço enformados a frio. Para que a realização deste fosse possível, foi necessário efetuar uma pesquisa aprofundada sobre a regulamentação e conceitos teóricos aplicáveis.

Com a prospeção do mercado, foi possível constatar que a grande maioria das tabelas de propriedades dadas pelos fornecedores, desta tipologia de perfis, se encontram incorretas. No seguimento desta constatação, procedeu-se à elaboração de uma folha de cálculo que permitisse determinar as propriedades, bem como efetuar todas as verificações de segurança presentes na EN 1993-1-3 e na NP EN 1993-1-1 Parte 1-1 e 1-5. Tratando-se de uma cobertura, foram incluídas também as diretrizes da ECCS para o travamento das madres pelo painel sandwich e da EN 1993-1-3 para a instabilidade do banzo livre. A folha de cálculo foi elaborada para um perfil de secção transversal em “C” (perfil com reforços simples de extremidade) e será descrita no ponto 6.2. Neste mesmo ponto será apresentada a folha desenvolvida para as verificações de segurança, relativamente a um outro perfil utilizado no dimensionamento da cobertura.

No ponto 6.3 será efetuada a descrição do dimensionamento da cobertura, sendo que a solução adotada passa por asnas treliçadas e madres simples, de secção transversal em “C”. Neste dimensionamento foram consideradas as ações segundo o *Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes* e a NP EN 1991 Parte 1-1 que diz respeito às *Ações gerais em estruturas* e Parte 1-4 respeitante às *Ações do vento*.

6.2 FOLHAS DE CÁLCULO

As dificuldades de modelação e o elevado esforço computacional necessário para as verificações de segurança, torna ainda proibitivo o recurso a programa de cálculo para o dimensionamento de estruturas com perfis enformados a frio. Assim sendo foram desenvolvidas duas folhas de cálculo, uma para a determinação das propriedades de um perfil “C” e consequentes verificações de segurança e uma outra onde serão efetuadas as verificações de segurança de um perfil TUBULAR da empresa “BARRAFERROS”.

No ponto 6.2.1.1 será descrito o funcionamento da folha de cálculo de um perfil “C”, sendo dado um exemplo da aplicabilidade da mesma. No ponto 6.2.1.2 será apresentada a folha de cálculo para o perfil TUBULAR e a aplicabilidade da mesma. Em anexo serão apresentadas as informações dadas pelo fornecedor para estes perfis.

6.2.1.1 Folha de cálculo para um perfil “C”

A folha de cálculo respetiva ao perfil “C” é constituída por treze separadores e tem por base o estipulado no ponto 4, sendo estes discriminados de seguida:

- Cálculo das propriedades idealizadas da secção transversal;
- Cálculo das propriedades nominais da secção transversal;
- Tensões para esforços máximos na secção transversal;
- Classificação da secção transversal;
- Propriedades da secção transversal efetiva – contabilização da instabilidade local;
- Propriedades da secção transversal efetiva – contabilização da instabilidade distorcional;
- Propriedades geométricas efetivas da secção transversal;
- Verificações de segurança;
- Instabilidade global;
- Final – impressão;

- Ligações madre/revestimento de cobertura;
- Travamentos das madres;
- Resistência da secção transversal das madres.

O exemplo que se segue terá por base o perfil “C” 140x60x20 com uma espessura de 1.8 mm da empresa “O FELIZ”.

6.2.1.1.1 Cálculo das propriedades idealizadas da secção transversal

Na Tabela 6.1 apresentam-se as células de introdução das dimensões geométricas dos perfis (células de cor salmão), sendo representado nesta o método linear, as dimensões da secção idealizada e a espessura do núcleo. O método linear, representativo das dimensões dos elementos retos dos perfis, é utilizado como auxílio para a determinação das propriedades da secção bruta, tanto idealizada como nominal. Relativamente à espessura base da chapa, é possível introduzir as diferentes espessuras dos recobrimentos bem como a tolerância de fabrico.

Tabela 6.1– Introdução das dimensões geométricas dos perfis.

Método Linear	n=	4	"dobras"
	r=	1,8	mm
	h_{tot} =	140	mm
	h_s =	132,9	mm
	b =	60	mm
	b_s =	52,9	mm
	c =	20	mm
	c_s =	16,45	mm
	t =	1,75	mm
	A_c =	7,353	
A_w =	504,713		
Secção Idealizada	h_c =	138,25	mm
	b_c =	58,25	mm
	c_c =	19,125	mm

Espessura Base da Chapa de Aço:		
t_{nom} =	1,8	mm
t_{coat} =	0,05	mm
tol=	5	%
t_{cor} =	1,75	mm

Na Tabela 6.2 estão representadas as células relativas às verificações de aplicabilidade. Como descrito anteriormente, caso estas não sejam cumpridas, é necessário proceder à mudança do perfil ou proceder à determinação das propriedades com recurso a ensaios experimentais. As células de verificação apresentam a cor verde ou vermelha, respetivamente verificação ou não da condição. Estas células encontram-se ligadas às células de entrada, representadas na Tabela 6.1, referentes às dimensões geométricas da secção transversal do perfil e apresentam uma formatação condicional.

Tabela 6.2 – Verificações de aplicabilidade da EN 1993-1-3.

Verificação das Condições Geométricas da Secção:			
$b/t \leq 60$	OK		
$c/t \leq 50$	OK		
$h/t \leq 500$	OK		
Secções Reforçadas:			
$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6$	OK		
Secção Idealizada - Condições:			
$r \leq \begin{cases} 5 \times t \\ 0,10 \times b_p \end{cases} \leftrightarrow r \leq$	$\begin{matrix} 8,75 \\ 5,668 \end{matrix}$	OK	

Aplicabilidade das Regras do EC 3-1-3:		
$0,45 \text{ mm} \leq t_{\text{cor}} \leq 15 \text{ mm}$	OK	
$r \leq 0,04 \times t \times \frac{E}{f_{y,b}}$	OK	

Na Tabela 6.3 estão representados os coeficientes parciais de segurança definidos no ponto 4.2.2, bem como as propriedades do material. As células de entrada, correspondentes às propriedades do aço, devem ser preenchidas com o tipo de aço da chapa que deu origem ao perfil, sendo este compatível com o estipulado na EN 1993-1-3. A tensão de cedência média, $f_{y,a}$, é calculada automaticamente após o preenchimento das células de entrada. Para o cálculo desta propriedade, foi fixado o valor do coeficiente $k = 7$, sendo este correspondente ao tipo de enformagem por laminagem a frio.

Tabela 6.3 – Coeficientes parciais de segurança e propriedades do aço.

Coeficientes Parciais de Segurança	$\gamma_{M0} =$	1,000		
	$\gamma_{M1} =$	1,000		
	$\gamma_{M2} =$	1,250		

Aço:	E=	210	GPa
	$f_{y,b} =$	320	MPa
	$f_u =$	390	MPa
	G=	81	GPa
	k=	7	
	$f_{y,a} =$	331,893	MPa

Na determinação das propriedades, foi efetuada a divisão da secção em cinco partes, de acordo com o estipulado no ponto 4.2.4. Estas partes foram definidas de 0 a 5, sendo a título de exemplo a primeira secção constituída pelos nós 0 (nó inicial) e 1 (nó final).



Figura 6.1 – Gráfico correspondente à secção bruta idealizada.

Na Tabela 6.4 estão representadas as coordenadas de cada secção, sendo estas calculadas automaticamente de acordo com o referencial da Tabela 6.4. Nesta, está representada ainda a área correspondente a cada troço do elemento.

Tabela 6.4 – Coordenadas das secções e respetivas áreas.

Parte 1		
$t_1 =$	1,750	mm
$y_0 =$	58,250	mm
$y_1 =$	58,250	mm
$z_0 =$	19,125	mm
$z_1 =$	0,000	mm
$dA_1 =$	33,469	mm^2

Parte 2		
$t_2 =$	1,750	mm
$y_1 =$	58,250	mm
$y_2 =$	0,000	mm
$z_1 =$	0,000	mm
$z_2 =$	0,000	mm
$dA_2 =$	101,938	mm^2

Parte 3		
$t_3 =$	1,750	mm
$y_2 =$	0,000	mm
$y_3 =$	0,000	mm
$z_2 =$	0,000	mm
$z_3 =$	138,250	mm
$dA_3 =$	241,938	mm^2

Parte 4		
$t_4 =$	1,750	mm
$y_3 =$	0,000	mm
$y_4 =$	58,250	mm
$z_3 =$	138,250	mm
$z_4 =$	138,250	mm
$dA_4 =$	101,938	mm^2

Parte 5		
$t_5 =$	1,750	mm
$y_4 =$	58,250	mm
$y_5 =$	58,250	mm
$z_4 =$	138,250	mm
$z_5 =$	119,125	mm
$dA_5 =$	33,469	mm^2

Com as coordenadas, é possível assim determinar as propriedades da secção transversal bruta idealizada, como demonstra a Tabela 6.5. Estas propriedades foram determinadas de acordo com o estipulado no ponto 4.2.4.

Tabela 6.5 – Propriedades da secção transversal da secção bruta idealizada.

Área da Secção Transversal		
$A_{sh} =$	512,750	mm^2
Momento Estático da Secção em Torno de y_0 e Coordenada z do Centro de Gravidade		
$S_{y_0} =$	35443,844	mm^3
$Z_{gc,sh} =$	69,125	mm
Momento de Inércia da Secção em Torno de y_0 e Inércia Aproximada da Secção em torno de y (passando pelo centro de gravidade)		
$I_{y_0} =$	4049085,697	mm^4
$I_{y,sh} =$	1599029,997	mm^4
Momento Estático da Secção em Torno de z_0 e Coordenada y do Centro de Gravidade		
$S_{z_0} =$	9836,969	mm^3
$Y_{gc,sh} =$	19,185	mm
Momento de Inércia da Secção em Torno de z_0 e Inércia Aproximada da Secção em torno de z (passando pelo centro de gravidade)		
$I_{z_0} =$	457709,993	mm^4
$I_{z,sh} =$	268990,434	mm^4
Produto de Inércia da Secção em torno de yz_0 e Inércia Aproximada da Secção em torno de yz		
$I_{yz_0} =$	679980,465	mm^4
$I_{yz,sh} =$	0,000	mm^4

Na Tabela 6.6 estão representadas as coordenadas sectoriais relativamente ao centro de gravidade (células sem preenchimento) e ao centro de corte (células de cor cinzenta). Tratando-se de um processo encadeado estas não poderiam ser determinadas sem que as coordenadas presentes na Tabela 6.4 fossem determinadas.

Tabela 6.6 – Coordenadas sectoriais e coordenadas sectoriais relativamente ao centro de corte.

Parte 1		Parte 2		Parte 3	
$\omega_0 =$	0,000	$\omega_{0_2} =$	0,000	$\omega_{0_3} =$	0,000
$\omega_{0_1} =$	-1114,031	$\omega_{1_2} =$	-1114,031	$\omega_{1_3} =$	-1114,031
$\omega_{1_1} =$	-1114,031	$\omega_{2_2} =$	-1114,031	$\omega_{2_3} =$	-1114,031
$\omega_{s_1} =$	2019,363	$\omega_{s_2} =$	-2007,168	$\omega_{s_3} =$	2007,168
$\omega_{s_0} =$	3688,723	$\omega_{s_1} =$	2019,363	$\omega_{s_2} =$	-2007,168
Parte 4		Parte 5			
$\omega_{0_4} =$	-8053,063	$\omega_{0_5} =$	-1114,031		
$\omega_{3_4} =$	-1114,031	$\omega_{4_5} =$	-9167,094		
$\omega_{4_4} =$	-9167,094	$\omega_{5_5} =$	-10281,125		
$\omega_{s_4} =$	-2019,363	$\omega_{s_5} =$	-3688,723		
$\omega_{s_3} =$	2007,168	$\omega_{s_4} =$	-2019,363		

Após a determinação das coordenadas sectoriais, é possível obter as constantes sectoriais necessárias para a definição da posição do centro corte e consequentemente a constante de empenamento, sendo possível observar na Tabela 6.7 estas propriedades, bem como a constante de torção e o momento de

inércia polar. As células de cor verde presentes na Tabela 6.7 representam as propriedades de maior relevância a ser obtida para o perfil.

Tabela 6.7 – Constantes sectoriais, coordenadas do centro de corte e constante de empenamento.

Eixos Principais e Momentos Principais de Inércia da Secção				Coordenadas do Centro de Corte da Secção			
		$(I_x - I_y) =$	-1330039,564 mm^4	$y_{sc} =$	-29,037 mm		
→	$\alpha \leftrightarrow \beta =$	0,000	graus	$z_{sc} =$	69,125 mm		
Distância Entre o Centro de Corte e o Centro de Gravidade							
$I_\xi = I_u =$	1599029,997	mm^4		$y_g =$	-48,222 mm		
$I_\eta = I_v =$	268990,434	mm^4		$z_g =$	0,000 mm		
Coordenadas Sectoriais Médias				Constante de Empenamento			
$S_\omega = I_\omega =$	-1251199,988	mm^4		$I_{w,sh} =$	1166813011,908	mm^6	
$\omega_{mean} =$	-2440,176	mm^2		Inércia de Torção			
Constantes Sectoriais				$I_{t,sh} =$	523,432	mm^4	
				$W_t =$	299,104	mm^3	
$I_{y\omega_0} =$	-42597893,893	mm^6		Coordenada Sectorial Máxima e Módulo de Empenamento			
$I_{y\omega} =$	-18593963,742			$\omega_{m\acute{a}x} =$	3688,723	mm^2	
$I_{z\omega_0} =$	-132919898,695	mm^6		$W_\omega =$	316318,960	mm^3	
$I_{z\omega} =$	-46430699,505			Momento Polar de Inércia Relativamente ao Centro de Corte			
$I_{\omega\omega_0} =$	6853466822,055			$I_p =$	3060325,582	mm^4	
$I_{\omega\omega} =$	3800319263,450						

Na Tabela 6.8 estão representados os coeficientes parciais de assimetria e as coordenadas dos nós segundo os eixos principais centrais de inércia. Estes representam um cálculo intermédio para a determinação dos momentos estáticos da secção em torno dos eixos principais centrais de inércia bem como dos coeficientes gerais de assimetria, presentes na Tabela 6.9. Estes valores são gerados automaticamente e obtidos através do estabelecido no ponto 4.2.4.

Tabela 6.8 – Coeficientes parciais de assimetria e coordenadas dos nós no centro de gravidade.

Parte 1			Parte 2			Parte 3		
$y_{c1} =$	39,065	mm	$y_{c2} =$	9,940	mm	$y_{c3} =$	-19,185	mm
$y_1 =$	6673655,393	mm	$y_2 =$	5801410,486	mm	$y_3 =$	-9101104,34	mm
$z_{c1} =$	-59,563	mm	$z_{c2} =$	-69,125	mm	$z_{c3} =$	0,000	mm
$z_1 =$	-10296791,96	mm	$z_2 =$	-36358378,32	mm	$z_3 =$	0	mm
$u_{0,s} =$	39,065	mm	$u_{1,s} =$	39,065	mm	$u_{2,s} =$	-19,185	mm
$v_{0,s} =$	-50,000	mm	$v_{1,s} =$	-69,125	mm	$v_{2,s} =$	-69,125	mm
$u_{1,s} =$	39,065	mm	$u_{2,s} =$	-19,185	mm	$u_{3,s} =$	-19,185	mm
$v_{1,s} =$	-69,125	mm	$v_{2,s} =$	-69,125	mm	$v_{3,s} =$	69,125	mm
$u_0 =$	39,065	mm	$u_1 =$	39,065	mm	$u_2 =$	-19,185	mm
$v_0 =$	-50,000	mm	$v_1 =$	-69,125	mm	$v_2 =$	-69,125	mm
$u_1 =$	39,065	mm	$u_2 =$	-19,185	mm	$u_3 =$	-19,185	mm
$v_1 =$	-69,125	mm	$v_2 =$	-69,125	mm	$v_3 =$	69,125	mm
$u_{1,cg} =$	39,065	mm	$u_{2,cg} =$	9,940	mm	$u_{3,cg} =$	-19,185	mm
$v_{1,cg} =$	-59,563	mm	$v_{2,cg} =$	-69,125	mm	$v_{3,cg} =$	0,000	mm

Parte 4			Parte 5		
$y_{c4} =$	9,940	mm	$y_{c5} =$	39,065	mm
$y_4 =$	5801410,486	mm	$y_5 =$	6673655,39	mm
$z_{c4} =$	69,125	mm	$z_{c5} =$	59,563	mm
$z_4 =$	36358378,32	mm	$z_5 =$	10296792	mm
$u_{3,s} =$	-19,185	mm	$u_{4,s} =$	39,065	mm
$v_{3,s} =$	69,125	mm	$v_{4,s} =$	69,125	mm
$u_{4,s} =$	39,065	mm	$u_{5,s} =$	39,065	mm
$v_{4,s} =$	69,125	mm	$v_{5,s} =$	50,000	mm
$u_3 =$	-19,185	mm	$u_4 =$	39,065	mm
$v_3 =$	69,125	mm	$v_4 =$	69,125	mm
$u_4 =$	39,065	mm	$u_5 =$	39,065	mm
$v_4 =$	69,125	mm	$v_5 =$	50,000	mm
$u_{4,cg} =$	9,940	mm	$u_{5,cg} =$	39,065	mm
$v_{4,cg} =$	69,125	mm	$v_{5,cg} =$	59,563	mm

Tabela 6.9 – Momentos estáticos da secção em torno dos e.p.c.i. e coeficientes gerais de assimetria.

Momento Estático da Secção em Torno de u e Coordenada v do Centro de Gravidade		
$S_u =$	0,000	mm^3
$v_{gc} =$	0,000	mm
Momento Estático da Secção em Torno de v e Coordenada u do Centro de Gravidade		
$S_v =$	0,000	mm^3
$u_{gc} =$	0,000	mm
Coeficientes de Assimetria		
$y_j =$	-77,682	mm
$z_j =$	0,000	mm

Para a determinação das tensões para esforços máximos na secção transversal é necessário proceder-se a uma série de cálculos intermédios, apresentados na Tabela 6.10. Estes valores correspondem às coordenadas das fibras extremas segundo os eixos principais centrais de inércia (e.p.c.i.). É ainda necessário determinar as coordenadas das fibras extremas, sendo estas apresentadas na

Tabela 6.11. Obtidos estes valores, é possível assim definir a relação entre as tensões máximas nas fibras, Tabela 6.12.

Tabela 6.10 – Coordenadas das fibras extremas segundo os eixos principais centrais de inércia.

Parte 1		
$u_{1,min}$	=	38,190 mm
$v_{1,min}$	=	-69,125 mm
$u_{1,máx}$	=	39,940 mm
$v_{1,máx}$	=	-50,000 mm
Δ_u	=	0,000 mm
Δ_v	=	-19,125 mm
θ_k	=	270,000 °
α	=	0,000 °
$Sen(\theta_k + \alpha)$	=	-1,000 °
$-Sen(\theta_k + \alpha)$	=	1,000 °
$Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$-Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °

Parte 2		
$u_{2,min}$	=	-19,185 mm
$v_{2,min}$	=	-70,000 mm
$u_{2,máx}$	=	39,065 mm
$v_{2,máx}$	=	-68,250 mm
Δ_u	=	-58,250 mm
Δ_v	=	0,000 mm
θ_k	=	180,000 °
α	=	0,000 °
$Sen(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$-Sen(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$Cos(\theta_k + \alpha)$	=	-1,000 °
$-Cos(\theta_k + \alpha)$	=	1,000 °

Parte 3		
$u_{3,min}$	=	-20,060 mm
$v_{3,min}$	=	-69,125 mm
$u_{3,máx}$	=	-18,310 mm
$v_{3,máx}$	=	69,125 mm
Δ_u	=	0,000 mm
Δ_v	=	138,250 mm
θ_k	=	90,000 °
α	=	0,000 °
$Sen(\theta_k + \alpha)$	=	1,000 °
$-Sen(\theta_k + \alpha)$	=	-1,000 °
$Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$-Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °

Parte 4		
$u_{4,min}$	=	-19,185 mm
$v_{4,min}$	=	68,250 mm
$u_{4,máx}$	=	39,065 mm
$v_{4,máx}$	=	70,000 mm
Δ_u	=	58,250 mm
Δ_v	=	0,000 mm
θ_k	=	0,000 °
α	=	0,000 °
$Sen(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$-Sen(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$Cos(\theta_k + \alpha)$	=	1,000 °
$-Cos(\theta_k + \alpha)$	=	-1,000 °

Parte 5		
$u_{5,min}$	=	38,190 mm
$v_{5,min}$	=	50,000 mm
$u_{5,máx}$	=	39,940 mm
$v_{5,máx}$	=	69,125 mm
Δ_u	=	0,000 mm
Δ_v	=	-19,125 mm
θ_k	=	270,000 °
α	=	0,000 °
$Sen(\theta_k + \alpha)$	=	-1,000 °
$-Sen(\theta_k + \alpha)$	=	1,000 °
$Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °
$-Cos(\theta_k + \alpha)$	=	0,000 °

Tabela 6.11 – Coordenadas das fibras extremas segundo os e.p.c.i.

Coordenadas das Fibras Extremas da Secção Segundo os Eixos u e v		
u_{min}	=	-20,060 mm
$u_{máx}$	=	39,940 mm
v_{min}	=	-70,000 mm
$v_{máx}$	=	70,000 mm

Tabela 6.12 – Razão entre às tensões máximas nas fibras.

Parte 1		Parte 2		Parte 3	
$\frac{\sigma_0^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= -0,7143	$\frac{\sigma_1^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= -0,9875	$\frac{\sigma_2^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= -0,9875
$\frac{\sigma_0^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781	$\frac{\sigma_1^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781	$\frac{\sigma_2^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= -0,4803
$\frac{\sigma_1^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= -0,9875	$\frac{\sigma_2^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= -0,9875	$\frac{\sigma_3^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= 0,9875
$\frac{\sigma_1^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781	$\frac{\sigma_2^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= -0,4803	$\frac{\sigma_3^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= -0,4803

Parte 4		Parte 5	
$\frac{\sigma_3^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= 0,9875	$\frac{\sigma_4^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= 0,9875
$\frac{\sigma_3^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= -0,4803	$\frac{\sigma_4^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781
$\frac{\sigma_4^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= 0,9875	$\frac{\sigma_5^{Mu}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mv}}$	= 0,7143
$\frac{\sigma_4^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781	$\frac{\sigma_5^{Mv}}{\sigma_{máx.Ed}^{Mu}}$	= 0,9781

Como referido no ponto 4.2.3.1, as propriedades da secção bruta idealizada devem ser corrigidos, afetando-se estas pelo fator δ . Assim sendo, apresentam-se na Tabela 6.13 as propriedades corrigidas da secção, contabilizando a influência dos cantos curvos.

Tabela 6.13 – Propriedades da secção transversal corrigidas.

Propriedades da Secção (Influência dos Cantos Curvos Reduzida)							
$r \leq \begin{cases} 5 \times t \\ 0,10 \times b_p \end{cases}$	$\leftrightarrow r \leq$	8,750	ok				
		5,290	↓				
			$\delta =$	0,0106	\rightarrow	$A_{Total} =$	507,332 mm ²
						$I_\xi = I_u =$	1565237,527 mm ⁴
						$I_\eta = I_v =$	263305,831 mm ⁴
						$I_w =$	1117496246,245 mm ⁶

6.2.1.1.2 Cálculo das propriedades nominais da secção transversal

A metodologia para a determinação das propriedades nominais da secção transversal do perfil “C” é em tudo semelhante à exposta no ponto 6.2.1.1.1, pelo que serão apresentadas somente as principais diferenças.

Tabela 6.14 – Determinação das larguras nominais.

Larguras Nominais	n=	4	"dobras"	Larguras Nominais	t=	1,750	mm
	$\phi =$	90	°		$h_p =$	136,683	mm
	r =	1,8	mm		$b_p =$	56,683	mm
	$r_m =$	2,675	mm		$c_p =$	18,342	mm
	$f_r =$	1,892	mm				
	$g_r =$	0,783	mm				

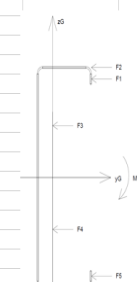
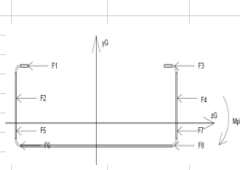
Na Tabela 6.14 encontra-se representado o raio médio (r_m), a largura até ao ponto médio da curva (f_r), bem como a dimensão g_r . Estes valores são utilizados como auxílio à determinação das larguras nominais. Na folha de cálculo, encontra-se presente no fim dos separadores correspondentes ao cálculo das propriedades, um resumo dos valores obtidos mais relevantes. Esses valores serão apresentados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Propriedades da secção bruta nominal.

A Secção Bruta Idealizada Possui as Seguintes Propriedades:		
$Y_{gc} =$	18,967	mm
$Z_{gc} =$	69,125	mm
$y_s =$	-47,988	mm
$z_s =$	0,000	mm
$A_{Total} =$	501,781	mm ²
$I_w =$	1122150287,535	mm ⁶
$I_y =$	1546913,821	mm ⁴
$I_z =$	258702,449	mm ⁴
$I_{yz} =$	0,000	mm ⁴
$I_t =$	512,235	mm ⁴
$\alpha =$	0,000	°
$I_\xi = I_u =$	1546913,821	mm ⁴
$I_\eta = I_v =$	258702,449	mm ⁴
$y_j =$	-78,044	mm
$z_j =$	0,000	mm
$I_p =$	2961148,855	mm ⁴
$W_{y,el} =$	22378,500	mm ³
$W_{z,el} =$	13639,296	mm ³

Ao encontro do que foi referido no ponto 4.2.3.2, as propriedades são determinadas sem recurso a correções posteriores, sendo estas utilizadas para a avaliação da resistência da secção transversal dos elementos estruturais. Revela-se necessário a determinação dos módulos de flexão em regime elástico e plástico, para as verificações de segurança em que $W_{eff} = W_{el}$. Apresenta-se na Tabela 6.16 os valores obtidos para o módulo de flexão plástico segundo os dois eixos.

Tabela 6.16 – Módulo de flexão plástico.

Módulo de Flexão Plástico (Mpl,y e Mpl,z)	
Momento y (Positivo = Negativo):	Momento z (Positivo):
 $F_c = F_1 + F_4 + F_6 + F_8 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + \sum A_i \times f_{y,d} = \sum A_i \times f_{y,d}$ $z_{pl} = 69,125 \text{ mm}$ $M_{pl,y} = F_1 \times z_1 + F_2 \times z_2 + F_3 \times z_3 + F_4 \times z_4 + F_5 \times z_5 + F_6 \times z_6$ $M_{pl,y} = 823523,857 \text{ N} \times \text{mm}$ $W_{pl,y} = 25736,012 \text{ mm}^3$	 $F_c = F_2 + F_5 + F_6 + F_7 + F_8 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + \sum A_i \times f_{y,d} = \sum A_i \times f_{y,d}$ $y_{pl} = 4,125 \text{ mm}$ $M_{pl,z} = F_1 \times z_1 + F_2 \times z_2 + F_3 \times z_3 + F_4 \times z_4 + F_5 \times z_5 + F_6 \times z_6 + F_7 \times z_7 + F_8 \times z_8$ $M_{pl,z} = 3763500,786 \text{ N} \times \text{mm}$ $W_{pl,z} = 11760,940 \text{ mm}^3$

6.2.1.1.3 Tensões para esforços máximos na secção transversal

As tensões para os esforços máximos serão relevantes para a classificação das secções transversais. Assim sendo, serão apresentados os resultados obtidos para o esforço axial de compressão e para os momentos em torno do eixo y-y e z-z, na Tabela 6.17. Ao encontro do preconizado na EN 1993-1-3, as tensões devido ao esforço de compressão assumem o valor da tensão de cedência médio, contrariamente aos obtidos para os momentos, que veem este valor ser reduzido pela razão entre as tensões máximas nas fibras obtidas para a secção bruta nominal.

Tabela 6.17 – Tensões para esforços máximos.

Tensões Axiais Devido ao Esforço Axial de Compressão			Tensões Axiais Devido ao Momento em Torno de y			Tensões Axiais Devido ao Momento Positivo em Torno de z		
$\sigma_0^N =$	320,000	MPa	$\sigma_0^{M_u} =$	-228,571	MPa	$\sigma_0^{M_v} =$	313,027	MPa
$\sigma_{1,a}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{1,a}^{M_u} =$	-312,418	MPa	$\sigma_{1,a}^{M_v} =$	313,027	MPa
$\sigma_{1,b}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{1,b}^{M_u} =$	-316,000	MPa	$\sigma_{1,b}^{M_v} =$	306,784	MPa
$\sigma_{2,a}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{2,a}^{M_u} =$	-316,000	MPa	$\sigma_{2,a}^{M_v} =$	-144,901	MPa
$\sigma_{2,b}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{2,b}^{M_u} =$	-312,418	MPa	$\sigma_{2,b}^{M_v} =$	-151,144	MPa
$\sigma_{3,a}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{3,a}^{M_u} =$	312,418	MPa	$\sigma_{3,a}^{M_v} =$	-151,144	MPa
$\sigma_{3,b}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{3,b}^{M_u} =$	316,000	MPa	$\sigma_{3,b}^{M_v} =$	-144,901	MPa
$\sigma_{4,a}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{4,a}^{M_u} =$	316,000	MPa	$\sigma_{4,a}^{M_v} =$	306,784	MPa
$\sigma_{4,b}^N =$	320,000	MPa	$\sigma_{4,b}^{M_u} =$	312,418	MPa	$\sigma_{4,b}^{M_v} =$	313,027	MPa
$\sigma_5^N =$	320,000	MPa	$\sigma_5^{M_u} =$	228,571	MPa	$\sigma_5^{M_v} =$	313,027	MPa
			$\sigma_v^{M_u \text{ máx},s} =$	320,000	MPa	$\sigma_u^{M_v \text{ máx},s} =$	320,000	MPa
			$\sigma_v^{M_u \text{ min},s} =$	-320,000	MPa	$\sigma_u^{M_v \text{ min},s} =$	-158,117	MPa

Os valores apresentados na Tabela 6.17 foram determinados com base nas propriedades da secção bruta nominal.

6.2.1.1.4 Classificação da secção transversal

O perfil “C” deve ter a sua classificação determinada, separadamente, para os elementos constituintes da secção transversal. Estes devem ser classificados, quando estão sujeitos a esforços de compressão e a momentos em ambas as direcções, com base nas tensões “reais” presentes na secção. Esta classificação foi realizada como estipulado no ponto 4.3.1. Assim, apresentam-se nas Tabela 6.18, Tabela 6.19 e Tabela 6.20 os resultados obtidos, respetivamente, para os banzos, alma e reforços.

Nas tabelas, as células vermelhas, células de verificação, representam o não cumprimento da condição estipulada para classe da secção. Como referido anteriormente, os elementos são classificados de acordo com classe mais alta, deste modo pode-se concluir que o perfil em análise é de classe 4.

Tabela 6.18 – Classificação dos banzos.

BANZOS									
Dados:									
$c = b_p =$	56,683	mm		$c/t =$	32,390				
$t = t_p =$	1,750	mm							
$\varepsilon =$	0,86								
Esforço Axial de Compressão									
				$\sigma_{1,b}^N = \sigma_{2,b}^N =$	320,000	MPa			
				$\psi =$	1,000				
	Classe 1:			Classe 2:				Classe 3:	
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	27,423	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	32,564	OK		$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	35,992 OK
Momento Positivo em Torno de y									
				$\sigma_{1,b}^{M_y^+} =$	316,000	MPa			
				$\sigma_{2,a}^{M_y^+} =$	316,000	MPa			
				$\psi =$	1,000				
	Classe 1:			Classe 2:				Classe 3:	
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	28,280	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	32,564	OK		$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	35,992 OK
Momento em Torno de z									
<u>Momento Positivo:</u>									
				$\sigma_{1,b}^{M_z^+} =$	306,784	MPa			
				$\sigma_{2,a}^{M_z^+} =$	-144,901	MPa			
				$\psi =$	-0,472				
	Classe 3:		Quando:						
			$\psi > -1$	\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi}$			\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = 70,005$ OK
			$\psi \leq -1$	\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)}$				
<u>Momento Negativo:</u>									
				$\sigma_{1,b}^{M_z^-} =$	-306,784	MPa			
				$\sigma_{2,a}^{M_z^-} =$	144,901	MPa			
				$\psi =$	-0,472				
	Classe 3:		Quando:						
			$\psi > -1$	\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi}$			\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = 70,005$ OK
			$\psi \leq -1$	\rightarrow	$(c/t)_{lim.}^{elast.} = 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)}$				

Tabela 6.19 – Classificação da alma.

ALMA									
Dados:									
$c = h_p =$	136,683	mm		\rightarrow	$c/t =$	78,105			
$t = t_p =$	1,750	mm							
$\varepsilon =$	0,86								
Esforço Axial de Compressão									
						$\sigma_{2,b}^N = \sigma_{3,a}^N =$	320,000	MPa	
						$\psi =$	1,000		
	Classe 1:					Classe 2:			Classe 3:
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	28,280	KO			$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	32,564	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$ 35,992 CLASSE 4
Momento em Torno de y									
						$\sigma_{2,b}^{M_y} =$	312,418	MPa	
						$\sigma_{3,a}^{M_y} =$	-312,418	MPa	
						$\psi =$	-1,000		
	Classe 1:					Classe 2:			Classe 3:
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	61,701	KO			$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	71,127	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$ 106,263 OK
Momento Negativo em Torno de z (momento positivo - alma à tracção)									
						$\sigma_{2,b}^{M_y^-} =$	151,144	MPa	
						$\sigma_{3,a}^{M_y^-} =$	151,144	MPa	
						$\psi =$	1,000		
	Classe 1:					Classe 2:			Classe 3:
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	28,280	KO			$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	32,564	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$ 35,992 CLASSE 4

Tabela 6.20 – Classificação dos reforços.

REFORÇOS									
Dados:									
$c = c_p =$	18,342	mm		\rightarrow	$c/t =$	10,481			
$t = t_p =$	1,750	mm							
$\varepsilon =$	0,86								
Esforço Axial de Compressão									
					$\sigma_0^N = \sigma_{1,a}^N =$	320,000	MPa		
					$\psi =$	1,000			
	Classe 1:				Classe 2:			Classe 3:	
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	7,713	KO		$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	8,570	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	11,997 OK
Momento Positivo em Torno de y									
					$\sigma_0^{M_u^+} =$	228,571	MPa		
					$\sigma_{1,a}^{M_u^+} =$	312,418	MPa		
					$\psi =$	1,367			
	Classe 3:								
		$c/t \leq 21 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}$			em que	$k_\sigma = \begin{cases} 0,5 & \text{se } c_p/b_p \leq 0,35 \\ 0,5 + 0,83 \times \sqrt{(c_p/b_p - 0,35)^2} & \text{se } 0,35 < c_p/b_p \leq 0,60 \end{cases}$			
		$k_\sigma =$	0,500						
		$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	12,725	OK					
Momento Positivo em Torno de z									
					$\sigma_0^{M_v^+} =$	313,027	MPa		
					$\sigma_{1,a}^{M_v^+} =$	313,027	MPa		
					$\psi =$	1,000			
	Classe 1:				Classe 2:			Classe 3:	
	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	7,713	KO		$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	8,570	KO	$(c/t)_{lim.}^{elast.} =$	11,997 OK

6.2.1.1.5 Propriedades da secção transversal efetiva – contabilização da instabilidade local

A contabilização da instabilidade local, descrita no ponto 4.3.2, passará pela determinação de uma secção efetiva da secção transversal. No mesmo contexto do ponto anterior, as larguras efetivas devem ser determinadas para os elementos, separadamente, e para os esforços de compressão e momentos em ambas as direções. Assim sendo, apresentam-se de seguida os resultados obtidos nas Tabela 6.21, Tabela 6.22 e Tabela 6.23, respetivamente, esforço de compressão, momento em torno de y e momento em torno de z.

Reforços			
<p>Nota: Para momento positivo em torno de y, embora as tensões sejam diferentes das obtidas para compressão, para a determinação da largura efectiva a tensão tem de ser igual a $\sigma_{\max,Ed} = f_{yd}/\gamma_{M0}$, pelo que as larguras efectivas serão iguais as obtidas para a compressão. O coeficiente de encurvadura é independente da distribuição de tensões.</p>			
Momento Positivo			
			$\sigma_0^{M_{\max}} = 320,000$ MPa $\sigma_{1,\alpha}^{M_{\max}} = 320,000$ MPa $\psi = 1,000$ $k_{\sigma} = 0,500$ $c_{p,e} = 18,342$ mm $c_{p,t} = 0,000$ mm $\bar{\lambda}_{p,c_p} = 0,609$ $K_{p,c_p} = 0,188$ $\rho_{c_p} = 1,000$ 1,000 $\lambda_{lim} = 0,748$
$c_p = 18,342$ mm $t = t_{c_p} = 1,750$ mm $f_{y,b} = 320,000$ MPa $\gamma_{M_0} = 1,000$ $\varepsilon = 0,86$	→	$c/t = 10,481$	
$k_{\sigma} = \begin{cases} 0,5 & \text{se } c_p/b_p \leq 0,35 \\ 0,5 + 0,83 \times \sqrt{(c_p/b_p - 0,35)^2} & \text{se } 0,35 < c_p/b_p \leq 0,60 \end{cases}$			
Altura Efectiva:			
		$c_{p,eff} = 18,342$ mm $c_{off,s} = 16,450$ mm $c_{p,1} = 0,000$ mm	
Momento Negativo			
$f_{y,b} = 320,000$ MPa $\gamma_{M_0} = 1,000$			
Altura Efectiva:			
		$c_{p,eff} = 18,342$ mm $c_{off,s} = 18,342$ mm	Nota: Para momentos negativos o reforço encontra-se a tracção, pelo que é na sua totalidade efectivo.

As células de cor verde representam os valores das larguras que devem ser utilizadas para a determinação das espessuras reduzidas da secção transversal.

6.2.1.1.6 Propriedades da secção transversal efetiva – contabilização da instabilidade distorcional

A contabilização da instabilidade distorcional, descrita no ponto 4.3.3, passa pela determinação de uma espessura reduzida. Esta espessura é determinada com base nas larguras efetivas determinadas anteriormente. Tal como para a instabilidade local, esta deve ser determinada para elementos separados e para os esforços de compressão e momentos em ambas as direções.

Assim sendo, apresentam-se de seguida os resultados obtidos nas Tabela 6.24, Tabela 6.25 e Tabela 6.26, respetivamente, esforço de compressão, momento em torno de y e momento em torno de z. Relativamente ao referencial utilizado para a determinação da posição do centro de gravidade do reforço, este encontra-se representado na Figura 6.2.

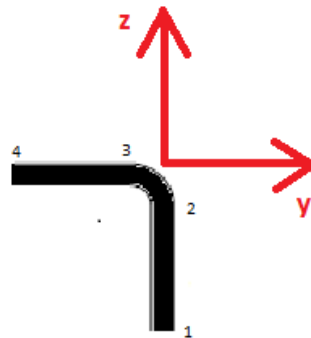


Figura 6.2 – Referencial utilizado para a determinação da posição do centro de gravidade do reforço.

Tabela 6.24 – Espessura reduzida – esforço de compressão.

DEVIDO AO ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO													
$b_{e,2} =$	26,450	mm	$c_{eff,s} =$	16,450	mm	$r =$	1,800	mm					
$r_m =$	2,675	mm	$t =$	1,750	mm								
<u>Área do Reforço:</u>													
$y_1 =$	0,000	mm	$y_3 =$	-3,550	mm	$a_{01} =$	1,703	mm	$dA_1 =$	28,788	mm ²		
$z_1 =$	-20,000	mm	$z_3 =$	0,000	mm	$a_1 =$	0,972	mm	$dA_2 =$	7,353	mm ²		
$y_2 =$	0,000	mm	$y_4 =$	-30,000	mm				$dA_3 =$	46,288	mm ²		
$z_2 =$	-3,550	mm	$z_4 =$	0,000	mm						$\rightarrow A_{reforço} = 82,428 \text{ mm}^2$		
<u>Momentos Estáticos da Secção e Coordenadas do Centro de Gravidade:</u>						<u>Inércias Aproximadas da Secção:</u>							
	$S_{y_0} =$	-355,599	mm ³		$S_{x_0} =$	-793,099	mm ³	$I_{y_0} =$	4647,560	mm ⁴	$I_{x_0} =$	15730,893	mm ⁴
	$Z_{gc} =$	-4,314	mm		$Y_{gc} =$	-9,622	mm	$I_y =$	3113,493	mm ⁴	$I_z =$	8099,949	mm ⁴
<u>Rigidez da Mola:</u>						<u>Esbelteza Normalizada Distorcional:</u>							
	$K = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h \times (1 + 0,5 \times K_f) + b_1^3}$				$b_1 =$	50,378	mm			$K =$	0,468	N/mm ²	
					$h =$	140,000	mm						
					$\nu =$	0,300							
					$K_f =$	1,000							
					$E =$	210,000	GPa						
					$t =$	1,750	mm						
<u>Tensão Crítica do Reforço:</u>						<u>Esbelteza Normalizada Distorcional:</u>							
					$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_s}}{A_s}$					$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{cr,s}}}$			
					$\sigma_{cr,s} =$	424,382	N/mm ²			$\bar{\lambda}_d =$	0,868		
<u>Factor de Redução Distorcional:</u>						<u>Espessura Reduzida do "Reforço":</u>							
					$\chi_d = \begin{cases} 1,0 & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \\ 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d & \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \\ \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \end{cases}$						$t_{red} = t \times \chi_d$		
					$\chi_d =$	0,842					$t_{red} =$	1,474	mm

Tabela 6.25 – Espessura reduzida – momento em torno de y.

DEVIDO AO MOMENTO EM TORNO DE Y													
$b_{e,2} =$	26,450	mm	$c_{eff,s} =$	16,450	mm	$r =$	1,800	mm					
$r_m =$	2,675	mm	$t =$	1,750	mm								
Área do Reforço:													
$y_1 =$	0,000	mm	$y_3 =$	-3,550	mm	$\alpha_0 1 =$	1,703	mm	$dA_1 =$	28,788	mm ²		
$z_1 =$	-20,000	mm	$z_3 =$	0,000	mm	$\alpha 1 =$	0,972	mm	$dA_2 =$	7,353	mm ²		
$y_2 =$	0,000	mm	$y_4 =$	-30,000	mm				$dA_3 =$	46,288	mm ²		
$z_2 =$	-3,550	mm	$z_4 =$	0,000	mm						$\rightarrow A_{reforço} = 82,428 \text{ mm}^2$		
Momentos Estáticos da Secção e Coordenadas do Centro de Gravidade:						Inércias Aproximadas da Secção:							
	$S_{y_0} =$	-355,599	mm ³		$S_{z_0} =$	-793,099	mm ³	$I_{y_0} =$	4647,560	mm ⁴	$I_{z_0} =$	15730,893	mm ⁴
	$Z_{gc} =$	-4,314	mm		$Y_{gc} =$	-9,622	mm	$I_y =$	3113,493	mm ⁴	$I_z =$	8099,949	mm ⁴
Rigidez da Mola:													
					$b_1 =$	50,378	mm						
					$h =$	140,000	mm						
					$v =$	0,300					$K =$	0,640	N/mm ²
					$K_f =$	0,000							
					$E =$	210,000	GPa						
					$t =$	1,750	mm						
Tensão Crítica do Reforço:				Esbelteza Normalizada Distorcional:									
					$\sigma_{cr,s} =$	$\frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_z}}{A_s}$					$\bar{\lambda}_d =$	$\sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{cr,s}}}$	
					$\sigma_{cr,s} =$	496,308	N/mm ²				$\bar{\lambda}_d =$	0,803	
Factor de Redução Distorcional:				Espessura Reduzida do "Reforço":									
					$\chi_d =$	$\begin{cases} 1,0 & \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \\ 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d & \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \\ \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \end{cases}$					$t_{red} = t \times \chi_d$		
											$t_{red} =$	1,557	mm

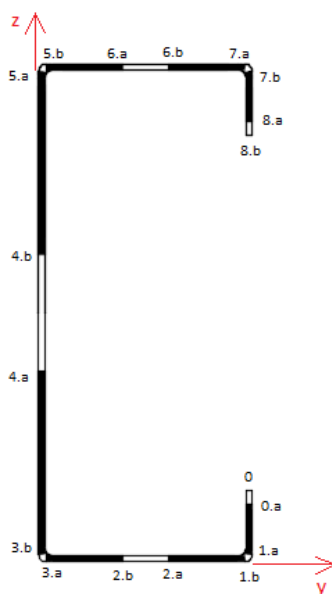


Figura 6.3 – Referencial e divisão da seção transversal em elementos.

Tabela 6.27 – Área e excentricidade da seção transversal efetiva.

ÁREA EFECTIVA - SECÇÃO COMPRIMIDA							
Parte 1		Parte 2		Parte 3		Parte 4	
$t =$	1,474 mm	$t =$	1,474 mm	$t =$	1,750 mm	$t =$	1,750 mm
$y_{0,a} =$	58,112 mm	$y_{1,b} =$	57,369 mm	$y_{2,b} =$	29,125 mm	$y_{3,b} =$	0,000 mm
$y_{1,a} =$	58,112 mm	$y_{2,a} =$	29,125 mm	$y_{3,a} =$	0,783 mm	$y_{4,a} =$	0,000 mm
$z_{0,a} =$	18,987 mm	$z_{1,b} =$	0,000 mm	$z_{2,b} =$	0,000 mm	$z_{3,b} =$	0,783 mm
$z_{1,a} =$	0,743 mm	$z_{2,a} =$	0,000 mm	$z_{3,a} =$	0,000 mm	$z_{4,a} =$	37,535 mm
$dA_1 =$	26,888 mm ²	$dA_2 =$	41,626 mm ²	$dA_3 =$	49,598 mm ²	$dA_4 =$	64,315 mm ²
Parte 5		Parte 6		Parte 7		Parte 8	
$t =$	1,750 mm	$t =$	1,750 mm	$t =$	1,474 mm	$t =$	1,474 mm
$y_{4,b} =$	0,000 mm	$y_{5,b} =$	0,783 mm	$y_{6,b} =$	29,125 mm	$y_{7,b} =$	58,112 mm
$y_{5,a} =$	0,000 mm	$y_{6,a} =$	29,125 mm	$y_{7,a} =$	57,369 mm	$y_{8,a} =$	58,112 mm
$z_{4,b} =$	100,715 mm	$z_{5,b} =$	138,250 mm	$z_{6,b} =$	138,250 mm	$z_{7,b} =$	137,507 mm
$z_{5,a} =$	137,467 mm	$z_{6,a} =$	138,250 mm	$z_{7,a} =$	138,250 mm	$z_{8,a} =$	119,263 mm
$dA_5 =$	64,315 mm ²	$dA_6 =$	49,598 mm ²	$dA_7 =$	41,626 mm ²	$dA_8 =$	26,888 mm ²
$A_{c1} =$	7,353 mm ²	$a_{01} =$	1,703 mm	$a_1 =$	0,972 mm	$f_r =$	1,794 mm
$A_{c2} =$	5,873 mm ²	$a_{02} =$	1,615 mm	$a_2 =$	0,922 mm	$g_r =$	0,743 mm
				$A_{eff} =$		364,854 mm ²	
MOMENTOS ESTÁTICOS DA SECÇÃO E COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE							
				$S_{y_0} =$	25220,515 mm ³	$S_{z_0} =$	8208,845 mm ³
				$Z_{ge} =$	69,125 mm	$Y_{ge} =$	22,499 mm
EXCENTRICIDADES EFECTIVAS							
				$e_{N_z} =$	3,532 mm		
				$e_{N_y} =$	0,000 mm		

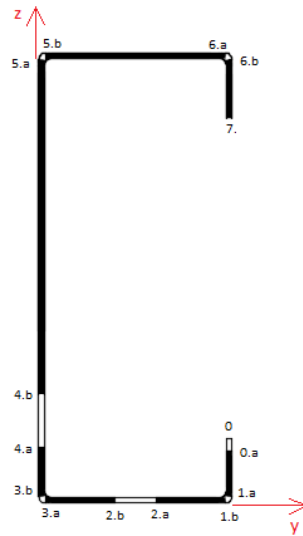


Figura 6.4 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.

Tabela 6.28 – Módulo de flexão em torno do eixo y (positivo).

MOMENTO POSITIVO EM TORNO DE y												
Parte 1			Parte 2			Parte 3			Parte 4			
t =	1,557	mm	t =	1,557	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	
y _{0,a} =	58,153	mm	y _{1,b} =	57,398	mm	y _{2,b} =	29,125	mm	y _{3,b} =	0,000	mm	
y _{1,a} =	58,153	mm	y _{2,a} =	29,125	mm	y _{3,a} =	0,783	mm	y _{4,a} =	0,000	mm	
z _{0,a} =	19,028	mm	z _{1,b} =	0,000	mm	z _{2,b} =	0,000	mm	z _{3,b} =	0,783	mm	
z _{1,a} =	0,755	mm	z _{2,a} =	0,000	mm	z _{3,a} =	0,000	mm	z _{4,a} =	28,120	mm	
Parte 5			Parte 6			Parte 7						
t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm				
y _{4,b} =	0,000	mm	y _{5,b} =	0,783	mm	y _{6,b} =	58,250	mm				
y _{5,a} =	0,000	mm	y _{6,a} =	57,467	mm	y ₇ =	58,250	mm				
z _{4,b} =	28,120	mm	z _{5,b} =	138,250	mm	z _{6,b} =	137,467	mm				
z _{5,a} =	137,467	mm	z _{6,a} =	138,250	mm	z ₇ =	119,125	mm				
Elementos	l _i (mm)	y _i (mm)	l _i y _i (mm ²)	l _i y _i ² (mm ³)	H _{y_i} (mm)	l _i H _{y_i} ² /12 (mm ³)	l _i (mm)	z _i (mm)	l _i z _i (mm ²)	l _i z _i ² (mm ³)	H _{z_i} (mm)	l _i H _{z_i} ² /12 (mm ³)
1,000	18,273	58,153	1062,641	61796,066	0,000	0,000	18,273	9,892	180,752	1787,951	18,273	508,459
2,000	28,273	43,262	1223,139	52914,891	28,273	1883,387	28,273	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,000	28,342	14,954	423,826	6337,996	28,342	1897,089	28,342	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4,000	27,337	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	27,337	14,452	395,063	5709,367	27,337	1702,364
5,000	109,346	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	109,346	82,793	9053,151	749540,261	109,346	108951,302
6,000	56,683	29,125	1650,893	48082,258	56,683	15176,713	56,683	138,250	7836,428	1083386,128	0,000	0,000
7,000	18,342	58,250	1068,393	62233,892	0,000	0,000	18,342	128,296	2353,138	301897,612	18,342	514,191
Σ _{normal} =	240,049		3143,112	116654,146		17073,802	240,049		19637,779	2140533,368		111167,857
Σ _{reduzida} =	46,546		2285,780	114710,957		1883,387	46,546		180,752	1787,951		508,459
ÁREA E COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE												
A = 492,537 mm ²												
Z _{gc} = 69,152 mm						Y _{gc} = 18,943 mm						
INÉRCIA EFECTIVA EM TORNO DE y												
I _{y,eff} = 1588765,177 mm ⁴												
MÓDULO DE FLEXÃO EFECTIVO												
W _{eff,y} = 22975,093 mm ³												

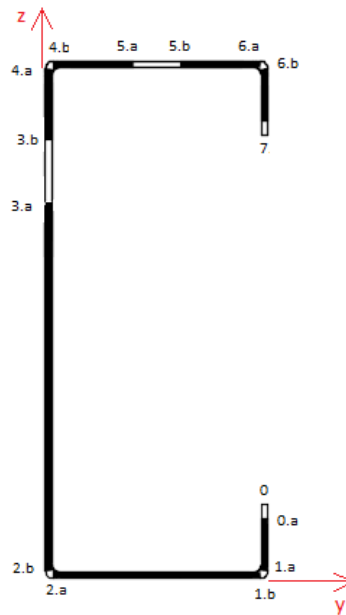


Figura 6.5 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.

Tabela 6.29 – Módulo de flexão em torno do eixo y (negativo).

MOMENTO NEGATIVO EM TORNO DE y												
Parte 1			Parte 2			Parte 3			Parte 4			
$t =$	1,750	mm	$t =$	1,750	mm	$t =$	1,750	mm	$t =$	1,750	mm	
$y_0 =$	58,250	mm	$y_{1,b} =$	57,467	mm	$y_{2,b} =$	0,000	mm	$y_{3,b} =$	0,000	mm	
$y_{1,a} =$	58,250	mm	$y_{2,a} =$	0,783	mm	$y_{3,a} =$	0,000	mm	$y_{4,a} =$	0,000	mm	
$z_0 =$	19,125	mm	$z_{1,b} =$	0,000	mm	$z_{2,b} =$	0,783	mm	$z_{3,b} =$	110,130	mm	
$z_{1,a} =$	0,783	mm	$z_{2,a} =$	0,000	mm	$z_{3,a} =$	110,130	mm	$z_{4,a} =$	137,467	mm	
Parte 5			Parte 6			Parte 7						
$t =$	1,750	mm	$t =$	1,557	mm	$t =$	1,557	mm				
$y_{4,b} =$	0,783	mm	$y_{5,b} =$	29,125	mm	$y_{6,b} =$	58,222	mm				
$y_{5,a} =$	29,125	mm	$y_{6,a} =$	57,467	mm	$y_7 =$	58,222	mm				
$z_{4,b} =$	138,250	mm	$z_{5,b} =$	138,250	mm	$z_{6,b} =$	137,495	mm				
$z_{5,a} =$	138,250	mm	$z_{6,a} =$	138,250	mm	$z_7 =$	119,222	mm				
Elementos	l_i (mm)	y_i (mm)	$l_i y_i$ (mm ²)	$l_i y_i^2$ (mm ³)	H_{y_i} (mm)	$l_i H_{y_i}^2 / 12$ (mm ³)	l_i (mm)	z_i (mm)	$l_i z_i$ (mm ²)	$l_i z_i^2$ (mm ³)	H_{z_i} (mm)	$l_i H_{z_i}^2 / 12$ (mm ³)
1,000	18,342	58,250	1068,393	62233,892	0,000	0,000	18,342	9,954	182,576	1817,405	18,342	514,191
2,000	56,683	29,125	1650,893	48082,258	56,683	15176,713	56,683	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
3,000	109,346	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	109,346	55,457	6063,991	336288,929	109,346	108951,302
4,000	27,337	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	27,337	123,798	3384,223	418960,699	27,337	1702,364
5,000	28,342	14,954	423,826	6337,996	28,342	1897,089	28,342	138,250	3918,214	541693,064	0,000	0,000
6,000	28,342	43,296	1227,067	53126,797	28,342	1897,089	28,342	138,250	3918,214	541693,064	0,000	0,000
7,000	18,273	58,222	1063,891	61941,516	0,000	0,000	18,273	128,358	2345,505	301065,056	18,273	508,459
$\Sigma_{normal} =$	240,049		3143,112	116654,146		17073,802	240,049		13549,004	1298760,097		111167,857
$\Sigma_{reduzida} =$	46,615		2290,958	115068,314		1897,089	46,615		6263,719	842758,120		508,459
ÁREA E COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE												
							$A =$	492,643	mm ²			
					$Z_{gc} =$	69,115	mm		$Y_{gc} =$	18,956	mm	
INÉRCIA EFECTIVA EM TORNO DE y												
							$I_{y,eff} =$	1426662,220	mm ⁴			
MÓDULO DE FLEXÃO EFECTIVO												
							$W_{eff,y} =$	20641,900	mm ³			

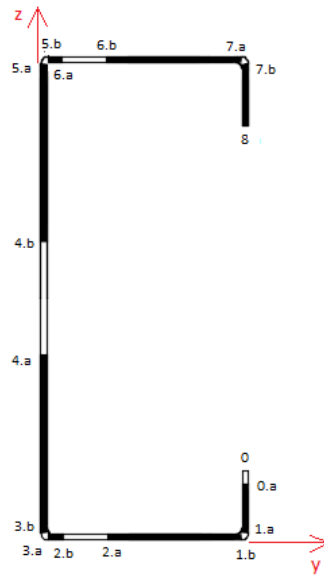


Figura 6.6 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.

Tabela 6.30 – Módulo de flexão em torno do eixo z (negativo).

MOMENTO EM TORNO DE z - MOMENTO NEGATIVO																	
Parte 1			Parte 2				Parte 3			Parte 4							
t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm						
y _{0,a} =	58,250	mm	y _{1,b} =	57,467	mm	y _{2,b} =	8,370	mm	y _{3,b} =	0,000	mm						
y _{1,a} =	58,250	mm	y _{2,a} =	8,370	mm	y _{3,a} =	0,783	mm	y _{4,a} =	0,000	mm						
z _{0,a} =	19,125	mm	z _{1,b} =	0,000	mm	z _{2,b} =	0,000	mm	z _{3,b} =	0,783	mm						
z _{1,a} =	0,783	mm	z _{2,a} =	0,000	mm	z _{3,a} =	0,000	mm	z _{4,a} =	37,535	mm						
Parte 5			Parte 6				Parte 7			Parte 8							
t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm	t =	1,750	mm						
y _{4,b} =	0,000	mm	y _{5,b} =	0,783	mm	y _{6,b} =	8,370	mm	y _{7,b} =	58,250	mm						
y _{5,a} =	0,000	mm	y _{6,a} =	8,370	mm	y _{7,a} =	57,467	mm	y _{8,a} =	58,250	mm						
z _{4,b} =	100,715	mm	z _{5,b} =	138,250	mm	z _{6,b} =	138,250	mm	z _{7,b} =	137,467	mm						
z _{5,a} =	137,467	mm	z _{6,a} =	138,250	mm	z _{7,a} =	138,250	mm	z _{8,a} =	119,125	mm						
Elementos	l _i (mm)	y _i (mm)	l _i y _i (mm ²)	l _i y _i ² (mm ³)	H _{y_i} (mm)	l _i H _{y_i} ² /12 (mm ³)	l _i (mm)	z _i (mm)	l _i z _i (mm ²)	l _i z _i ² (mm ³)	H _{z_i} (mm)	l _i H _{z_i} ² /12 (mm ³)					
1,000	18,342	58,250	1068,393	62233,892	0,000	0,000	18,342	9,954	182,576	1817,405	18,342	514,191					
2,000	49,096	32,918	1616,168	53201,792	49,096	9861,849	49,096	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000					
3,000	7,587	4,577	34,725	158,937	7,587	36,394	7,587	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000					
4,000	36,751	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	36,751	19,159	704,125	13490,446	36,751	4136,552					
5,000	36,751	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	36,751	119,091	4376,749	521230,663	36,751	4136,552					
6,000	7,587	4,577	34,725	158,937	7,587	36,394	7,587	138,250	1048,899	145010,303	0,000	0,000					
7,000	49,096	32,918	1616,168	53201,792	49,096	9861,849	49,096	138,250	6787,529	938375,826	0,000	0,000					
8,000	18,342	58,250	1068,393	62233,892	0,000	0,000	18,342	128,296	2353,138	301897,612	18,342	514,191					
Σ _{normal} =	88,677		69,451	317,875		72,787	88,677		6129,773	679731,412		8273,105					
Σ _{reduzida} =	134,875		5369,121	230871,367		19723,698	134,875		9323,242	1242090,843		1028,381					
ÁREA E COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE																	
												A =	391,216	mm ²			
												Z _{gc} =	69,125	mm	Y _{gc} =	24,328	mm
INÉRCIA EFECTIVA EM TORNO DE z																	
												I _{z,eff} =	207683,054	mm ⁴			
MÓDULO DE FLEXÃO EFECTIVO																	
												W _{eff,z} =	8536,784	mm ³			

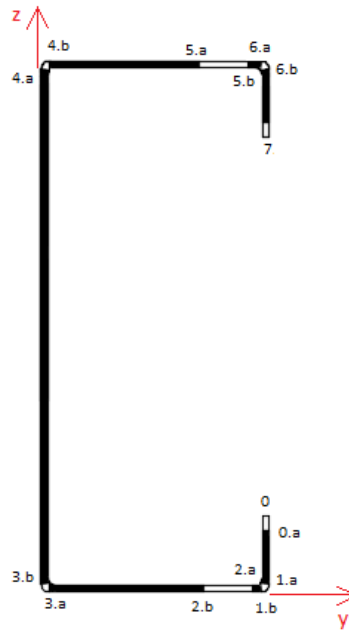


Figura 6.7 – Referencial e divisão da secção transversal em elementos.

Tabela 6.31 – Módulo de flexão em torno do eixo z (positivo).

MOMENTO EM TORNO DE z - MOMENTO POSITIVO															
Parte 1				Parte 2				Parte 3				Parte 4			
$t =$	1,610	mm		$t =$	1,610	mm		$t =$	1,750	mm		$t =$	1,750	mm	
$y_{0,a} =$	58,180	mm		$y_{1,b} =$	57,417	mm		$y_{2,b} =$	42,380	mm		$y_{3,b} =$	0,000	mm	
$y_{1,a} =$	58,180	mm		$y_{2,a} =$	42,380	mm		$y_{3,a} =$	0,783	mm		$y_{4,a} =$	0,000	mm	
$z_{0,a} =$	19,055	mm		$z_{1,b} =$	0,000	mm		$z_{2,b} =$	0,000	mm		$z_{3,b} =$	0,783	mm	
$z_{1,a} =$	0,763	mm		$z_{2,a} =$	0,000	mm		$z_{3,a} =$	0,000	mm		$z_{4,a} =$	137,467	mm	
Parte 5				Parte 6				Parte 7							
$t =$	1,750	mm		$t =$	1,610	mm		$t =$	1,610	mm					
$y_{4,b} =$	0,783	mm		$y_{5,b} =$	42,380	mm		$y_{6,b} =$	58,180	mm					
$y_{5,a} =$	42,380	mm		$y_{6,a} =$	57,417	mm		$y_{7,a} =$	58,180	mm					
$z_{4,b} =$	138,250	mm		$z_{5,b} =$	138,250	mm		$z_{6,b} =$	137,487	mm					
$z_{5,a} =$	138,250	mm		$z_{6,a} =$	138,250	mm		$z_{7,a} =$	119,195	mm					
Elementos	l_i (mm)	y_i (mm)	$I_i y_i^2$ (mm ⁴)	$I_i y_i^2$ (mm ⁴)	H_{y_i} (mm)	$I_i H_{y_i}^2 / 12$ (mm ⁴)	l_i (mm)	z_i (mm)	$I_i z_i^2$ (mm ⁴)	$I_i z_i^2$ (mm ⁴)	H_{z_i} (mm)	$I_i H_{z_i}^2 / 12$ (mm ⁴)			
1,000	18,292	58,180	1064,225	61916,504	0,000	0,000	18,292	9,909	181,254	1796,035	18,292	510,034			
2,000	15,037	49,899	750,310	37439,411	15,037	283,318	15,037	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
3,000	41,597	21,582	897,737	19374,854	41,597	5997,884	41,597	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
4,000	136,683	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	136,683	69,125	9448,214	653107,782	136,683	212795,512			
5,000	41,597	21,582	897,737	19374,854	41,597	5997,884	41,597	138,250	5750,756	795041,980	0,000	0,000			
6,000	15,037	49,899	750,310	37439,411	15,037	283,318	15,037	138,250	2078,821	287397,029	0,000	0,000			
7,000	18,292	58,180	1064,225	61916,504	0,000	0,000	18,292	128,341	2347,609	301294,638	18,292	510,034			
$\Sigma_{normal} =$	219,877		1795,474	38749,707		11995,769	219,877		15198,970	1448149,762		212795,512			
$\Sigma_{reduzida} =$	66,657		3629,068	198711,828		283,318	66,657		4607,684	590487,702		1020,068			
ÁREA E COORDENADAS DO CENTRO DE GRAVIDADE															
$A =$											492,092	mm ²			
$Z_{gc} =$					69,125	mm	$Y_{gc} =$					18,932	mm		
INÉRCIA EFECTIVA EM TORNO DE z															
$I_{z,eff} =$											232787,004	mm ⁴			
MÓDULO DE FLEXÃO EFECTIVO															
$W_{eff,z} =$											12296,219	mm ³			

Os esforços resistentes presentes na folha de cálculo, Tabela 6.33, prevêm a possibilidade de a secção transversal não ver a sua secção reduzida. Assim sendo as células foram programadas para contabilizarem ambas as situações, sendo ainda efetuada a verificação das condições presentes na norma.

ESFORÇO RESISTENTE DE CORTE														
					$V_{Rd} = \frac{h_w}{\sin\theta} \times \tau \times f_{dv}$									
					γ_{M0}									
$h_w = 136,683$ mm														
$\sin\theta = 1,000$ °														
Alma sem reforço intermédio:														
					$\bar{\lambda} = 0,346 \times \frac{h_w}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$									
					$\bar{\lambda} = 1,055$									
					$f_{dv} \rightarrow \text{sem reforço no apoio} = 145,604$ MPa									
					$f_{dv} \rightarrow \text{com reforço no apoio} = 145,604$ MPa									
Sem Reforço no Apoio:					Com Reforço no Apoio:									
$V_{Rd} = 34,828$ kN					$V_{Rd} = 34,828$ kN									
RESISTÊNCIA A FORÇAS CONCENTRADAS														
Secções Com Uma Única Alma Não Reforçada - Almas Susceptíveis à Rotação														
Necessário cumprir as seguintes condições:														
$\frac{h_w}{t} \leq 200$			80,000	OK	$\frac{r}{t} \leq 6$			1,029	OK	$45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$	OK			
PERFIL ACEITE														
Constantes:														
$k = \frac{f_{yb}}{228}$			$\leftrightarrow k = 1,404$			$k_1 = 1,33 - 0,33 \times k$			$\leftrightarrow k_1 = 0,867$					
$0,5 \leq k_2 = 1,15 - 0,15 \times \frac{r}{t} \leq 1,0$						$\leftrightarrow k_2 = 0,996$								
$k_3 = 0,7 + 0,3 \times \left(\frac{\theta}{90}\right)^2$						$\leftrightarrow k_3 = 1,000$								
$k_4 = 1,22 - 0,22 \times k$						$\leftrightarrow k_4 = 0,911$								
$k_5 = 1,06 - 0,06 \times \frac{r}{t} \leq 1,0$						$\leftrightarrow k_5 = 0,998$								
Uma Única Carga ou Reacção					Duas Cargas ou Reacções com $e < 1,5 \times h_w$									
$c = 0,000$ mm					$c = 0,000$ mm					$1,5 \times h_w = 210,000$ mm				
$h_w = 140,000$ mm					$h_w = 140,000$ mm					$e = 0,000$ mm				
$s_s = 0,000$ mm → Largura real do apoio (distribuição da força)					$s_{s,1} = 0,000$ mm					$R_{w,Rd} = 4,576$ kN				
$1,5 \times h_w = 210,000$ mm					$s_{s,2} = 0,000$ mm									
$R_{w,Rd} = 6,519$ kN					$s_s = 0,000$ mm → Largura real do apoio (distribuição da força)									

Na Tabela 6.33, nesta segunda parte, surgem novamente as células de entrada. Nestas é necessário introduzir a distância ao bordo livre, c , a largura real do apoio, s_s , e a distância entre duas cargas ou reacções, e . O cálculo da resistência a forças concentradas só é efetuado caso as condições referidas anteriormente sejam verificadas.

Na parte da tabela que se segue, procede-se às verificações de segurança, sendo necessário portanto a introdução dos esforços atuantes. Nesta, será dado como exemplo a diagonal de uma treliça sujeita unicamente a esforços axiais.

ESFORÇOS ATUAENTES						
				$N_{t,Ed} = 103,882$	kN	
				$N_{c,Ed} = 65,536$	kN	
				$M_{y,Ed} = 0,000$	$kN.m$	
				$M_{z,Ed} = 0,000$	$kN.m$	
				$V_{Ed} = 0,000$	kN	
				$F_{Ed} = 0,000$	kN	
VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA						
ESFORÇO AXIAL						
	Tracção			$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$	0,624	OK
	Compressão			$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,646	OK
MOMENTO FLECTOR						
	Flexão Simples			$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
				$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
	Flexão Desviada			$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
	Flexão Desviada Composta com Tracção			$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,624	OK
	Flexão Desviada Composta com Compressão			$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{\Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,646	OK
	Resistência à Flexão com força Concentrada (Única Reacção)			$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$	0,000	OK
	Resistência à Flexão com Força Concentrada (Duas Cargas)			$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$	0,000	OK
ESFORÇO TRANSVERSO						
	Sem Reforço no Apoio:			$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
	Com Reforço no Apoio:			$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
	Flexão Composta com Esforço Axial e Corte			$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERAÇÃO	
				$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$	→	NÃO HÁ INTERAÇÃO
				$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \times \left(2 \times \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$	→	HÁ INTERAÇÃO
				$M_{f,Rd} = b_p \times t \times f_{yd} \times (h - t)$	↔	$M_{f,Rd} = 4,333 \text{ kN.m}$
				$M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + \left(\frac{h_p}{2}\right)^2 \times t \times f_{yd}$	↔	$M_{pl,Rd} = 6,948 \text{ kN.m}$
				Verificação:	0,646	OK
FORÇAS CONCENTRADAS						
	Uma Única Carga ou Reacção			$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
	duas Cargas ou Reacções com $e < 1,5 \times h_w$			$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK

6.2.1.1.9 Instabilidade global

Na Tabela 6.34 estão representados os valores das propriedades para a verificação à instabilidade global, sendo estes referentes à secção transversal bruta nominal.

Tabela 6.34 – Propriedades a serem utilizadas no cálculo da instabilidade global.

PROPRIEDADES										
$I_y =$	1565237,527	mm^4	$I_w =$	1117496246,245	mm^6	$y_s =$	-48,222 mm	$i_y^2 =$	3085,233	mm^2
$I_z =$	263305,831	mm^4	$I_t =$	512,371	mm^4	$z_s =$	0,000 mm	$i_z^2 =$	519,001	mm^2
$A =$	507,332	mm^2						$i_0 =$	77,004	mm^2

A Tabela 6.35 refere-se à encurvadura de colunas, sendo esta sujeita a verificação como estipulado no ponto 4.4.1. Nesta será necessário introduzir o comprimento real do elemento, bem como o comprimento de encurvadura que se aplica a cada situação. No exemplo presente na Tabela foi necessário colocar um travamento na diagonal, pois esta, para o esforço de compressão atuante, apresentava instabilidade.

Tabela 6.35 – Verificação à encurvadura de colunas.

ENCURVADURA DE COLUNAS									
COMPRIMENTO DE ENCURVADURA									
$L =$	1,160	m							
$K_y =$	1,000		Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado	$L_y = K_y \times L \rightarrow$	$L_y =$	1,160	m		
$K_z =$	1,000			$L_z = K_z \times L \rightarrow$	$L_z =$	1,160	m		
$K_w =$	1,000	\rightarrow		$K_w = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0,7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$	$L_w = K_w \times L \rightarrow$	$L_w =$	1,160	m	
SECÇÃO COM UM EIXO DE SIMETRIA ($y_0 \neq 0$ e $z_0 = 0$)									
$P_{cr} = \min\{P_{cr,F}; P_{cr,TF}\}$									
Modo Crítico que Envolve Flexão em Torno de z:				Modo Crítico que Envolve Flexão em Torno de y e torção:					
$P_{cr,F} = P_{Ez} =$	$\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2}$			$P_{cr,TF} =$	$\frac{1}{2 \times \beta} \left[P_{By} + P_0 - \sqrt{(P_{By} + P_0)^2 - 4 \times \beta \times P_{By} \times P_0} \right]$		$\beta = 1 - \left(\frac{y_0}{i_0}\right)^2$		
$P_{cr,F} =$	405,568	kN		$P_{By} =$	$\frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2}$		$\beta =$	0,608	
				$P_{By} =$	2410,923	kN	$P_{cr,TF} =$	282,574	kN
				$P_0 =$	$\frac{1}{i_0^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_w^2} \right)$				
				$P_0 =$	297,286	kN			
Carga Crítica:									
				$P_{cr} =$	282,574	kN			

ESFORÇO AXIAL RESISTENTE À ENCURVADURA			
Esbelteza Normalizada:		Factor de Redução:	
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_{yb}}{N_{cr}}}$		$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$	$\alpha = 0,340$
$\bar{\lambda} = 0,643$	$\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$	HÁ ENCURVADURA	$\phi = 0,782$
		$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	$\chi = 0,815 \leq 1,0$
Esforço Axial Resistente à Encurvadura:		$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$	
Verificação: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$		$N_{b,Rd} = 95,155$ kN	VERIFICA

Relativamente à encurvadura de vigas, embora não se aplique ao elemento dado como exemplo, encontra-se presente na folha de cálculo desenvolvida, pelo que será demonstrado o seu funcionamento na Tabela 6.36.

Tabela 6.36 – Verificação à encurvadura de vigas.

ENCURVADURA DE VIGAS			
COMPRIMENTO DE ENCURVADURA			
$L = 1,160$ m		$L_e = K_e \times L \rightarrow L_e = 1,160$ m	
$K_e = 1,000$		$L_w = K_w \times L \rightarrow L_w = 1,160$ m	
$K_w = 1,000$	\rightarrow	$K_w = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0,7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$	
MOMENTO CRÍTICO DE VIGAS			
MOMENTOS NAS EXTREMIDADES			
Momento Crítico:	Esbelteza Normalizada:	Factor de Redução:	
$M_{cr} = C_1 \times i_0 \times \sqrt{P_{Ez} \times P_0}$		$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$	
$K_2 = 1,000$		$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$	
$C_1 = 1,000$			
$M_{cr} = 26,738$ kN.m		$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}}$	
		$\bar{\lambda}_{LT} = 0,497$	
		$\alpha_{LT} = 0,340$	$\phi_{LT} = 0,674$
			$\chi_{LT} = 0,886 \leq 1,0$
Momento Resistente à Encurvadura Lateral:			
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}}$	Verificação: $M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$ VERIFICA	
	$M_{b,Rd} = 5,849$ kN.m		
MOMENTOS PROVOCADOS POR FORÇAS APLICADAS NO VÃO			
Momento Crítico:	Esbelteza Normalizada:		
Buckling Load $P_b = 4,000$	\rightarrow Valor obtido através do programa desenvolvido pelo IST	$M_{y,Rk} = 6,605$ kN.m	
$M_{cr} = 8,000$ kN.m		$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}}$	
Factor de Redução:		$\bar{\lambda}_{LT} = 0,909$	
$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$		$\alpha_{LT} = 0,340$	$\phi_{LT} = 1,033$
$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$		$\chi_{LT} = 0,656 \leq 1,0$	
Momento Resistente à Encurvadura Lateral:			
	$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}}$	Verificação: $M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$ VERIFICA	
	$M_{b,Rd} = 4,331$ kN.m		

No exemplo apresentado na Tabela 6.36, para que a sua funcionalidade fosse comprovada, foi considerado um momento $M_{y,Ed} = 2.0 \text{ kN.m}$. Comparativamente à verificação à encurvadura de coluna, é necessário também introduzir o comprimento real do elemento e o comprimento de encurvadura. Como referido no ponto 4.4.2 existem duas possibilidades para a determinação do momento crítico. Estas foram consideradas na folha de cálculo, sendo que no caso de momentos de extremidade é necessário proceder ao preenchimento da célula correspondente ao fator de momento equivalente. No caso de momentos provocados por forças concentradas, o momento crítico é determinado pelo produto entre o momento atuante e um coeficiente obtido com recurso a um programa de cálculo. Na folha é sugerida a utilização de um programa de cálculo desenvolvido pelo Instituto Superior Técnico (IST), que recorre à teoria generalizada de vigas para a determinação deste coeficiente.

Tabela 6.37 – Verificação à encurvadura de viga-coluna.

ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-1 - ANEXO B									
FLEXÃO DESVIADA COMPOSTA COM COMPRESSÃO (INSTABILIDADE POR FLEXÃO E INSTABILIDADE LATERAL)									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1,0$									
$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \rightarrow$ Barras não susceptíveis a deformações por torção									
$\bar{\lambda}_{LT} > 0,2 \rightarrow$ Barras susceptíveis a deformações por torção									
DETERMINAÇÃO DOS FACTORES DE INTERACÇÃO									
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,419$					BARRA SUSCEPTÍVEL				
$\chi_{LT} = 0,919$									
Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m :									
Determinação do χ_y			Determinação do χ_z			$\psi = \frac{M_{base}}{M_{topo}}$			
$I_y = 1565237,527 \text{ mm}^4$	$I_z = 263305,831 \text{ mm}^4$	C_{my} :	[kN.m]		$\psi = 1,000$		$C_{mLT} = 1,000$		
$N_{Rk} = 116,753 \text{ kN}$	$N_{Rk} = 116,753 \text{ kN}$	$M_{base} = 2,000$	\rightarrow		$\psi = 1,000$		$\bar{\lambda}_{LT} = 0,419$		
$N_{cr,y} = 2410,923 \text{ kN}$	$N_{cr,z} = 405,568 \text{ kN}$	$M_{topo} = 2,000$	$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$		$\psi = 1,000$		$C_{mLT} = 1,000$		
$\bar{\lambda}_y = 0,220 \geq 0,2$	$\bar{\lambda}_z = 0,537 \geq 0,2$	$C_{my} = 1,000 \geq 0,4$							
$\alpha_y = 0,340$	$\alpha_z = 0,340$								
$\phi_y = 0,528$	$\phi_z = 0,701$								
$\chi_y = 0,993 \leq 1,0$	$\chi_z = 0,868 \leq 1,0$	C_{mz} :	[kN.m]		$\psi = 1,000$				
		$M_{base} = 1,000$	\rightarrow		$\psi = 1,000$				
		$M_{topo} = 1,000$	$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$		$\psi = 1,000$				
		$C_{mz} = 1,000 \geq 0,4$							

Factores de Interação Kii - PROPRIEDADES ELÁSTICAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS - CLASSE 3 E 4:			
$N_{Ed} =$	0,000	kN	
$e_{Ny} =$	3,532	mm	
$e_{Ny} =$	0,000	mm	
$\Delta M_{z,Ed} =$	0,000	kN.m	
$\Delta M_{y,Ed} =$	0,000	kN.m	
$k_{yy} = C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_y \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} \right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} \right)$			
$k_{yy} =$	1,000	\leq	1,000
$k_{yz} = k_{zz} = C_{mz} \times \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_z \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right) \leq C_{mz} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right)$			
$k_{yz} =$	1,000	\leq	1,000
$k_{zz} =$	1,000	\leq	1,000
$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,05 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] \geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right]$			
$k_{zy} =$	1,000	\geq	1,000
Verificação:			
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$			
	0,696	\leq	1,0 VERIFICA
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$			
	0,696	\leq	1,0 VERIFICA
ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-3			
$\left(\frac{N_{Ed}}{N, bRd} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M, bRd} \right)^{0,8} \leq 1,0$			
	0,667	\leq	1,0 VERIFICA

Na verificação de segurança à encurvadura de viga-coluna, efetuada segundo o ponto 4.4.2.2.2, é necessário proceder à introdução da esbelteza normalizada e do coeficiente de redução devido à encurvadura lateral. Esta necessidade prende-se com as duas alternativas de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral. Revela-se ainda necessário, para a determinação dos coeficientes de momento uniforme equivalente, a introdução dos momentos no topo e na base do elemento, sendo que estes, conjuntamente com o diagrama de momentos na base vão conduzir ao valor do coeficiente.

6.2.1.1.10 Final – impressão

Na ótica do utilizador a folha pode-se tornar algo complexa, pelo que foi incluída uma folha resumo para facilitar o dimensionamento. Assim sendo apresentam-se na Tabela 6.38, todos os cálculos efetuados anteriormente onde são mencionados os pontos da regulamentação onde cada cálculo se insere.

Tabela 6.38 – Folha final – resumo.

Seção Bruta			Seção Idealizada			Seção Nominal		
SEÇÃO BRUTA $h = 140,000$ mm $b = 60,000$ mm $c = 20,000$ mm $r = 1,800$ mm $t_{nom} = 1,800$ mm $t_{cor} = 1,750$ mm			SEÇÃO IDEALIZADA $h_c = 138,250$ mm $b_c = 58,250$ mm $c_c = 19,125$ mm $r = 1,800$ mm $t_{cor} = 1,750$ mm			SEÇÃO NOMINAL $h_p = 136,683$ mm $b_p = 56,683$ mm $c_p = 18,342$ mm $r = 1,800$ mm $t_{cor} = 1,750$ mm		
VERIFICAÇÕES DE APLICABILIDADE E GEOMÉTRICAS SEGUNDO O EC3-1-3:								
(3.2.4(1))	$0,45 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ mm}$	OK						
	$r \leq 0,04 \times t \times \frac{E}{f_{y,b}}$	OK						
(5.2(1))	$b/t \leq 60$	OK						
(5.2(1))	$c/t \leq 50$	OK						
(5.2(1))	$h/t \leq 500$	OK						
(5.2(2))	$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6$	OK						
PROPRIEDADES DA SEÇÃO BRUTA SEGUNDO O EC3-1-3								
Áço: $E = 210$ GPa $f_{y,b} = 320$ MPa $f_{t,b} = 390$ MPa $G = 81$ GPa $n = 4$ "dobras" $\phi = 90$ ° $k = 7$ $(3.2.2(3))f_{y,a} = 331,893$ MPa \leq 355,000 MPa $v = 0,300$			SEÇÃO IDEALIZADA (5.1(4)) $\delta = 0,011$ (Anexo C) $Y_{ge} = 19,185$ (Anexo C) $Z_{ge} = 69,125$ mm (Anexo C) $A_{total} = 507,332$ mm ² (Anexo C) $I_y = 1565237,527$ mm ⁴ (Anexo C) $I_z = 263305,831$ mm ⁴ (Anexo C) $I_w = 1117496246,245$ mm ⁶ (Anexo C) $I_t = 512,371$ mm ⁴ $y_y = -48,222$ mm $z_z = 0,000$ mm			SEÇÃO NOMINAL (Anexo C) $Y_{ge} = 18,967$ mm (Anexo C) $Z_{ge} = 69,125$ mm (Anexo C) $A_{total} = 501,781$ mm ² (Anexo C) $I_y = 1546913,821$ mm ⁴ (Anexo C) $I_z = 258702,449$ mm ⁴ (Anexo C) $I_w = 1122150287,535$ mm ⁶ (Anexo C) $I_t = 512,235$ mm ⁴ (Anexo C) $W_{y,el} = 22378,500$ mm ³ (Anexo C) $W_{z,el} = 13639,296$ mm ³ (Anexo C) $z_{pl,y} = 69,125$ mm (Anexo C) $y_{pl,y} = 4,125$ mm (Anexo C) $W_{pl,y} = 25736,012$ mm ³ (Anexo C) $W_{pl,z} = 11760,940$ mm ³ (Anexo C) $y_z = -47,988$ mm (Anexo C) $z_z = 0,000$ mm		
CLASSIFICAÇÃO DE SEÇÃO SEGUNDO EC3-1-1 (QUADRO 5.2.1 E 5.2.2)								
BANZOS ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO: CLASSE 2 MOMENTO EM TORNO DE Y: CLASSE 2 MOMENTO EM TORNO DE Z: CLASSE 3			ALMA ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO: CLASSE 4 MOMENTO EM TORNO DE Y: CLASSE 3 MOMENTO EM TORNO DE Z: CLASSE 4			REFORÇOS ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO: CLASSE 3 MOMENTO EM TORNO DE Y: CLASSE 3 MOMENTO EM TORNO DE Z: CLASSE 3		
			PERFIL DE CLASSE: 4					

SECÇÕES EFECTIVAS - INSTABILIDADE LOCAL POR PLACA - EC3-1-5 - SECÇÃO BRUTA NOMINAL		
BANZOS (QUADRO 4.1)	ALMA (QUADRO 4.1)	REFORÇOS (QUADRO 4.2)
$b_p = 56,683$ mm	$h_p = 136,683$ mm	$c_p = 18,342$ mm
ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:	ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:	ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:
$b_{1p,e1} = b_{1p,e2} = 52,900$ mm	$h_{p,e1} = h_{p,e2} = 34,860$ mm	$c_{eff,s} = 16,450$ mm
$b_{p,i} = 0,000$ mm	$h_{p,i} = 63,180$ mm	$c_{p,1} = 0,000$ mm
MOMENTO EM TORNO DE Y:	MOMENTO EM TORNO DE Y:	MOMENTO EM TORNO DE Y:
$b_{1p,e1} = b_{1p,e2} = 52,900$ mm	$h_{p,e1} = 25,445$ mm	$c_{eff,s} = 18,342$ mm
	$h_{p,e2} = 41,005$ mm	$c_{p,1} = 0,000$ mm
	$h_{p,t} = 66,450$ mm	
	$h_{p,i} = 0,000$ mm	
MOMENTO POSITIVO EM TORNO DE Z:	MOMENTO POSITIVO EM TORNO DE Z:	MOMENTO POSITIVO EM TORNO DE Z:
$b_{1p,e1} = 13,195$ mm	$h_{eff,w} = 132,900$ mm	$c_{eff,s} = 16,450$ mm
$b_{1p,e2} = 22,629$ mm	Alma traccionada	$c_{p,1} = 0,000$ mm
$b_{p,t} = 17,076$ mm		
$b_{p,i} = 0,000$ mm		
MOMENTO NEGATIVO EM TORNO DE Z:	MOMENTO NEGATIVO EM TORNO DE Z:	MOMENTO NEGATIVO EM TORNO DE Z:
$b_{1p,e1} = 5,695$ mm	$h_{p,e1} = 34,860$ mm	$c_{eff,s} = 18,342$ mm
$b_{1p,e2} = 11,380$ mm	$h_{p,e2} = 34,860$ mm	Reforço traccionado
$b_{p,t} = 35,824$ mm	$h_{p,i} = 63,180$ mm	
$b_{p,i} = 0,000$ mm		

SECÇÕES EFECTIVAS - INSTABILIDADE LOCAL DISTORCIONAL - EC3-1-3 (5.5.3.2) - SECÇÃO BRUTA NOMINAL		
ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:	MOMENTO EM TORNO DE Y:	MOMENTO POSITIVO EM TORNO DE Z:
$r_{red} = 1,474$ mm	$r_{red} = 1,557$ mm	$r_{red} = 1,610$ mm

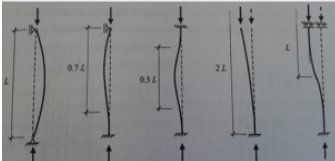
PROPRIEDADES EFECTIVAS DA SECÇÃO - EC3-1-3 (ANEXO C)					
A_{eff} (mm ²)	e_{N_c} (mm)	$I_{y,eff}$ (mm ⁴)	$W_{eff,y}$ (mm ³)	$I_{z,eff}$ (mm ⁴)	$W_{eff,z}$ (mm ³)
364,854	3,532	1426662,220	20641,900	232787,004	8536,784

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3-1-3	
ESFORÇOS RESISTENTES	
ESFORÇO RESISTENTE DE TRACÇÃO:	RESISTÊNCIA A FORÇAS CONCENTRADAS:
(6.1.2) $N_{t,Rd} = 166,538$ kN	<p>Secções Com Uma Única Alma Não Reforçada - Almas Susceptíveis à Rotação</p> <p>Necessário cumprir as seguintes condições:</p> <p>$\frac{h_w}{t} \leq 200$ OK $\frac{r}{t} \leq 6$ OK $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ OK</p> <p>Constantes: $k = 1,404$ $c = 0,000$ mm</p> <p>$k_1 = 0,867$ $h_w = 140,000$ mm</p> <p>$k_2 = 0,996$ $s_2 = 0,000$ mm</p> <p>$k_3 = 1,000$ $s_2 = 0,000$ mm → Largura real do apoio</p> <p>$k_4 = 0,911$ $1.5 \times h_w = 210,000$ mm</p> <p>$k_5 = 0,998$ $R_{w,Rd} = 6,519$ kN</p> <p>Uma Única Carga ou Reacção (Fig. 6.7 a)):</p> <p>$c = 0,000$ mm</p> <p>$h_w = 140,000$ mm</p> <p>$s_{2,1} = 0,000$ mm</p> <p>$s_{2,2} = 0,000$ mm</p> <p>$s_2 = 0,000$ mm</p> <p>$1.5 \times h_w = 210,000$ mm</p> <p>$e = 0,000$ mm</p> <p>Dois Cargas ou Reacções com $e < 1.5 \times h_w$ (Fig. 6.7 b)):</p> <p>$R_{w,Rd} = 4,576$ kN</p>
ESFORÇO RESISTENTE DE COMPRESSÃO:	
(6.1.3) $N_{c,Rd} = 116,753$ kN	
ESFORÇO RESISTENTE DE FLEXÃO:	
(6.1.4) $M_{y,Rd} = 6,605$ kN.m	
(6.1.4) $M_{z,Rd} = 2,732$ kN.m	
ESFORÇO RESISTENTE DE CORTE:	
Sem Reforço no Apoio:	
(6.1.5) $V_{Rd} = 34,828$ kN	
Com Reforço no Apoio:	
(6.1.5) $V_{Rd} = 34,828$ kN	

ESFORÇOS ATUANTES			
$N_{t,Ed}$	=	103,882	kN
$N_{c,Ed}$	=	65,536	kN
$M_{y,Ed}$	=	0,000	kN.m
$M_{z,Ed}$	=	0,000	kN.m
V_{Ed}	=	0,000	kN
F_{Ed}	=	0,000	kN

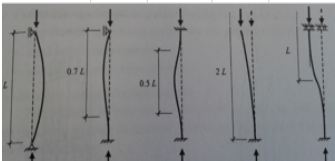
ESFORÇO AXIAL:				MOMENTO FLECTOR:				ESFORÇO TRANSVERSO:				
Tracção	(6.1.2)	0,624	OK	Flexão Simples Y	(6.1.4)	0,000	OK	Sem Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,000	OK	
Compressão	(6.1.3)	0,646	OK	Flexão Simples Z	(6.1.4)	0,000	OK	Com Reforço no Apoio:	(6.1.5)	0,000	OK	
FORÇAS CONCENTRADAS:				Flexão Desviada	(6.1.4.(7))	0,000	OK	Flexão Composta com Esforço Axial de Corte	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERACÇÃO			
Uma Única Carga ou Reacção	(6.1.7.2)	0,000	OK	Flexão Desviada Composta com Tracção	(6.1.8)	0,624	OK		$M_{F,Ed}$	=	4,333	kN.m
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,000	OK	Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,646	OK		$M_{M,Ed}$	=	6,948	kN.m
Duas Cargas ou Reacções com $e < 1,5 \times h_w$	(6.1.7.2)	0,000	OK						Verificação:			
Resistência à Flexão com Força Concentrada	(6.1.11)	0,000	OK					(6.1.10)	0,646	OK		

INSTABILIDADE GLOBAL			
i_y^2	=	3085,233	mm ²
i_z^2	=	519,001	mm ²
i_o	=	77,004	mm ²

CARGA CRÍTICA DE COLUNA SEGUNDO EC3-1-1 E EC3-1-3			
			
COMPRIENTO DE ENCURVADURA:			
$L = 1,160$ m	Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado	$L_y = 1,160$ m	
$K_y = 1,000$		$L_z = 1,160$ m	
$K_z = 1,000$	$K_w = \begin{cases} 1.0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0.7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$	$L_w = 1,160$ m	
$K_w = 1,000$			

SECÇÃO COM UM EIXO DE SIMETRIA ($y_0 \neq 0$ e $z_0 = 0$)			
Modo Crítico que Envolve Flexão em Torno de z:	Modo Crítico que Envolve Flexão em Torno de Y e Torção:	Carga Crítica:	$P_{cr} = \min\{P_{cr,F}; P_{cr,TF}\}$
$P_{cr,F} = 405,568$ kN	$P_{By} = 2410,923$ kN $P_{\theta} = 297,286$ kN	$P_{cr} = 282,574$ kN	
	$P_{cr,TF} = 282,574$ kN		

ESFORÇO AXIAL RESISTENTE À ENCURVADURA			
Esbelteza Normalizada:	Factor de Redução:	Esforço Axial Resistente à Encurvadura:	
$\bar{\lambda} = 0,643$ $\bar{\lambda} \leq 0,2$ HÁ ENCURVADURA	Curva de Encurvadura - Tabela 6.3 - EC3-1-3	$N_{b,Ed} = 95,155$ kN	
ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ HÁ ENCURVADURA	Factor de Imperfeição - Quadro 6.1 - EC3-1-1	Verificação:	VERIFICA
	$\chi = 0,815 \leq 1,0$		

ENCURVADURA DE VIGAS SEGUNDO EC3-1-3 E EC3-1-1			
			
COMPRIENTO DE ENCURVADURA:			
$L = 1,160$ m	Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado	$L_y = 1,160$ m	
$K_y = 1,000$		$L_z = 1,160$ m	
$K_z = 1,000$	$K_w = \begin{cases} 1.0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0.7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$	$L_w = 1,160$ m	
$K_w = 1,000$			

MOMENTO CRÍTICO DE VIGAS
MOMENTOS NAS EXTREMIDADES

Beam end loads	Bending moment	M_{Ed}	C_1
		M	1,00
		M	0,60
		M	0,40
		$\frac{FL}{4}$	0,74
		$\frac{FL}{B}$	0,80
		$\frac{FL}{8}$	0,94
		$\frac{3FL}{16}$	0,68

Aplicar fórmula

Usar Programa do IST

Quadro B.8 - Coeficientes C_1 e C_2 para vigas com momentos de extremidade

Diagrama de momentos	C_1	C_2
$\psi = +1,0$	1,000	1,000
$\psi = +0,5$	1,019	1,019
$\psi = 0,0$	1,000	1,000
$\psi = -0,5$	1,017	1,017
$\psi = -1,0$	1,000	1,000

Momento Crítico:

$C_1 = 1,000$

$M_{cr} = 26,738 \text{ kN.m}$

Esbelteza Normalizada:

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,497$

Factor de Redução:

Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4
Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1

$\chi_{LT} = 0,886 \leq 1,0$

Momento Resistente à Encurvadura Lateral:

$M_{b,Rd} = 5,849 \text{ kN.m}$

Verificação: VERIFICA

MOMENTOS PROVOCADOS POR FORÇAS APLICADAS NO VÃO

Momento Crítico: Buckling Load $P_b = 4,000 \rightarrow$ Valor obtido através do programa desenvolvido pelo IST

$M_{cr} = 0,000 \text{ kN.m}$

Esbelteza Normalizada: $\bar{\lambda}_{LT} = \#DIV/0!$

Factor de Redução: Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4
Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1

$\chi_{LT} = \#DIV/0! \leq 1,0$

Momento Resistente à Encurvadura Lateral:

$M_{b,Rd} = \#DIV/0! \text{ kN.m}$

Verificação: #DIV/0!

ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-1 - ANEXO B
FLEXÃO DESVIADA COMPOSTA COM COMPRESSÃO (INSTABILIDADE POR FLEXÃO E INSTABILIDADE LATERAL)
PERFIS SUSCEPTÍVEIS A DEFORMAÇÕES POR TORÇÃO

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo		
	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	$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \rightarrow$ Barras não susceptíveis a deformações por torção
k_{yz}	k_{yz} do Quadro B.1	k_{yz} do Quadro B.1	$\bar{\lambda}_{LT} > 0,2 \rightarrow$ Barras susceptíveis a deformações por torção
k_{yy}	$\begin{cases} 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_{z^2}}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \\ \geq 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \end{cases}$	$\begin{cases} 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_{z^2}}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \\ \geq 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \end{cases}$	$\bar{\lambda}_{LT} = 0,419$ $\chi_{LT} = 0,919$ BARRA SUSCEPTÍVEL
k_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1	Determinação do χ_y : $\chi_y = 0,993 \leq 1,0$
			Determinação do χ_z : $\chi_z = 0,868 \leq 1,0$

Coefficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{m1} e C_{m2} e C_{mLT}	
		Carga uniforme	Carga concentrada
M	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
M_1	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
M_2	$-1 \leq \alpha_2 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_2 \geq 0,4$
M_3	$0 \leq \alpha_3 \leq 1$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_3 \geq 0,4$
M_4	$0 \leq \alpha_4 \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_4$
M_5	$-1 \leq \alpha_5 < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,90 + 0,10\alpha_5$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_5(1+2\psi)$

Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{m1} = 0,9$ ou $C_{m2} = 0,9$, respectivamente.

C_{m1} , C_{m2} 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_{m1}	y-y	z-z
C_{m2}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

C_{my} :

$M_{base} = 31,851$
 $M_{topo} = 31,851$

$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$

$\psi = 1,000$

$C_{my} = 1,000 \geq 0,4$

C_{mz} :

$M_{base} = 0,000$
 $M_{topo} = 0,000$

$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$

$\psi = 0,000$

$C_{mz} = 0,600 \geq 0,4$

C_{mLT} :

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,419$

$C_{mLT} = 1,000$

Factores de Interação Kii - PROPRIEDADES ELÁSTICAS DAS SECCÕES TRANSVERSAIS - CLASSE 3 E 4:					
$N_{Ed} = 0,000$	kN	$k_{yy} = 1,000$	≤	1,000	
		$k_{yz} = 0,600$	≤	0,600	
		$k_{zz} = 0,600$	≤	0,600	
		$k_{zy} = 1,000$	≥	1,000	
Verificação:					
$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$		5,247	≤ 1,0	NÃO VERIFICA	
$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1} \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$		5,247	≤ 1,0	NÃO VERIFICA	
ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-3 (6.2.5 (2))					
Nota: Resultados conservativos.		3,880	≤ 1,0	NÃO VERIFICA	

6.2.1.1.11 Ligações madre/revestimento de cobertura

O exemplo utilizado até ao momento, diagonal de uma treliça, não se enquadra nas verificações e dimensionamento presentes nesta folha. Assim sendo, o exemplo proposto passará por um perfil de secção transversal em “C” com as dimensões 300x80x20 mm³ e com uma espessura de 3 mm. O painel sandwich HAIRISOL 1000 C da Arval, utilizado no exemplo dado, apresenta uma espessura total de 60 mm e uma espessura das chapas, interna e externa, de 0.75 mm. Relativamente aos parafusos auto-perfurantes presentes no exemplo, têm como referencia SXC da empresa SFS intec.

A determinação desta ligação prende-se com a necessidade de conhecer o número de ligadores por metro, de forma a que seja possível determinar o grau de travamento da madre. Assim sendo na Tabela 6.39 encontra-se aplicado o preconizado no ponto 4.6.2, relativamente aos parafusos auto-perfurantes.

Tabela 6.39 – Ligação madre/painel.

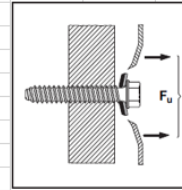
LIGAÇÕES - MADRE/REVESTIMENTOS DE COBERTURA (PAINÉL SANDWICH)					
PARAFUSOS AUTO-PERFORANTES					
Verificação de Segurança:					
$F_{Ed} \leq F_{Rd}$					
$F_{Rd} = \text{Min}[F_{b,Rd}; F_{v,Rd}; F_{n,Rd}]$					
DADOS					
Painél Sandwich:	$t_{sup} = 0,750$ mm	Madre:	$t_1 = 2,950$ mm	Parafusos SFS intec:	SXC5-5,5 x 92 - Esp. Painél: 49 - 67
	$t_{inf} = 0,750$ mm		$f_y = 320,000$ N/mm ²		$d = 5,500$ mm
	$f_y = 320,000$ N/mm ²		$f_u = 390,000$ N/mm ²		$d_w = 19,000$ mm
	$f_u = 390,000$ N/mm ²				
	$e = 60,000$ mm				
DISPOSIÇÕES GEOMÉTRICAS - DOMÍNIO DA VALIDADE - EC3-1-3					
	$d = 5,500$ mm	OK	$p_1 \geq 3d$	$p_1 = 36,000$ mm	OK
$e_1 \geq 3d$	$e_1 = 36,000$ mm	OK	$p_2 \geq 3d$	$p_2 =$ mm	KO
$e_2 \geq 1,5d$	$e_2 =$ mm	KO	$3,0 \text{ mm} \leq d < 8,0 \text{ mm}$		
			$f_u \leq 550$ MPa	OK	

PROPRIEDADES DO PARAFUSO SXC5 - 5,5xL - SFS intec

PROPRIEDADES DO FORNECEDOR

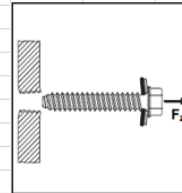
Pull-through:

Material	Espessura da Chapa (mm)	Média (N)	Desvio Padrão (N)
S375	0,500	4200	500
	0,620	5100	655
	0,750	7000	865
	0,870	7100	735

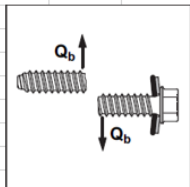


Pull-out:

Material	Espessura da Madre (mm)	Média (N)	Desvio Padrão (N)
S375	1,500	2300	85
	2,000	4000	150
	3,000	7200	185
	4,000	10280	1035

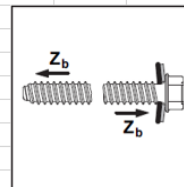


Resistência ao Corte do Parafuso:



Média (N)
10900

Resistência à Tracção do Parafuso:

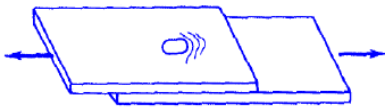


Média (N)
17500

PROPRIEDADES SEGUNDO O EC3-1-3

PARAFUSOS SUJEITOS A ESFORÇOS DE CORTE

Resistência ao Esmagamento da Chapa Junto ao Conector:



$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Se:

$$t = t_1 \rightarrow$$

$$\alpha = 3,2 \times \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1$$

-

$$t_1 \geq 2,5 \times t \text{ e } t < 1,0 \text{ mm} \rightarrow$$

$$\alpha = 3,2 \times \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1$$

1,182

$$t_1 \geq 2,5 \times t \text{ e } t \geq 1,0 \text{ mm} \rightarrow$$

$$\alpha = 2,1$$

-

$$t < t_1 < 2,5 \times t \rightarrow$$

$$\alpha = \text{interpolação linear}$$

-

$$\frac{t_1}{t} =$$

$$3,933 \rightarrow$$

$$\alpha = 1,182$$

$$F_{b,Rd} = 1,521 \text{ kN/parafuso}$$

Resistência ao Corte do Parafuso:



$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = 8,720 \text{ kN/parafuso}$$

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 \times F_{b,Rd} \leftrightarrow$$

$$8,720 \geq$$

$$1,825$$

OK

Resistência de Cada Parafuso a Forças de Corte:

$$F_{Rd} = \text{Min}[F_{b,Rd}; F_{v,Rd}; F_{n,Rd}]$$

$$F_{Rd} = 1,521 \text{ kN/parafuso}$$

MODOS DE COLAPSO ADICIONAIS EM PARAFUSOS À TRACÇÃO									
Resistência ao Pull-Through:					Parafusos sujeitos à acção do vento:				
$F_{p,Rd} = \begin{cases} \frac{d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} \rightarrow \text{para acções estáticas} \\ 0,5 \times \frac{d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} \rightarrow \text{para acções dinâmicas} \end{cases}$					$F_{p,Rd} = 2,223 \text{ kN/parafuso}$				
			Factor de redução:			1,000			
						$F_{p,Rd} = 2,223 \text{ kN/parafuso}$			
Resistência ao Pull-Out:									
			$\text{se } \frac{t_{sup}}{s} < 1 \rightarrow F_{o,Rd} = \frac{0,45 \times d \times t_{sup} \times f_{u,sup}}{\gamma_{M2}}$			$\frac{t_{sup}}{s} = 1,630$			
			$\text{se } \frac{t_{sup}}{s} \geq 1 \rightarrow F_{o,Rd} = \frac{0,65 \times d \times t_{sup} \times f_{u,sup}}{\gamma_{M2}}$			↓			
s = 1,810 mm						$F_{o,Rd} = 3,290 \text{ kN/parafuso}$			
Resistência à Tracção do Parafuso:									
$F_{t,Rd} = 14,000 \text{ kN/parafuso}$			$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}$			↔ 14,000 ≥ 2,223			OK
Resistência Condicionada pelo Modo de Colapso:									
			FpRd-Pull-Through			2,223 kN/parafuso			
DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES APARAFUSADAS									
Força Actuante em Cada Parafuso:									
$N_{Ed} = 0,000 \text{ kN}$			$h = 0,070 \text{ m}$						
$M_{Ed} = 0,000 \text{ kNm}$									
$w_k = 16,200 \text{ kN}$									
Determinação do Número de Parafusos:									
$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{n}$			$m_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h \times n}$			$F_{Ed} = n_{Ed} + m_{Ed} + v_{Ed}$			
l = 10,000 m			n = 14,550			↔ n = 2,000 parafusos/m			
			15,000			20			
Verificação da Resistência dos Parafusos:									
n = 20,000 parafusos									
$F_{Ed} = 1,217 \text{ kN/parafuso}$			$\leq 2,223 \text{ kN/parafuso}$			OK			
VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA PARA A ACÇÃO COMBINADA DE ESFORÇO DE CORTE E TRACÇÃO									
					$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{p,Rd}; F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min(F_{b,Rd}; F_{t,Rd})} \leq 1,0$				
$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n}$			↔ $F_{v,Ed} = 0,41 \text{ kN/parafuso}$						
$F_{t,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n}$			↔ $F_{t,Ed} = 0,810 \text{ kN/parafuso}$						
					Verificação:				
			0,632 ≤ 1,000			OK			

Na Tabela 6.39 é possível observar a necessidade de se inserir valores nas células de entrada, esses valores dependem do tipo de painel sandwich e conseqüentemente do parafuso a utilizar. Assim sendo é possível, na folha de cálculo, escolher o parafuso de acordo com a espessura total do painel (Tabela 6.40).

Tabela 6.40 – Comprimento do parafuso de acordo com a espessura do painel sandwich.

Parafusos SFS intec:	
	SXC5-5,5 x 92 - Esp. Painél: 49 - 67
	SXC5-5,5 x 82 - Esp. Painél: 39 - 57
	SXC5-5,5 x 92 - Esp. Painél: 49 - 67
	SXC5-5,5 x 113 - Esp. Painél: 59 - 87
	SXC5-5,5 x 133 - Esp. Painél: 78 - 107
	SXC5-5,5 x 163 - Esp. Painél: 99 - 137
	SXC5-5,5 x 193 - Esp. Painél: 127 - 167
	SXC5-5,5 x 210 - Esp. Painél: 149 - 187
	SXC5-5,5 x 236 - Esp. Painél: 157 - 210

Nesta são ainda apresentados os valores dados pelo fornecedor dos parafusos, relativamente à resistência destes e à determinação analítica dos mesmos. É possível observar, com a presença de ambos os valores, que os obtidos por via analítica se revelam mais conservativos, pelo que as verificações realizam-se com base nestes.

Relativamente ao dimensionamento dos parafusos, este apresenta duas hipóteses: (i) obter o número de parafusos com base nos esforços atuantes e (ii) verificação da segurança da ligação existente. As células correspondentes aos esforços atuantes apresentam comentários, aos esforços presentes na ligação, para que seja mais claro para o utilizador.

Tabela 6.41 – Esforços atuantes nas ligações.

Força Actuante em Cada Parafuso:			
$N_{Ed} =$	0,000	k	Vera Azevedo: Esforço de corte no parafuso
$M_{Ed} =$	0,000	k	
$w_k =$	16,200	k	
Força Actuante em Cada Parafuso:			
$N_{Ed} =$	0,000	kN	Vera Azevedo: Acção do Vento
$M_{Ed} =$	0,000	kNm	
$w_k =$	16,200	k	

Na determinação do número de parafusos com base nos esforços atuantes, é necessário, para além dos esforços que sobre estes atuam inserir, o vão da madre. Como apresentado no ponto 5, o número de pares de parafusos é um fator a ter em consideração no travamento das madres. Assim sendo, a folha assume que o número de parafusos necessários, por metro de painel, é sempre um número par. No exemplo apresentado na Tabela 6.39 é notório que o número de ligadores, necessários a uma ligação madre/painel segura, é sobrestimado.

Na verificação do número de ligadores existentes, é necessário introduzir os esforços atuantes, bem como o número de ligadores presentes no elemento em análise. Assim sendo, esta procede à verificação de segurança com base nos dados introduzidos.

Em ambas as situações, está a ser contabilizado o esforço de corte no parafuso extremo resultante da estabilização do painel, como indicado na ECCS.

6.2.1.1.12 Travamentos das madres

O travamento das madres, presentes nas Tabela 6.42 e Tabela 6.44 apresenta a restrição à rotação (5.2.1) e a restrição à translação (5.2.2), respetivamente, bem como todos os cálculos intermédios para que estas se digam asseguradas.

Tabela 6.42 – Travamento das madres - rotação.

VERIFICAÇÕES PARA APLICABILIDADE DO EC3-1-3									
		$\frac{h}{t} < 233$	101,695	OK		$\frac{c}{t} \leq 20$	6,780	OK	
RESTRIÇÃO À TORÇÃO									
					$C_D = \frac{1}{\left(\frac{1}{C_{D,A}} + \frac{1}{C_{D,C}}\right)}$				
Verificações de Aplicabilidade:									
60 mm ≤ b ≤ 180 mm	hot rolled beams symmetric about minor axis				b =	80,000	mm	OK	
60 mm ≤ b ≤ 80 mm	cold formed Σ-, Z-, U- or C-section				$E_c = 0,5 \times (E_{Cc} + E_{Ce})$		→	Espuma de Poliuretano	
2.0 N/mm² ≤ E _c ≤ 8.0 N/mm²	elastic modulus of the core material (mean value)							↓	
0.38 mm ≤ t _{cor} ≤ 0.71 mm	core sheet thickness of the face t _{f1} , t _{f2} (steel)							E _{Cc} = 3,000 N/mm²	
0.50 mm ≤ t ≤ 0.65 mm	sheet thickness of the face t _{f1} , t _{f2} (aluminium)							E _{Ce} = 4,000 N/mm²	
1 m ⁻¹ ≤ n _f ≤ 4 m ⁻¹	number of fasteners per meter length in the governing line of fixing							E _c = 3,500 N/mm²	
q	torsional restraint is only provided with downward loading and only for predominantly static loading							f _{Cc} = 0,120 N/mm²	
f _{Cc}	compression strength of the core material (characteristic value)				t _{sup} =	0,700	mm	OK	
	f _{Cc} ≥ 0.08 N/mm² core materials PU and EPS				t _{inf} =	0,700	mm	OK	
	f _{Cc} ≥ 0.05 N/mm² core material mineral wool				n _f =	4,000	m ⁻¹	OK	
f _{Ct} ≥ 0.06 N/mm²	tensile strength of the core material (characteristic value)				f _{Cc} =	0,120	N/mm²	OK	
d _w ≥ 16 mm	diameter of washer				d _w =	19,000	mm	OK	
L _e ≥ d _c	overhang of the panel (see Fig. 2.4), distance to the edge of an opening								
RIGIDEZ À ROTAÇÃO DA LIGAÇÃO PAINEL/MADRE - SEGUNDO O ECCS									
					$C_{\theta A} = \frac{m_k}{\vartheta(m_k)} = \frac{3}{2} \times \frac{C_{\theta 1}}{C_{\theta 1} + C_{\theta 2} + 1}$				
Determinação dos Parâmetros C _{θ1} e C _{θ2} :									
	hot rolled beams symmetric about minor axis	cold formed Σ-, Z-, U- or C-section				C _{θ2} =	0,000		
C _{θ1}	c ₁ · E _{C,t,θ} · b ²	c ₃ · E _{C,t,θ}				$E_{c,t,\theta} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\theta,t}} \times \sqrt{k_1}$		→	Segundo a NP 14509: k ₁ = 1,000
C _{θ2}	c ₂ · n _f · E _{C,t,θ} · b ² ¹⁾	0							φ _{θ,t} = 0,000
E _{C,t,θ}	$E_{C,t,\theta} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\theta,t}} \cdot \sqrt{k_1}$, where k ₁ = $\frac{\sigma_{w,200C}}{\sigma_{w,200C}}$ ²⁾			c ₁ , c ₂		Parameters according to Table 2.3			
m _k	q · $\frac{b}{2}$	q · b		φ _{θ,t}		parameter depending on the duration of loading ¹⁾			
¹⁾ C _{θ2} = 0 for hidden fixings									
²⁾ for defining the factor k ₁ see also EN 14509 [24], A.5.5.5									
Core material	geometry of outer face (at the head of fasteners)	c ₁ [-]	c ₂ [m]	c ₃ [m ²]			E _{c,t,θ} =	3,500 N/mm²	
PU/EPS	profiled ¹⁾	0.180	0.052	6.48 · 10 ⁻⁴			c ₃ =	0,001 m²	
	slightly profiled/flat	0.142	0.040	5.11 · 10 ⁻⁴			$C_{\theta 1} = c_3 \times E_{c,t,\theta}$		→ C _{θ1} = 2,268 kNm/m
Mineral wool	profiled ¹⁾	0.089	0.027	3.20 · 10 ⁻⁴					
	slightly profiled/flat	0.048	0.027	1.73 · 10 ⁻⁴					
¹⁾ depth of profiling ≥ 30 mm									
O valor da Secante:									
		C _{θA} =	1,701				kNm/m		

RIGIDEZ À ROTAÇÃO CORRESPONDENTE À RIGIDEZ POR FLEXÃO DO PAINEL-SEGUNDO EC 3-1-3

$$C_{D,C} = \frac{k \times E \times I_{eff}}{s}$$

$k =$	4,000
$E =$	210,000 GPa
$I_{eff} =$	51600,000 mm ⁴
$s =$	2,000 m
$C_{D,C} =$	21,672 kNm/m

Simulação da Chapa Exterior do Painel Sandwich Através da Chapa Perfilada BP30|BC 1000 da Blocotelha:

Espessura [mm]	Peso [kg/m ²]	A _{eff} [cm ²]	I _{eff} [cm ⁴]	W _{eff} [cm ³]	M _{Rd} [kNm/m]
0,50	4,60	5,86	5,16	3,04	0,76

RESTRIÇÃO À TORÇÃO

Verificação do Tracionamento à Rotação:

Caso	Distribuição dos momentos	Sem travamento à translação	Com travamento à translação
1		4,0	0
2a		3,5	0,12
2b			0,23
3		2,8	0
4		1,6	1,0
5		1,0	0,7

$\psi \leq -0,3$

$$C_D = \frac{1}{\left(\frac{1}{C_{D,A}} + \frac{1}{C_{D,C}}\right)}$$

$C_D = 1,577$ kNm/m

$$C_D > \frac{M_{pl,k}^2}{E \times I_z} \times K_\varphi \times K_U$$

$K_\varphi = 0,000$

$K_U = \begin{cases} 0,35 & \rightarrow \text{Análise elástica} \\ 1,0 & \rightarrow \text{Análise plástica} \end{cases} \rightarrow K_U = 0,350$

$M_{pl,k} = 45,877$ kNm

$E = 210,000$ GPa

$I_z = 1022995,337$ mm⁴

1,577 > 0,000 Suficientemente Travada em Relação às Deformações por Torção

LIMITAÇÃO DO MOMENTO ESTABILIZADOR

$K_c \rightarrow$ tabela 6.6 da NP EN 1993-1-1:

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

Limitação da Rotação da Viga Estabilizada:

$m_k = q_d \times b$

$$m_{\theta A} = \frac{1}{C_{\theta A} \times K_c^4 \times E \times I_z - 1} \times C_{\theta A} \times \vartheta_0$$

$K_c =$	0,940
$\vartheta_0 =$	0,060
$E =$	210,000 GPa
$I_z =$	102,300 cm ⁴
$M_{Ed} =$	28,652 kNm
$m_{\theta A} =$	-0,156 kNm/m
$m_k = q_d \times b$	
$q_d =$	2,292 kN/m (ESTADO LIMITE ÚLTIMO)
$b =$	80,000 mm
$m_k =$	0,183 kNm/m \geq 0,156 kNm/m OK
$q_d =$	1,011 kN/m (ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO)
$b =$	80,000 mm
$m_k =$	0,081 kNm/m
$\vartheta \leq$	0,08
$\vartheta \cong \frac{m_{k,k}}{C_{\theta A}} \rightarrow$	$\vartheta \cong 0,048 \leq 0,080$ OK

No início da Tabela 6.42, encontram-se as verificações de aplicabilidade presentes na EN 1993-1-3, sendo estas condições transversais às duas restrições.

Relativamente às condições presentes na ECCS no que à restrição e à rotação diz respeito, a folha prevê dois materiais para o núcleo do painel sandwich. Assim sendo, na Tabela 6.43 encontram-se presentes os materiais mais comuns.

Tabela 6.43 – Material presente no núcleo do painel sandwich.

$E_C = 0,5 \times (E_{Cc} + E_{Ct})$	→	Espuma de Poliuretano
		Lã de Rocha
		Espuma de Poliuretano

Na rigidez à rotação da ligação e na rigidez à rotação do painel foram assumidas algumas simplificações. Estas deveram-se à falta de informação, necessária aos cálculos, por parte dos fornecedores deste tipo de elemento. Assim sendo, na ausência de informações sobre o módulo de elasticidade à tração da secção transversal a 20 e a 80°C, o valor do coeficiente k_1 assume o valor de 1,0. O mesmo acontece com o momento de inércia efetivo do painel, I_{eff} , que na ausência de informação, recorreu-se a uma chapa de revestimento com geometria similar, sendo esta a chapa perfilada BP30|BC 1000 da Blocotelha.

Tabela 6.44 – Travamento das madres – translação.

RESTRIÇÃO LATERAL			
$S_i \geq \left(E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{L^2} \times 0,25 \times h^2 \right) \times \frac{70}{h^2}$			
$S_i = \frac{k_v}{2 \times B} \times \sum_{k=1}^{nk} c_k^2$			
RIGIDEZ DE TRANSLAÇÃO DA LIGAÇÃO APARAFUSADA			
$k_v = \frac{1}{\frac{x_F}{k_{F2}} + \frac{t_{cor,sup}^2 + (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}}{4 \times C_{sup}} + \frac{3 \times (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}^2 + t_{cor,sup}^3}{24 \times EI}}$			
Verificações de Aplicabilidade:			
$5.5 \text{ mm} \leq d \leq 8.0 \text{ mm}$	nominal diameter of the fastener	$d = 5,500 \text{ mm}$	OK
$40 \text{ mm} \leq D$	panel thickness	$D = 60,000 \text{ mm}$	OK
$0.40 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 1.00 \text{ mm}$	core sheet thickness of the face layers (steel)	$t_{cor,F2} = 0,750 \text{ mm}$	OK
$1.50 \text{ mm} \leq t_{cor,sup} \leq 10.0 \text{ mm}$	core thickness of the supporting structure (steel)	$t_{cor,sup} = 2,950 \text{ mm}$	OK
$d_1 = 4,200 \text{ mm}$			
$d_2 = 5,000 \text{ mm}$			
$f_{u,F2} = 390,000 \text{ MPa}$			
$x_F = 1 - \frac{\frac{1}{k_{F2}} \frac{D \times t_{cor,sup}}{2 \times C_{sup}} - \frac{D \times t_{cor,sup}^2}{8 \times EI}}{\frac{1}{k_{F2}} + \frac{D^2}{C_{sup}} + \frac{D^2 \times (2 \times D + 3 \times t_{cor,sup})}{6 \times EI}}$			
Rigidez à Flexão do Parafuso:		Rigidez do Travamento na Estrutura de Suporte:	
$EI = 6135923,152 \text{ N} \times \text{mm}^2$		$C_{sup} = 2400 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{t_{cor,sup} \times d_1^5}$	
		$C_{sup} = 149020,315 \text{ N} \times \text{mm}^2$	

Rigidez da Face Interior do Painel:

$$k_{F2} = \begin{cases} 6,93 \times \frac{f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,26 \text{ mm} + 0,8 \times t_{F2}} & \rightarrow \text{para } 0,40 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 0,70 \text{ mm} \\ 4,2 \times \frac{f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,373 \text{ mm}} & \rightarrow \text{para } 0,70 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 1,0 \text{ mm} \end{cases} \leftrightarrow k_{F2} = 5845,499 \text{ N/mm}^2$$

$$x_F = 1,012 \text{ N/mm}^2$$

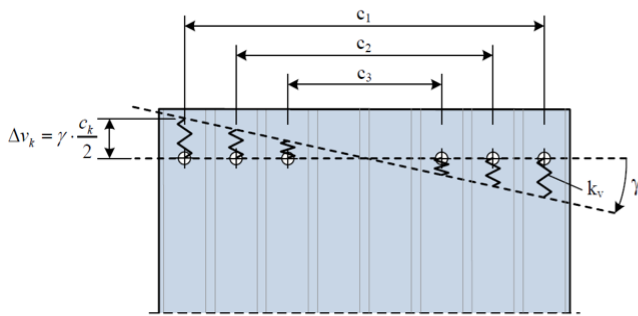
Rigidez de Translação da Ligação Aparafusada:

$$k_v = \frac{1}{\frac{x_F}{k_{F2}} + \frac{t_{cor,sup}^2 + (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}}{4 \times C_{sup}} + \frac{3 \times (1-x_F) \times D \times t_{cor,sup}^2 + t_{cor,sup}^3}{24 \times EI}}$$

$$k_v = 5427,602 \text{ N/mm} \leftrightarrow k_v = 5,428 \text{ kN/mm}$$

RIGIDEZ AO CORTE PARA A ESTABILIZAÇÃO DE UMA VIGA

$$S_i = \frac{k_v}{2 \times B} \times \sum_{k=1}^{nk} c_k^2$$



- $c_{k,1} = 900,000 \text{ mm}$
- $c_{k,2} = 500,000 \text{ mm}$
- $c_{k,3} = \text{mm}$
- $c_{k,4} = \text{mm}$
- $\sum_{k=1}^{nk} c_k^2 = 1060000,000 \text{ mm}^2$
- $B = 1000,000 \text{ mm}$ (Largura Útil do Painel)
- $S_i = 2876,629 \text{ kN}$

Verificação do Traçamento Lateral:

$$S_i \geq \left(E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_x \times \frac{\pi^2}{L^2} \times 0,25 \times h^2 \right) \times \frac{70}{h^2}$$

$$L = 10,000 \text{ m}$$

$$2876,629 \geq 909,657 \text{ Viga Travada Lateralmente}$$

FORÇAS NAS LIGAÇÕES

$$M_{i,d} = 28,652 \text{ kNm} \quad (\text{Momento Actuante})$$

$$N_{i,d} = 0,000 \text{ kN} \quad (\text{Esforço Axial Actuante})$$

$$F_{i,d} = \frac{M_d}{h} \rightarrow \text{Momento sem Esforço Axial} \leftrightarrow F_{i,d} = 95,507 \text{ kN} \quad (\text{Força de Compressão no Banço Superior da Madre})$$

$$F_{i,d} = N_d \rightarrow \text{Esforço Axial} \leftrightarrow F_{i,d} = 0,000 \text{ kN} \quad (\text{Força de Compressão no Banço Superior da Madre})$$

$$F_{i,d} = N_d + \frac{M_d}{h} \rightarrow \text{Encurvadura por Flexão} \leftrightarrow F_{i,d} = 95,507 \text{ kN} \quad (\text{Viga-Coluna com Momento Flector e Esforço Axial})$$

$$F_{i,d} = \frac{N_d}{2} + \frac{M_d}{h} \rightarrow \text{Encurvadura por Flexão - Torção} \leftrightarrow F_{i,d} = 95,507 \text{ kN} \quad (\text{Viga-Coluna com Momento Flector e Esforço Axial})$$

O Momento Máximo a Ser Suportado Pelas Ligações:

$$M_{S,max} = m_{i,max} \times B = F_i \times \left(\frac{\pi}{L} \right) \times e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \times B$$

O Momento Máximo a Ser Suportado Pelas Ligações:

$$M_{S,max} = m_{i,max} \times B = F_i \times \left(\frac{\pi}{L} \right) \times e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \times B$$

$$F_{i,d} = 95,507 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{L}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \leftrightarrow e_0 = 0,0148 \text{ m}$$

$$m = 10,000 \quad (\text{número de vigas a estabilizar})$$

$$M_{S,max} = 0,460 \text{ kNm}$$

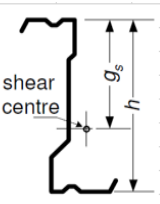
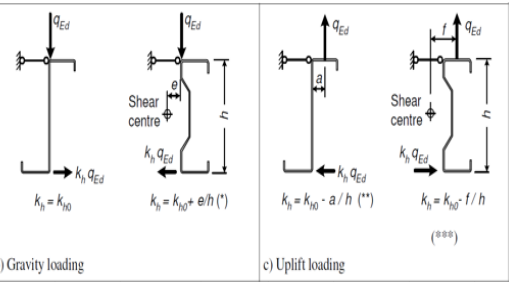
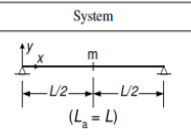
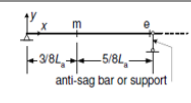
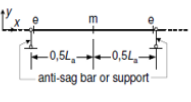



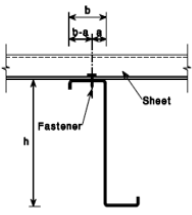
Esforço de Corte no Parafuso Extremo Resultante do Momento Máximo:			
$\sum \frac{c_k^2}{c_1} = 1177,778$ mm	$V_{s,máx}^M = \frac{M_{s,máx}}{\sum \frac{c_k^2}{c_1}}$		
	$V_{s,máx}^M = 0,391$ kN/parafuso		
Esforço de Corte no Parafuso Extremo na Direção Transversal:			
$L_g = 10,000$ m	$V_{s,máx}^Q = \frac{m \times M_{s,máx}}{L_g \times n_f}$		
	$V_{s,máx}^Q = 0,115$ kN/parafuso		
Esforço de Corte no Parafuso Extremo Resultante da Estabilização do Painel:			
	$V_{s,máx} = \sqrt{(V_{s,máx}^M)^2 + (V_{s,máx}^Q)^2}$		
	$V_{s,máx} = 0,407$ kN/parafuso		
LIMITAÇÃO DE DEFORMAÇÃO			
	$\gamma_{máx} = e_0 \times \frac{\pi}{L} \times \frac{1}{\frac{S_k}{F_i} - 1} \leq \frac{1}{750}$		
	$\gamma_{máx} = 0,000160$ rad \leq 0,001333 OK		
CONCLUSÕES			
$n_f = 4,000$ m ⁻¹			
Restrição à Torção →	Suficientemente Travada em Relação às Deformações por Torção		
Restrição Lateral →	Viga Travada Lateralmente		
∴	Viga Travada		

Relativamente à Tabela 6.44 é de salientar as conclusões, pois como referido no ponto 5.2, uma viga diz-se totalmente travada quando ambas as expressões de travamento, travamento à rotação e translação, forem verificadas. Nas conclusões é possível observar o grau de travamento desta, bem como o número de ligações presentes por metro de painel.

6.2.1.1.13 Resistência da secção transversal das madres

Encontra-se presente na Tabela 6.45 a verificação da secção transversal da madre, bem como a resistência à encurvadura do banzo livre a cargas gravíticas e cargas ascendentes. Esta tabela encontra-se programada de acordo com o estipulado no ponto 5.3.

Tabela 6.45 – Resistência da secção transversal e encurvadura do banzo livre.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DA MADRE			
RESISTÊNCIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DA MADRE			
Máxima Tensão na Secção Transversal:			
<u>Banzo Restringido:</u>		$\sigma_{máx.Ed} = \frac{M_{y.Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$	
<u>Banzo Livre:</u>		$\sigma_{máx.Ed} = \frac{M_{y.Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz.Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$	
$A_{eff} = 842,459 \text{ mm}^2$	$N_{c.Ed} = 0,000 \text{ kN}$	$L_a = 10,000 \text{ m}$	e $\gamma_M = \gamma_{M1}$
$W_{eff,y} = 108576,664 \text{ mm}^3$	$M_{y.Ed}^{uplift} = -2,245 \text{ kN.m}$	$q_{Ed} = -1,616 \text{ kN/m}$	(Madre Simplesmente Apoiada)
$f_{y,b} = 320,000 \text{ MPa}$	$M_{y.Ed}^{gravity} = 28,651 \text{ kN.m}$	$q_{Ed} = 2,292 \text{ kN/m}$	(Madre Simplesmente Apoiada)
$k_{h0} \rightarrow$ Factor da Carga Lateral Aplicada no Centro de Corte:	$k_h \rightarrow$ Factor de Carga Equivalente:		
	$k_{h0} = \frac{I_{yz} \times g_s}{I_y \times h}$		Cargas Gravíticas: $k_h = k_{h0} \cdot \frac{f}{h}$ $k_h = 0,160$
	$k_{h0} = 0,000$		Cargas Ascendentes: $k_h = k_{h0} \cdot \frac{f}{h}$ $k_h = 0,160$
<u>Carga Lateral Equivalente:</u>	<u>Cargas Gravíticas:</u>	<u>Cargas Ascendentes:</u>	
$q_{h.Ed} = k_h \times q_{Ed}$	$q_{h.Ed} = 0,366 \text{ kN/m}$	$q_{h.Ed} = -0,258 \text{ kN/m}$	
<u>Momento no Banzo Livre Devido à Carga Lateral q_h,Ed:</u>			
$M_{fz.Ed} = \kappa_R \times M_{0,fz.Ed}$			
<u>Momento Inicial no Banzo Livre e Factor de Correção:</u>			
	System	Location	$M_{0,fz.Ed}$
	m	m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$
	m	m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$
	e	e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$
	m	m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$
	e	e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$
			$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
			$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
			$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
			$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
			$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$
			$R = \frac{K \times L_a^4}{\pi^4 \times E \times I_{fz}} \leq 40$
			$\frac{1}{K} = \frac{4 \times (1 - \nu^2) \times h^2 \times (h_d + b_{mod})}{E \times t^3} + \frac{h^2}{C_D}$
			$b_{mod} = 2a + b$
			$b = 80,000 \text{ mm}$
			$a = 40,000 \text{ mm}$
			$b_{mod} = 160,000 \text{ mm}$
			$K = 11,763$
			$1/5 \times h = 60,000 \text{ mm}$
			$I_{fz} = 383589,803 \text{ mm}^4$
			$L_a = 3,333 \text{ m}$
			$R = 0,185 \text{ OK}$
			$W_{fz} = 13750,524 \text{ mm}^3$

Cargas Ascendentes:									
		$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz}}{\lambda_1}$		$\lambda_1 = \pi \times [E/f_{yb}]^{0,5}$		$l_{fz} = \eta_1 \times L_a \times (1 + \eta_2 \times R^{0,15})^{\eta_4}$			
$0 \leq R \leq 200$	OK								
TABELA 10.2b - EC3-1-3:									
Situação:		Número de Barras anti-sag:		$\eta_1 = 0,902$					
Vão Simples		2		$\eta_2 = 8,550$	→	$l_{fz} = 2,942$ m	→	$\bar{\lambda}_{fz} = 1,243$	
$l_{fz} = 29,410$ mm				$\eta_3 = 2,180$					
$\lambda_1 = 80,479$				$\eta_4 = -0,111$					
EC3-1-1 (6.3.2.3):									
Curva de Encurvadura b	→	$\alpha_{LT} = 0,340$							
		$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,200$	→	$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2]$	↔	$\Phi_{LT} = 1,450$			
		$\beta = 1,000$							
		$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2}}$	↔	$\chi_{LT} = 0,455$	$\leq 1,0$	OK			
					$\leq \frac{e}{\bar{\lambda}_{LT}^2}$	OK			
		$\frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$	↔	53776,948	kN/m ²	$\leq 320000,000$	kN/m ²	OK	

Relativamente à resistência da secção transversal da madre, as células de entrada correspondem à carga distribuída, tanto para cargas gravíticas como ascendentes, ao vão da madre e, caso exista, ao esforço axial de compressão. Os momentos, necessários à verificação das tensões, são determinados automaticamente e preveem o número de barras “anti-sag” ao longo do vão.

Na determinação do momento inicial no banzo livre e do fator de correção, é necessário indicar qual o sistema estrutural em que nos encontramos, bem como o local em análise. Assim sendo, na Tabela 6.46, encontram-se representados os sistemas e a localização da análise no vão. O sistema A, B e C correspondem de forma descendente aos sistemas representados na Tabela 5.6.

Tabela 6.46 – Sistema estrutural e local em análise.

Sistema:	Localização:	Sistema:	Localização:
C	m	C	m
A			m
B			e
C	gravíticas:		

É necessário fornecer a indicação da localização da ligação madre/painel, através do parâmetro α . As células correspondentes à verificação das máximas tensões na secção transversal, tanto para o banzo restringido como para o banzo livre, encontram-se com formatação condicional, pelo que a não verificação de segurança será representada pela célula de cor vermelha.

Na resistência à encurvadura do banzo livre, esta prevê as duas situações expostas no ponto 5.3.2. Deste modo, encontram-se representadas nas Tabela 6.47 e Tabela 6.48, as situações e o número de

barras “anti-sag” para a determinação dos coeficientes η , respetivamente para cargas gravíticas e ascendentes.

Tabela 6.47 – Situação e número de barras “anti-sag” – cargas gravíticas.

TABELA 10.2a - EC3-1-3:		TABELA 10.2a - EC3-1-3:	
Situação:	Número de Barras anti-sag:	Situação:	Número de Barras anti-sag:
Vão Extremo	0	Vão Extremo	0
Vão Extremo			0
Vão Intermédio			1
Vão Extremo e Intermédio			2
		$i_{fz} = 29,410$ mm	3
			4

Tabela 6.48 – Situação e número de barras “anti-sag” – cargas ascendentes.

TABELA 10.2b - EC3-1-3:		TABELA 10.2b - EC3-1-3:	
Situação:	Número de Barras anti-sag:	Situação:	Número de Barras anti-sag:
Vão Simples	2	Vão Simples	2
Vão Simples			0
Vão Extremo			1
Vão Intermédio		$i_{fz} = 29,410$ mm	2
Vão Extremo e Vão Simples		$\lambda_1 = 80,479$	3
Vão Extremo e Intermédio			4

As células de verificações de segurança, tal como na verificação correspondente às máximas tensões na secção transversal, apresentam formatação condicional, pelo que a não verificação de segurança será representada pela célula de cor vermelha.

6.2.1.2 Folha de cálculo para o perfil TUBULAR

A folha de cálculo respetiva ao perfil TUBULAR da BARRAFERROS é constituída por cinco separadores, sendo que, contrariamente ao perfil “C”, este apresenta as propriedades geométricas corretamente tabeladas. Assim sendo, a folha é dividida em:

- Propriedades;
- Esforços resistentes – estado limite último;
- Verificações de segurança – estado limite último;
- Instabilidade global;
- Final – impressão.

Esta teve por base o estipulado no ponto 4.3.4 do presente documento e as propriedades dadas pelo fornecedor encontram-se presentes em Anexo. O exemplo que se segue terá por base um perfil TUBULAR 265x100x2.5 mm³, sendo a função estrutural deste a corda superior de uma treliça.

6.2.1.2.1 Propriedades

O perfil tubular apresenta a secção transversal presente na Figura 6.8, sendo as suas propriedades apresentadas na Tabela 6.49.

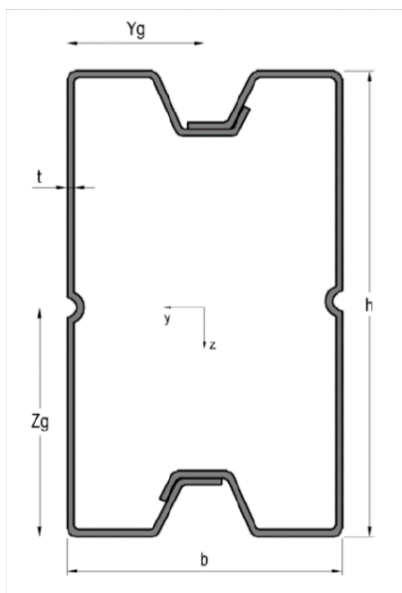


Figura 6.8 – Secção transversal do perfil TUBULAR.

Tabela 6.49 – Propriedades perfil TUBULAR.

DIMENSÕES DA SECÇÃO - LINHA MÉDIA					
Perfil	t (mm)	b (mm)	h (mm)	y_g (mm)	z_g (mm)
265 x 100 x 2,5	2,500	97,500	262,500	48,750	131,250

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO BRUTA									
Perfil	A (mm ²)	I_y (mm ⁴)	W_y (mm ³)	i_y (mm)	I_z (mm ⁴)	W_z (mm ³)	i_z (mm)	$J = I_t$ (mm ⁴)	I_w (mm ⁶)
265 x 100 x 2,5	1994,000	17261000,000	131512,381	93,050	3256300,000	66795,897	40,41	7022629,000	8114080000,000

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO EFECTIVA			
Perfil	A_{eff} (mm ²)	$W_{y,eff}$ (mm ³)	$W_{z,eff}$ (mm ³)
265 x 100 x 2,5	1687,000	131230,000	54510,000

Aço:	DX51D+Z		
f_y =	335	MPa	
f_{tk} =	370	MPa	
E=	210	GPa	
G=	81	GPa	

Coeficientes Parciais de Segurança:	
γ_{M0} =	1,000
γ_{M1} =	1,000
γ_{M2} =	1,250

Na Tabela 6.49, como referido anteriormente, encontram-se presentes as propriedades do perfil. Denotam-se nesta duas tipologias de célula de entrada, sendo estas do tipo lista (células com o tipo de perfil) e célula de entrada manual (células com o módulo de elasticidade e módulo de distorção). Nas células tipo lista, Tabela 6.50, constam todos os perfis do tipo TUBULAR disponíveis pelo

fabricante. A mudança do perfil conduz a uma mudança, automática, das dimensões e respetivas propriedades da secção bruta e efetiva da secção.

Tabela 6.50 – Tipos de perfil TUBULAR.

Perfil
265 x 100 x 2,5
170 x 100 x 2,5
230 x 100 x 2,5
265 x 100 x 2,5

6.2.1.2.2 Esforços resistentes – estado limite último

Na Tabela 6.51 encontram-se representados os esforços resistentes necessários às verificações de segurança. Nesta é possível observar células de entrada de lista, iguais à representada na Tabela 6.50, e ainda células preenchidas a vermelho. Estas últimas encontram-se assim preenchidas, devido ao caso “especial” de aplicabilidade, tal como a nota indica, estes valores devem ser utilizados quando $W_{eff} = W_{el}$. O facto de o fornecedor dividir os momentos, em ambas as direções, em positivos e negativos pode induzir, um utilizador menos experiente, em erro.

Tabela 6.51 – Esforços resistentes em estado limite último.

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU: ESFORÇOS RESISTENTES							
Perfil	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{y+,Rd}$ (kNm)	$M_{y-,Rd}$ (kNm)	$V_{w,y,Rd}$ (kN)	$F_{e,y,Rd}$ (kN)	$F_{i,y,Rd}$ (kN)
265 x 100 x 2,5	695,180	565,040	45,760	43,960	244,490	27,310	98,16
VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU: ESFORÇOS RESISTENTES							
Perfil	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{z+,Rd}$ (kNm)	$M_{z-,Rd}$ (kNm)	$V_{w,z,Rd}$ (kN)	$F_{e,z,Rd}$ (kN)	$F_{i,z,Rd}$ (kN)
265 x 100 x 2,5	695,180	565,040	19,010	18,260	92,840	54,630	196,32
Nota:	$M_{y+,Rd}$ e $M_{z+,Rd}$ determinados com f_{yd} → utilizado quando $W_{eff} = W_{el}$ e :						
						* Momento aplicado em duas direcções simultaneamente;	
						* Elementos sujeitos a instabilidades torsionais.	
	$V_{w,y,Rd} = V_{w,z,Rd}$ → Esforço Transverso Resistente;						
	$F_{e,y,Rd} = F_{e,z,Rd}$ → Força Resistente Apoio de Extremidade (Esmagamento almas);						
	$F_{i,y,Rd} = F_{i,z,Rd}$ → Força Resistente Apoio Intermédio (Esmagamento almas).						

6.2.1.2.3 Verificações de segurança – estado limite último

Na Tabela 6.52 encontram-se representadas as verificações de segurança presentes no ponto 4.3.4. Nesta é necessário proceder à inserção dos valores dos esforços atuantes e consequentemente, a folha procede à verificação de segurança. As células encontram-se sujeitas a formatação condicional, pelo que, as fórmulas que não vejam a sua condição satisfeita apresentam preenchimento de cor vermelha.

Tabela 6.52 – Verificações de segurança.

ESFORÇOS ATUANTES			
		$N_{t,Ed} =$	304,147 kN
		$N_{c,Ed} =$	481,173 kN
		$M_{y,Ed} =$	0,000 kN.m
		$M_{z,Ed} =$	1,657 kN.m
		$V_{Ed} =$	0,000 kN
		$F_{Ed} =$	0,000 kN
VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA			
ESFORÇO AXIAL			
	Tracção	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$	0,438 OK
	Compressão	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$	0,852 OK
MOMENTO FLECTOR			
	Flexão Simples	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$	0,000 OK
		$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,091 OK
	Flexão Desviada	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,091 OK
	Flexão Desviada Composta com Tracção	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,528 OK
	Flexão Desviada Composta com Compressão	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	0,942 OK
ESFORÇO TRANSVERSO			
		$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 1,0$	0,000 OK
	Flexão Composta com Esforço Axial e Corte	$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5$	NÃO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERACÇÃO
		$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$	→ NÃO HÁ INTERACÇÃO
		$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \times \left(2 \times \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$	→ HÁ INTERACÇÃO
		$M_{f,Rd} = b_p \times t \times f_{yd} \times (h - t)$	↔ $M_{f,Rd} = 21,231$ kN.m
		$M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + \left(\frac{h_p}{2}\right)^2 \times t \times f_{yd}$	↔ $M_{pl,Rd} = 35,658$ kN.m
		VERIFICAÇÃO:	0,852 OK

FORÇAS CONCENTRADAS			
SECÇÕES COM ALMA REFORÇADA			
Apoio de Extremidade	$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
Apoio Intermédio	$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$	0,000	OK
Resistência à Flexão Apoio de Extremidade	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$	0,000	OK
Resistência à Flexão Apoio Intermédio	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$	0,000	OK

6.2.1.2.4 Instabilidade global

Comparativamente com o descrito para a folha de cálculo do perfil “C”, esta apresenta também um resumo das propriedades utilizadas na verificação de segurança do perfil à instabilidade global. Assim sendo, estas encontram-se representadas na Tabela 6.53.

Tabela 6.53 – Propriedades da secção para a instabilidade global.

PROPRIEDADES			
$I_y =$	17261000,000	mm^4	$I_w =$ 8114080000,000 mm^6
$I_z =$	3256300,000	mm^4	$I_t =$ 7022629,000 mm^4
$A =$	1994,000	mm^2	
			$y_s =$ 0,000 mm
			$z_s =$ 0,000 mm
			$i_y^2 =$ 8656,469 mm^2
			$i_z^2 =$ 1633,049 mm^2
			$i_0 =$ 101,437 mm^2

As Tabela 6.54, Tabela 6.55 e Tabela 6.56 são, respetivamente, a verificação de segurança à encurvadura de colunas, à encurvadura de vigas e à encurvadura de viga-coluna. O processo utilizado nesta folha foi o mesmo utilizado, na mesma verificação, no perfil “C”. A título de exemplo e para que a validade desta folha fosse verificada, considerou-se um momento $M_{y,Ed} = 1.0 \text{ kN.m}$.

Tabela 6.54 – Verificação à encurvadura de colunas.

CARGA CRÍTICA DE COLUNAS			
COMPRIMENTO DE ENCURVADURA			
$L =$	2,000	m	$L_y = K_y \times L \rightarrow L_y =$ 2,000 m
$K_y =$	1,000		$L_z = K_z \times L \rightarrow L_z =$ 2,000 m
$K_z =$	1,000		$L_w = K_w \times L \rightarrow L_w =$ 2,000 m
$K_w =$	1,000	\rightarrow	$K_w = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0,7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$
SECÇÃO COM DUPLA SIMETRIA ($y_0 = 0$ e $z_0 = 0$)			
$P_{cr} = \min\{P_{E,y}; P_{E,z}; P_0\}$			
Flexão em Torno de Y:	$P_{E,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2}$	\rightarrow	$P_{E,y} =$ 8943,860 kN
Flexão em Torno de Z:	$P_{E,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2}$	\rightarrow	$P_{E,z} =$ 1687,266 kN
Torção:	$P_0 = \frac{1}{i_0^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_w^2} \right)$	\rightarrow	$P_0 =$ 55691,361 kN
Carga Crítica:	$P_{cr} =$		1687,266 kN

ESFORÇO AXIAL RESISTENTE À ENCURVADURA			
Esbelteza Normalizada:		Factor de Redução:	
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_{yb}}{N_{cr}}}$		$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$	
$\bar{\lambda} = 0,579$		$\alpha = 0,340$	
$\bar{\lambda} \leq 0,2$ HÁ ENCURVADURA		$\phi = 0,732$	
ou		$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	
$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ HÁ ENCURVADURA		$\chi = 0,848 \leq 1,0$	
Esforço Axial Resistente à Encurvadura:			
		$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$	
		1,000	
Verificação: $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$			
		$N_{b,Rd} = 479,007 \text{ kN}$	
		VERIFICA	

Tabela 6.55 – Verificação à encurvadura de vigas.

ENCURVADURA DE VIGAS			
COMPRIIMENTO DE ENCURVADURA			
$L = 2,000 \text{ m}$	→	Alterar L também na Carga Crítica de Colunas	
$K_z = 1,000$		$L_z = K_z \times L$	→ $L_z = 2,000 \text{ m}$
$K_w = 1,000$	→	$K_w = \begin{cases} 1,0 \rightarrow \text{Restrição parcial à rotação por torção} \\ 0,7 \rightarrow \text{Restrição significativa à rotação por torção} \end{cases}$	
		$L_w = K_w \times L$	→ $L_w = 2,000 \text{ m}$
MOMENTO CRÍTICO DE VIGAS			
MOMENTOS NAS EXTREMIDADES			
Momento Crítico:		Esbelteza Normalizada:	
$M_{cr} = C_1 \times i_0 \times \sqrt{P_{Ex} \times P_\phi}$		$M_{y,Rk} = 43,960 \text{ kN.m}$	
$K_z = 1,000$		$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}}$	
$C_1 = 1,000$		$\bar{\lambda}_{LT} = 0,211$	
$M_{cr} = 983,294 \text{ kN.m}$			
		Factor de Redução:	
		$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$	
		$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$	
		$h/b = 2,650$	
		↓	
		curva b	
		↓	
		$\alpha_{LT} = 0,340$	
		$\phi_{LT} = 0,524$	
		$\chi_{LT} = 0,996 \leq 1,0$	
Momento Resistente à Encurvadura Lateral:			
		$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}}$	
		$M_{b,Rd} = 43,784 \text{ kN.m}$	
Verificação: $M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$			
		VERIFICA	

MOMENTOS PROVOCADOS POR FORÇAS APLICADAS NO VÃO									
Momento Crítico:					Buckling Load Pb= 10,000 → Valor obtido através do programa desenvolvido pelo IST				
$M_{cr} = 10,000 \text{ kN.m}$									
Esbelteza Normalizada:			Factor de Redução:			$h/b = 2,650$ ↓ curva b ↓ $\alpha_{LT} = 0,340$			
$M_{y,Rk} = 43,960 \text{ kN.m}$			$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$			$\Phi_{LT} = 3,020$			
$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{cr}}}$			$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$			$\chi_{LT} = 0,193 \leq 1,0$			
$\bar{\lambda}_{LT} = 2,097$									
Momento Resistente à Encurvadura Lateral:									
$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}}$									
$M_{b,Rd} = 8,463 \text{ kN.m}$									
Verificação: $M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$					VERIFICA				

Tabela 6.56 – Verificação à encurvadura de viga-coluna.

ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-1									
FLEXÃO DESVIADA COMPOSTA COM COMPRESSÃO (INSTABILIDADE POR FLEXÃO E INSTABILIDADE LATERAL)									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$									
$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \rightarrow$ Barras não susceptíveis a deformações por torção									
$\bar{\lambda}_{LT} > 0,2 \rightarrow$ Barras susceptíveis a deformações por torção									
DETERMINAÇÃO DOS FACTORES DE INTERACÇÃO									
$\bar{\lambda}_{LT} = 0,367$ BARRA SUSCEPTÍVEL									
$\chi_{LT} = 0,939$									
Determinação do χ_y					Determinação do χ_z				
$I_y = 17261000,000 \text{ mm}^4$					$I_z = 3256300,000 \text{ mm}^4$				
$N_{Rk} = 565,040 \text{ kN}$					$N_{Rk} = 565,040 \text{ kN}$				
$N_{cr,y} = 8943,860 \text{ kN}$					$N_{cr,z} = 1687,266 \text{ kN}$				
$\bar{\lambda}_y = 0,251 \geq 0,2$					$\bar{\lambda}_z = 0,579 \geq 0,2$				
$\alpha_y = 0,340$					$\alpha_z = 0,340$				
$\Phi_y = 0,540$					$\Phi_z = 0,732$				
$\chi_y = 0,982 \leq 1,0$					$\chi_z = 0,848 \leq 1,0$				
Coeficientes de Momento Uniforme Equivalente C_m :									
$\psi = \frac{M_{base}}{M_{topo}}$									
C_{my} : $M_{base} = 1,900$ $M_{topo} = 1,900 \rightarrow \psi = 1,000$					C_{mz} : $M_{base} = 1,900$ $M_{topo} = 1,900 \rightarrow \psi = 1,000$				
$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$					$0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$				
$C_{my} = 1,000 \geq 0,4$					$C_{mz} = 1,000 \geq 0,4$				
					C_{mLT} : $\bar{\lambda}_{LT} = 0,367$ $C_{mLT} = 1,000$				

Factores de Interação Kij - PROPRIEDADES ELÁSTICAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS - CLASSE 3 E 4:					
$N_{Ed} =$	10,000	kN	$e_{N_x} =$	0,000	mm
			$e_{N_y} =$	0,000	mm
			$\Delta M_{x,Ed} =$	0,000	kN.m
			$\Delta M_{y,Ed} =$	0,000	kN.m
$k_{yy} = C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_y \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} \right) \leq C_{my} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} \right)$					
	$k_{yy} =$	1,003	\leq	1,011	
$k_{yz} = k_{zz} = C_{mz} \times \left(1 + 0,6 \times \bar{\lambda}_z \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right) \leq C_{mz} \times \left(1 + 0,6 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right)$					
	$k_{yz} =$	1,007	\leq	1,013	
	$k_{zz} =$	1,007	\leq	1,013	
$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,05 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] \geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right]$					
	$k_{zy} =$	0,999	\geq	0,999	
Verificação:					
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$					
		0,169	\leq	1,0	VERIFICA
$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$					
		0,172	\leq	1,0	VERIFICA
ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-3					
$\left(\frac{N_{Ed}}{N, bRd} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M, bRd} \right)^{0,8} \leq 1,0$					
		0,208	\leq	1,0	VERIFICA

De salvaguardar que na verificação à encurvadura de viga-coluna, este perfil foi tratado como um perfil suscetível a deformações por torção. Tratando-se de um perfil composto, cuja união é efetuada por ligações aparafusadas com parafuso M8 e sendo esta realizada de 350 mm em 350 mm, de forma conservativa foi tratado como um perfil aberto.

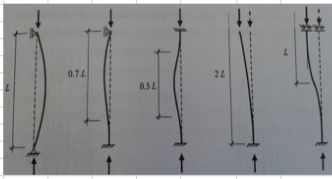
6.2.1.2.5 Final – impressão

Nesta folha de cálculo foi incluída uma folha resumo, comparativamente à desenvolvida para o perfil “C”, tornando mais acessível o dimensionamento por parte do utilizador. A Tabela 6.57 apresenta todos os cálculos anteriormente mencionados, bem como os pontos da regulamentação correspondentes às verificações de segurança.

Tabela 6.57 – Folha final – resumo.

PROPRIEDADES DA SECÇÃO													
DIMENSÕES DA SECÇÃO - LINHA MEDIA													
Perfil	t (mm)	b (mm)	h (mm)	y_c (mm)	z_c (mm)								
265 x 100 x 2,5	2,500	97,500	262,500	48,750	131,250								
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO BRUTA													
Perfil	A (mm ²)	I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	I_{xy} (mm ⁴)	I_{yz} (mm ⁴)	$I_{xy,z}$ (mm ⁴)	i_y (mm)	i_z (mm)	$J = I_y + I_z$ (mm ⁴)	$I_{pl,y}$ (mm ³)			
265 x 100 x 2,5	1934,000	17261000,000	131512,361	93,050	3256300,000	86735,837	40,41	40,41	7022623,000	6114080000,000			
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SECÇÃO EFECTIVA													
Perfil	A_{eff} (mm ²)	$W_{pl,y}$ (mm ³)	$W_{pl,z}$ (mm ³)										
265 x 100 x 2,5	1687,000		131230,000	54510,000									
Aço:	DX51D+Z												
f_y	335	MPa											
f_t	370	MPa											
E	210	GPa											
G	81	GPa											
VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA SEGUNDO O EC3-1-3													
ESFORÇOS RESISTENTES													
VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELLI: ESFORÇOS RESISTENTES													
Perfil	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$M_{z,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	$F_{t,y,Rd}$ (kN)	$F_{t,z,Rd}$ (kN)						
265 x 100 x 2,5	635,180	565,040	45,760	43,360	244,430	27,310	98,16						
VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELLI: ESFORÇOS RESISTENTES													
Perfil	$N_{t,Rd}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$M_{z,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	$F_{t,y,Rd}$ (kN)	$F_{t,z,Rd}$ (kN)						
265 x 100 x 2,5	635,180	565,040	19,010	18,260	32,840	54,630	136,32						
ESFORÇOS ATUAIS													
$N_{t,Ed}$	= 304,147 kN												
$N_{c,Ed}$	= 481,173 kN												
$M_{y,Ed}$	= 1,000 kN.m												
$M_{z,Ed}$	= 1,657 kN.m												
$V_{y,Ed}$	= 0,000 kN												
$F_{t,Ed}$	= 0,000 kN												
VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO													
ESFORÇO AXIAL:			MOMENTO FLECTOR:			ESFORÇO TRANSVERSO:			FORÇAS CONCENTRADAS:				
Tracção	(6.12)	0,438	OK	Flexão Simples Y	(6.14)	0,023	OK	0,000	OK	Apoio de Extremidade	(6.1.7.2)	0,000	OK
Compressão	(6.13)	0,852	OK	Flexão Simples Z	(6.14)	0,091	OK	AO É NECESSÁRIO VERIFICAR INTERACÇÃO $M_{y,Ed} = 21,231$ kN.m $M_{z,Ed} = 35,658$ kN.m Verificação: (6.1.10) 0,874 OK	Resistência à Flexão Apoio de Extremidade	(6.1.11)	0,023	OK	
				Flexão Desviada	(6.14.17)	0,113	OK		Apoio Intermédio	(6.1.7.2)	0,000	OK	
				Flexão Desviada Composta com Tracção	(6.1.8)	0,551	OK		Resistência à Flexão Apoio Intermédio	(6.1.11)	0,023	OK	
				Flexão Desviada Composta com Compressão	(6.1.9)	0,365	OK						
VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO													
$l = 20,000$ m			$\phi = 4,274$ cm	$\phi \leq \phi_{lim}$		$\frac{l}{250} = 8,000$ cm							
Verificação: OK													
INSTABILIDADE GLOBAL													
$i_y^2 = 8656,469$ mm ²	$i_z^2 = 1633,049$ mm ²	$i_x = 101,437$ mm											
CARGA CRÍTICA DE COLUNA SEGUNDO EC3-1-1E EC3-1-3													
COMPRIENTO DE ENCURVADURA:													
$l = 2,000$ m	Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado												
$K_y = 1,000$	$K_z = 1,000$	$K_w = 1,000$	$K_{y,w} = 1,000$	$K_{z,w} = 1,000$	$K_{y,z} = 1,000$	$K_{z,y} = 1,000$	$K_{y,z,w} = 1,000$	$K_{z,y,w} = 1,000$	$K_{y,z,w} = 1,000$				
$N_{cr} = \min(N_{cr,y}, N_{cr,z}, N_{cr,w})$ $N_{cr} = 1687,266$ kN													
SECÇÃO COM DUPLA SIMETRIA ($y_0 = 0$ e $z_0 = 0$)													
Flexão em Torno de Y:	$P_{cr,y} = 8943,860$ kN	Flexão em Torno de Z:	$P_{cr,z} = 1687,266$ kN	Torção:	$P_{cr} = 55891,361$ kN								
Carga Crítica:													
$P_{cr} = \min(P_{cr,y}, P_{cr,z}, P_{cr})$													
$P_{cr} = 1687,266$ kN													
ESFORÇO AXIAL RESISTENTE À ENCURVADURA													
Esbelteza Normalizada:	$\lambda = 0,579$	$\lambda \leq 0,2$ ou $\frac{N_{t,Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$	HÁ ENCURVADURA	Factor de Redução:	Curva de Encurvadura - Tabela 6.3 - EC3-1-3	Esforço Axial Resistente à Encurvadura:	$N_{b,Rd} = 479,007$ kN						
Factor de Imperfeição - Quadro 6.1 - EC3-1-1													
$\chi = 0,848 \leq 1,0$													
Verificação: VERIFICA													

ENCURVADURA DE VIGAS SEGUNDO EC3-1-3 E EC3-1-1



COMPRIMENTO DE ENCURVADURA:

$L = 2,000$ m	Nota: Considera-se sempre simplesmente apoiado	$L_{cr} = 2,000$ m
$K_1 = 1,000$	$1.0 \rightarrow$ Restrição parcial à rotação por torção	$L_{cr} = 2,000$ m
$K_2 = 1,000 \rightarrow K_{eff} = 0,7$	$0,7 \rightarrow$ Restrição significativa à rotação por torção	

MOMENTO CRÍTICO DE VIGAS

MOMENTOS NAS EXTREMIDADES

Beam end loads	Bending moment	M_{cr}	C_1
		M_{cr}	1.00
		M_{cr}	0.90
		M_{cr}	0.80
		$\frac{FL}{4}$	0.74
		$\frac{FL}{8}$	0.69
		$\frac{FL}{8}$	0.94
		$\frac{3FL}{16}$	0.69

Aplicar fórmula
Usar Programa do IST

Quadro 2.8 - Coeficientes C_1 e C_2 para o cálculo do momento crítico de encurvadura

Diagrama de momento	C_1	C_2
	1.0	1.000
	0.7	0.819
	1.0	1.141
	0.5	0.817
	1.0	1.331
	0.5	1.037
	1.0	1.577
	0.5	1.186
	1.0	2.206
	0.5	1.515
	1.0	2.335
	0.5	1.642
	1.0	2.605
	0.5	1.880
	1.0	3.060
	0.5	2.245
	1.0	3.540
	0.5	2.612

Momento Crítico:
 $C_1 = 1,000$
 $M_{cr} = 983,294$ kN.m

Esbelteza Normalizada:
 $\bar{\lambda}_{cr} = 0,211$

Factor de Redução:
Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4
Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1
 $\chi_{cr} = 0,936 \leq 1,0$

Momento Resistente à Encurvadura Lateral:
 $M_{b,Rd} = 43,784$ kN.m

Verificação: VERIFICA

MOMENTOS PROVOCADOS POR FORÇAS APLICADAS NO VÃO

Momento Crítico: Buckling Load $P_b = 10,000$ → Valor obtido através do programa desenvolvido pelo IST

$M_{cr} = 10,000$ kN.m

Esbelteza Normalizada:
 $\bar{\lambda}_{cr} = 2,097$

Factor de Redução:
Curva de Encurvadura - Quadro 6.4 - EC3-1-4
Factor de Imperfeição - Quadro 6.3 - EC3-1-1
 $\chi_{cr} = 0,193 \leq 1,0$

Momento Resistente à Encurvadura Lateral:
 $M_{b,Rd} = 8,463$ kN.m

Verificação: VERIFICA

ENCURVADURA DE VIGAS - COLUNA - SEGUNDO EC3-1-1 - ANEXO B

FLEXÃO DESVIADA COMPOSTA COM COMPRESSÃO (INSTABILIDADE POR FLEXÃO E INSTABILIDADE LATERAL)

PERFIS SUSCEPTÍVEIS A DEFORMAÇÕES POR TORÇÃO

Factores de interacção	Hipóteses de cálculo	
	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_{zz}	k_{zz} do Quadro B.1	k_{zz} do Quadro B.1
k_{ϕ}	$\left[\frac{1 - 0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{alt} - 0,25) \chi_z N_{Bz} / \gamma_{M1}} \right] \geq \frac{N_{Ed}}{(C_{alt} - 0,25) \chi_z N_{Bz} / \gamma_{M1}}$	$\left[\frac{1 - 0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{alt} - 0,25) \chi_z N_{Bz} / \gamma_{M1}} \right] \geq \frac{N_{Ed}}{(C_{alt} - 0,25) \chi_z N_{Bz} / \gamma_{M1}}$ para $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{\phi} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{alt} - 0,25) \chi_z N_{Bz} / \gamma_{M1}}$
k_{ω}	k_{ω} do Quadro B.1	k_{ω} do Quadro B.1

$\bar{\lambda}_{cr} \leq 0,2 \rightarrow$ Barras não susceptíveis a deformações por torção

$\bar{\lambda}_{cr} > 0,2 \rightarrow$ Barras susceptíveis a deformações por torção

$\bar{\lambda}_{cr} = 0,367$ BARRA SUSCEPTÍVEL

$\chi_{cr} = 0,939$

Determinação do χ_y :
 $\chi_y = 0,902 \leq 1,0$

Determinação do χ_z :
 $\chi_z = 0,848 \leq 1,0$

Coefficiente de Momento Uniforme Equivalente C_m :

Diagrama de momento	Domínio de aplicação	C_{m1} e C_{m2} e C_{m3}	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$ $-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,1 - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$	$-0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$	$0,2(1-\psi) - 0,8\alpha_1 \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$ $-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_1$	$0,90 + 0,10\alpha_1$
	$0 \leq \alpha_1 \leq 1$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_1$	$0,90 + 0,10\alpha_1$
	$-1 \leq \alpha_1 < 0$ $-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_1(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_1(1+2\psi)$

Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{m1} = 0,9$ ou $C_{m2} = 0,9$, respectivamente.

C_{m1} , C_{m2} e C_{m3} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos. Factores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:

coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção
C_{m1}	y-y	z-z
C_{m2}	z-z	y-y
C_{m3}	y-y	y-y

C_{m1} :
 $M_{max} = 1,900$ [kN.m]
 $M_{min} = 1,900$
 $0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$
 $C_{m1} = 1,000 \geq 0,4$

C_{m2} :
 $M_{max} = 1,900$ [kN.m]
 $M_{min} = 1,900$
 $0,6 + 0,4 \times \psi \geq 0,4$
 $C_{m2} = 1,000 \geq 0,4$

$C_{m1\phi}$:
 $\bar{\lambda}_{cr} = 0,367$
 $C_{m1\phi} = 1,000$

Factores de Interação K_i - PROPRIEDADES ELÁSTICAS DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS - CLASSE 3 E 4:			
$N_{Ed} =$	10.000	kN	
		$k_{yy} =$	1.003 \leq 1.011
		$k_{zz} =$	1.007 \leq 1.013
		$k_{yy} =$	1.007 \leq 1.013
		$k_{zz} =$	0.999 \geq 0.999
Verificação:			
	$\frac{N_{Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{Ed}}{Y_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{y,Ed}}{Y_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{z,Ed}}{Y_{M1}}} \leq 1.0$		0.169 \leq 1.0 VERIFICA
	$\frac{N_{Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{Ed}}{Y_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{y,Ed}}{Y_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{01} \times \frac{M_{z,Ed}}{Y_{M1}}} \leq 1.0$		0.172 \leq 1.0 VERIFICA
ENCURVADURA DE VIGAS - COLUMNA - SEGUNDO EC3-1-3 (6.2.5(2))			
Nota: Resultados conservativos:		0.208 \leq 1.0	VERIFICA

6.3 DIMENSIONAMENTO DE UMA COBERTURA

Na realização do estágio foi proposto o dimensionamento de uma cobertura de um edifício de distribuição, equiparado a um Modelo – Continente. Esta foi dimensionada considerando as ações segundo o *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSA* e segundo a NP EN 1991 Parte 1-1, que diz respeito às *Ações gerais em estruturas* e Parte 1- 4 respeitante às *Ações do vento*.

O edifício localiza-se na zona do Porto e apresenta as seguintes dimensões:

- $h = 7.0 \text{ m}$;
- $b = 70 \text{ m}$;
- $l \rightarrow$ Variável de acordo com a regulamentação.

A solução estrutural, em ambas as regulamentações, passa por madres em perfis de secção transversal em “C” de O FELIZ e estrutura principal treliçada, sendo o revestimento efetuado em painel sandwich HAIRISOL 1000 C da Arval. A ligação entre o painel e a madre foi realizada com parafusos auto-perfurantes SXC5 da SFS intec. A treliça prevê na sua constituição cordas, superior e inferiormente, em perfis TUBULAR da BARRAFERROS e diagonais e montantes em perfis de secção transversal em “C” de O FELIZ.

Na análise estrutural realizada, as madres foram consideradas simplesmente apoiadas na treliça e estas simplesmente apoiadas nos pilares. Procedeu-se à determinação do contraventamento do banzo superior da madre, pelo painel sandwich, e o travamento do banzo livre com barras “anti-sag”.

A SONAE, nas especificações técnicas de lojas, impõe para as suas coberturas uma pendente de 4%. Esta pendente é possível quando se trata de revestimentos em chapa simples; considerando o revestimento em painel sandwich, o fornecedor destes recomenda uma pendente de 10% para os seus painéis. É dada, por parte deste, a hipótese de se adotar pendentes entre os 7 e os 10%, desde que seja realizado um remate em espuma na cumeeira; assim sendo a pendente adotada na cobertura foi de 7%.

A modelação numérica da cobertura foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático Robot Structural Analysis. Esta foi efetuada através de elementos lineares de barra, sendo respeitada a geometria das secções transversais dos perfis bem como as respetivas propriedades do aço.

As cargas, permanentes e variáveis, foram aplicadas nas madres como cargas uniformes de superfície e nas treliças como cargas nodais. O comportamento de treliça foi caracterizado com recurso a ligações rotuladas entre os elementos. Apresenta-se, de seguida, o modelo da madre, Figura 6.9, e o modelo da treliça, Figura 6.10 e Figura 6.11, utilizado no dimensionamento dos elementos.

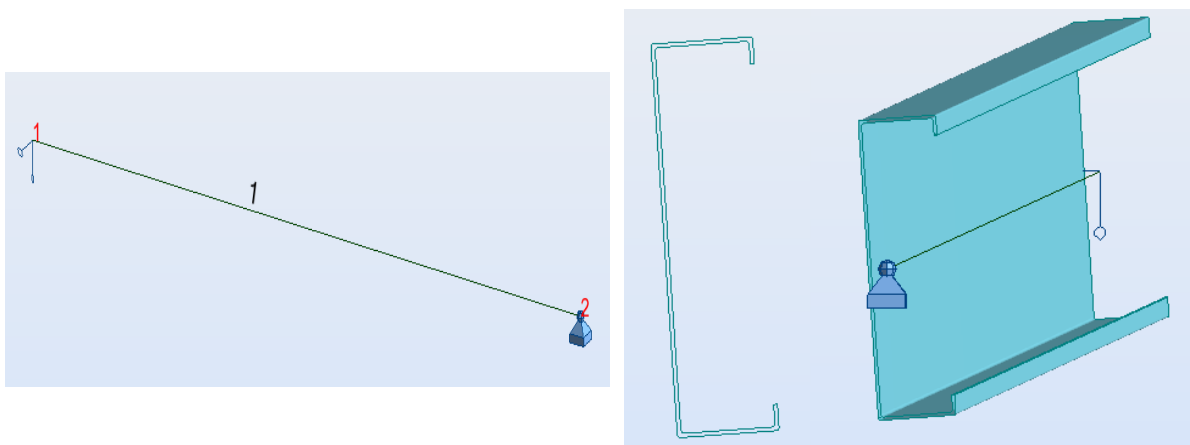


Figura 6.9 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma madre da cobertura.

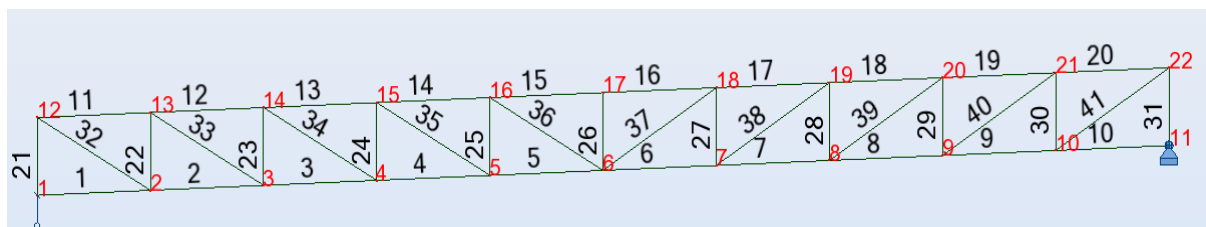


Figura 6.10 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma treliça da cobertura – numeração nós e barras.

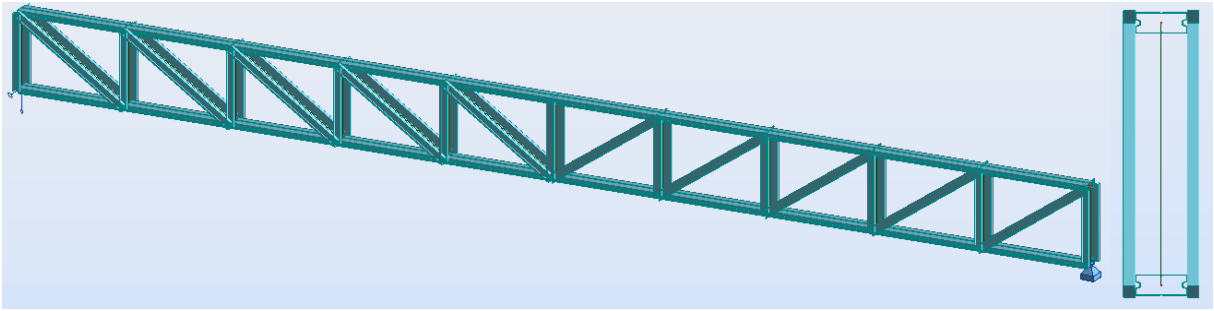


Figura 6.11 – Perspetiva do modelo de cálculo de uma treliça da cobertura.

6.3.1.1 *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSA*

A quantificação e respetiva combinação de ações, no que a peso próprio, sobrecargas e vento diz respeito, foram realizadas de acordo com o RSA. Este no ponto 5.1 do Artigo 5º classifica as ações como permanentes, variáveis e acidentais, sendo estas definidas da seguinte forma:

- Ações permanentes – assumem valores constantes ou com pequenas variações ao longo de praticamente toda a vida útil da estrutura;
- Ações variáveis – assumem variações significativas, relativamente ao seu valor médio ao longo da vida útil da estrutura;
- Ações acidentais – apresentam baixa probabilidade de ocorrência e assumem valores significativos durante a vida útil da estrutura.

Neste dimensionamento foram consideradas as seguintes ações:

- Ações permanentes:
 - Peso próprio dos elementos estruturais de aço → $\gamma = 77.0 \text{ kN/m}^3$;
 - Revestimentos (Painel Sandwich) → 0.15 kN/m^2 ;
 - Restantes cargas permanentes → 0.10 kN/m^2 ;
 - Painéis fotovoltaicos → 0.20 kN/m^2 ;

- Ações variáveis:

- Sobrecarga em cobertura não acessível $\rightarrow 0.30 \text{ kN/m}^2$ ($\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0$), ponto 34.3 do Artigo 34º.
- Vento:

A quantificação da ação do vento, dada a localização do edifício, insere-se na Zona A (Artigo 20º) com um coeficiente de rugosidade aerodinâmica do solo do Tipo II (Artigo 21º). Com base no referido anteriormente, a pressão dinâmica do vento assume o valor de $w_k = 0.9 \text{ kN/m}^2$. Este valor foi obtido através da Figura 1 do Artigo 24º. O coeficiente de forma foi obtido através do Anexo I do RSA.

$$w_k = -0.9 \times 0.9 = -0.81 \text{ kN/m}^2$$

Os valores reduzidos da pressão dinâmica do vento devem ser obtidos considerando os coeficientes seguintes: $\psi_0 = 0.4$; $\psi_1 = 0.2$ e $\psi_2 = 0$ segundo o ponto 24.3 do Artigo 24º.

As combinações de ações foram definidas de acordo com o estipulado no Artigo 7º do RSA. Este define, para estado limite último, dois tipos de combinações de ações:

- Combinações fundamentais;
- Combinações acidentais.

Relativamente às combinações de ações em estado limite de utilização, este estabelece três tipos:

- Combinações raras;
- Combinações frequentes;
- Combinações quase permanentes.

Assim sendo, foi adotada a combinação fundamental definida pela seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk}] \quad (6.1)$$

Onde:

- S_{Gik} \rightarrow Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

- S_{Q1k} → Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- S_{Qjk} → Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação base, tomada com o seu valor característico;
- γ_{gi} → Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;
- γ_q → Coeficientes de segurança relativo às ações variáveis;
- ψ_{0j} → Coeficiente ψ correspondente à ação variável de ordem j.

E:

- Estado limite último → $\begin{cases} \gamma_{gi} = 1.35 \\ \gamma_q = 1.5 \end{cases}$;
- Estado limite de utilização → $\begin{cases} \gamma_{gi} = 1.0 \\ \gamma_q = 1.0 \end{cases}$;

No seguimento da aplicação da combinação de ações fundamentais, surgem os seguintes casos:

- Estado limite último:

E.L.U. 1 (Ações gravíticas):

$$1.35 \times (PP + REV + PAINÉIS) + 1.5 \times (RCP + SOB) \quad (6.2)$$

E.L.U. 2 (Ações ascendentes):

$$1.0 \times (PP + REV + PAINÉIS) + 1.5 \times (VENTO) \quad (6.3)$$

- Estado limite de utilização:

E.L.U. 1 (Combinação frequente – ações gravíticas):

$$1.0 \times (PP + REV + PAINÉIS + RCP) \quad (6.4)$$

E.L.U. 2 (Combinação frequente – ações ascendentes):

$$1.0 \times (PP + REV + PAINÉIS) + 0.20 \times (VENTO) \quad (6.5)$$

Os esforços obtidos, para as combinações enumeradas anteriormente, apresentam-se de seguida:

- Combinação 1 – estado limite último:

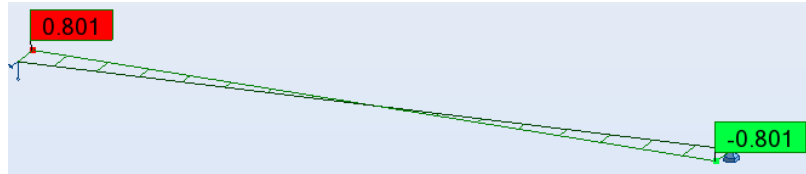


Figura 6.12 – Esforço transversal na madre – segundo y.

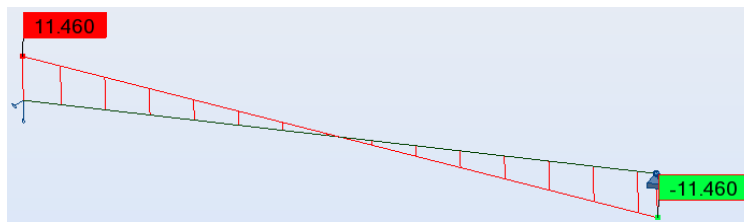


Figura 6.13 – Esforço transversal na madre – segundo z.

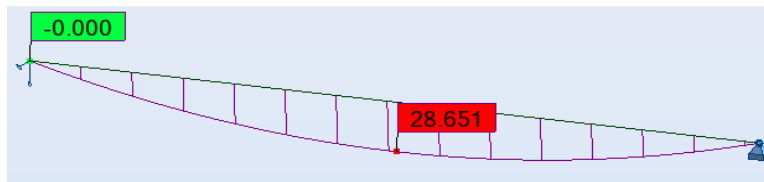


Figura 6.14 – Momento fletor na madre – segundo y.

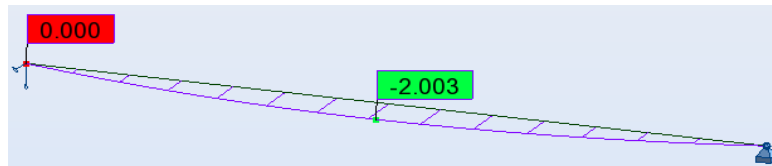


Figura 6.15 – Momento fletor na madre – segundo z.

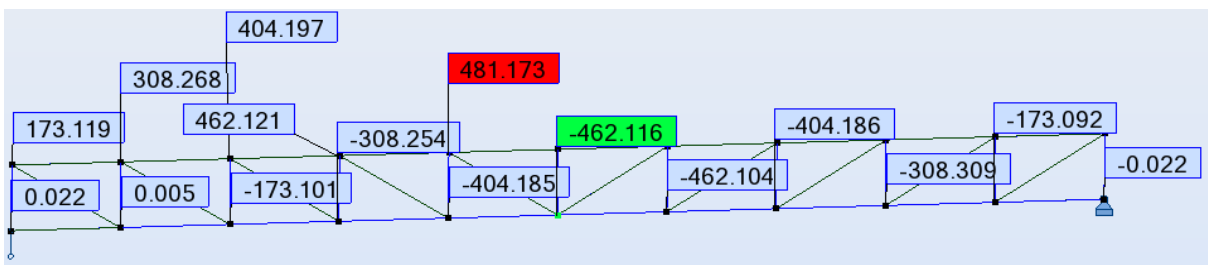


Figura 6.16 – Esforço axial na asna.

- Combinação 2 – estado limite último:

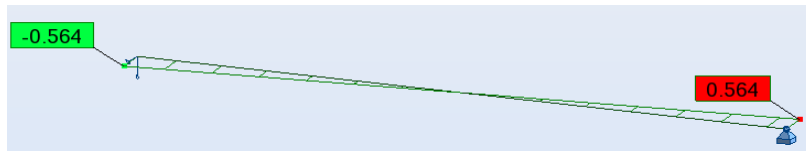


Figura 6.17 – Esforço transversal na madre – segundo y.



Figura 6.18 – Esforço transversal na madre – segundo z.

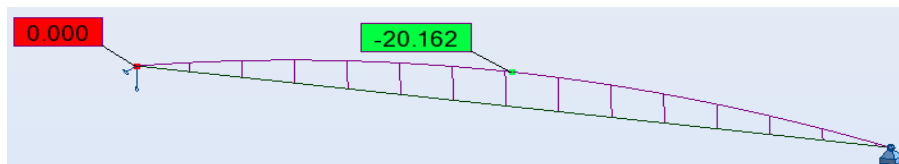


Figura 6.19 – Momento fletor na madre – segundo y.

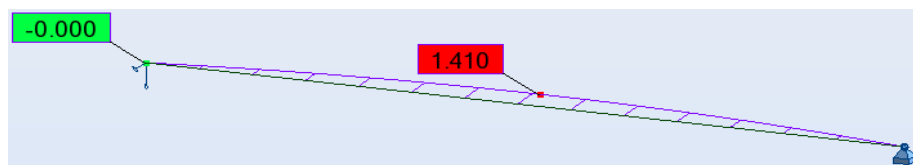


Figura 6.20 – Momento fletor na madre – segundo z.

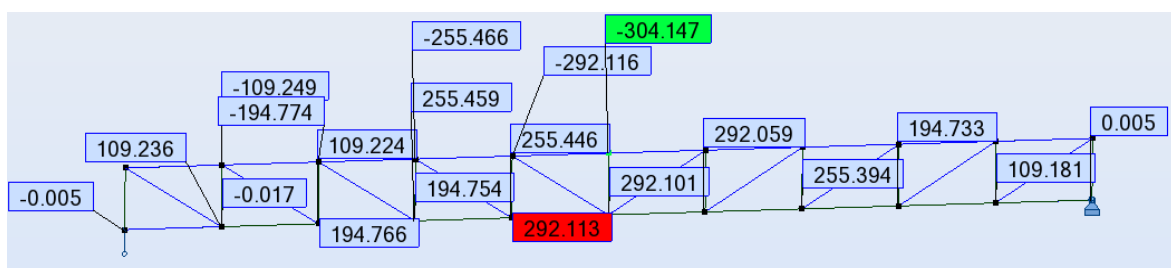


Figura 6.21 – Esforço axial na asna.

- Combinação 1 – estado limite de utilização:

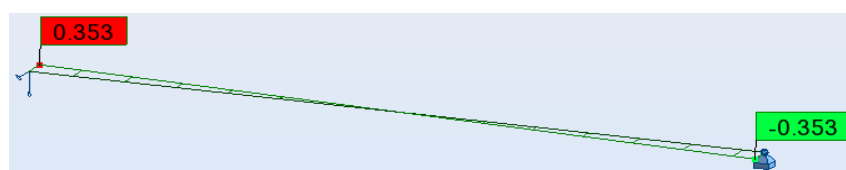


Figura 6.22 – Esforço transversal na madre – segundo y.

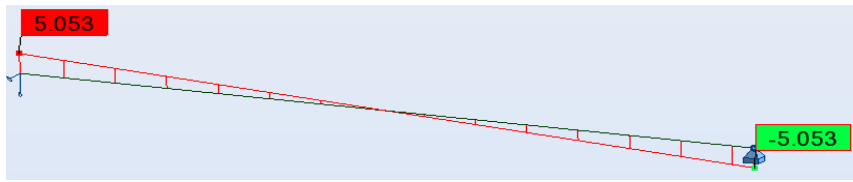


Figura 6.23 – Esforço transversal na madre – segundo z.

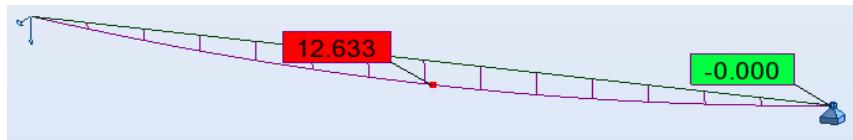


Figura 6.24 – Momento fletor na madre – segundo y.



Figura 6.25 – Momento fletor na madre – segundo z.

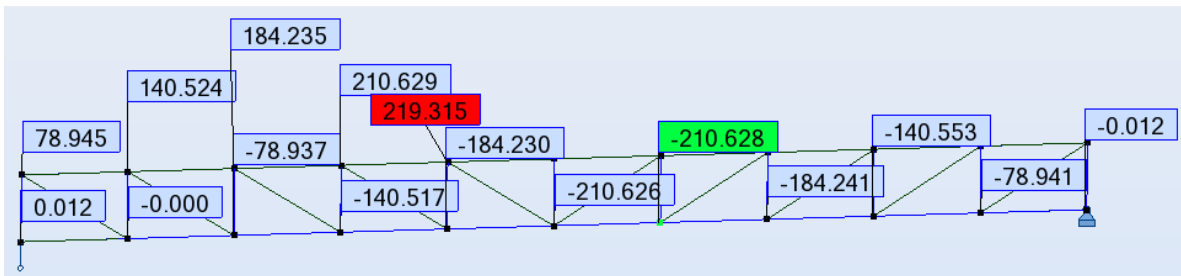


Figura 6.26 – Esforço axial na asna.

- Combinação 2 – estado limite de utilização:

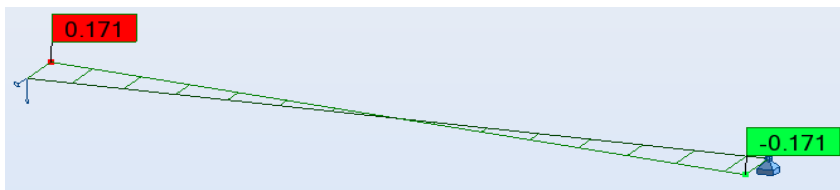


Figura 6.27 – Esforço transversal na madre – segundo y.



Figura 6.28 – Esforço transversal na madre – segundo z.

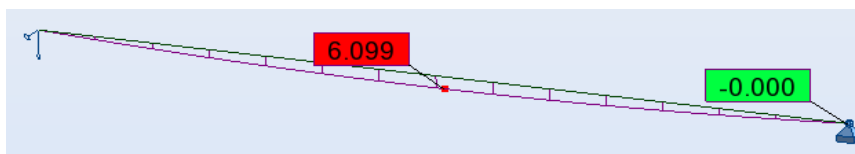


Figura 6.29 – Momento fletor na madre – segundo y.

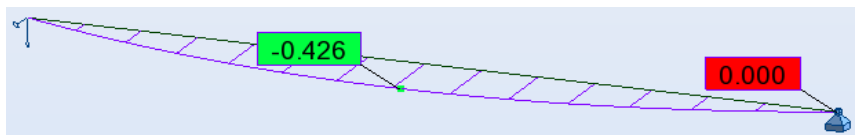


Figura 6.30 – Momento fletor na madre – segundo z.

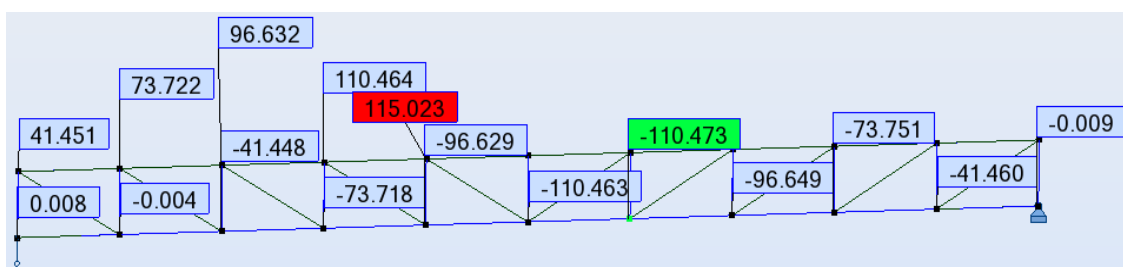


Figura 6.31 – Esforço axial na asna.

Os elementos estruturais, constituintes da cobertura, foram dimensionados com recurso às folhas de cálculo apresentadas nos pontos 6.2.1.1 e 6.2.1.2. Os resultados obtidos são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 6.58 – Verificações de segurança da secção transversal da madre.

Vão		MADRES					
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes					
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}
10 m	1	0,000	0,000	28,652	2,003	11,460	0,000
		Esforços resistentes					
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$
		467,920	269,587	34,745	90,401	98,968	17,686
		Verificação de segurança - Estado limite último					
		Flexão simples segundo y					
		0,825			OK		
		Flexão simples segundo z					
		0,213			OK		
		Flexão desviada					
		1,000			OK		
		Verificação de segurança - Estado limite utilização					
		$M_{Ed,ser}$	I_{fic}	δ	δ_{lim}	$\delta \leq \delta_{lim}$	
		12,633	17328154,317	0,036	0,040	OK	
Verificação à encurvadura de vigas							
C_1	M_{cr}	λ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	$M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$		
1,000	93,928	0,608	0,833	28,940	OK		
∴ Travamento da madre de 1,75 em 1,75 m							

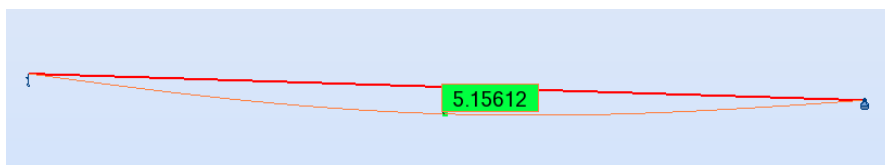


Figura 6.32 – Deformação da madre obtida através do programa de cálculo ROBOT.

Tabela 6.59 – Ligação madre/painel – dimensionamento das ligações.

LIGAÇÃO MADRE/PAINEL						
Parafusos sujeitos a esforço de corte e modos de colapso adicionais						
$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{p,Rd}$	$F_{o,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}$
1,521	8,720	1,521	2,223	3,290	14,000	OK
Dimensionamento das ligações aparafusadas						
Esforço atuante		Nº de parafusos necessários		Nº de parafusos utilizados/m		
$w_k = 16,200$		18,000		2,000		
Verificação de segurança - acção combinada de esforço de corte e tracção						
0,742				OK		

Tabela 6.60 – Travamento das madres.

TRAVAMENTO DAS MADRES							
Restrição à rotação							
E_{Ct}	E_{Cc}	E_C	d_w				
3,000	4,000	3,500	19,000				
Rigidez à rotação da ligação madre/painel							
$C_{\theta 2}$	k_1	$\varphi_{\theta,t}$	$E_{c,t,\theta}$	c_3	$C_{\theta 1}$	$C_{\theta A}$	
0,000	1,000	0,000	3,500	0,001	2,268	1,701	
Rigidez à rotação correspondente à rigidez por flexão do painel							
k	I_{eff}		s		$C_{D,C}$		
4,000	51600,000		2,000		21,672		
Verificação da restrição à rotação							
C_D	K_{θ}	K_{ν}	$M_{pl,k}$	I_z		$C_D > (M_{pl,k}^2/E \times I_z) \times K_{\theta} \times K_{\nu}$	
1,577	0,000	0,350	45,877	1022995,337		OK	
Limitação do momento estabilizador							
K_e	$m_{\theta A}$	$m_k(ELU)$	$m_k > m_{\theta A}$	$m_k(ELS)$	$m_k > m_{\theta A}$	θ	$\theta \leq 0,08$
0,940	-0,156	0,183	OK	0,081	OK	0,048	OK
Madre suficientemente travada em relação às deformações por torção							
Restrição à translação							
Rigidez de translação da ligação aparafusada							
d_1	d_s	$f_{u,F2}$	EI	C_{sup}	k_{F2}	x_F	k_v
4,200	5,000	390,000	6135923,152	149020,315	5845,499	1,012	5,428
Rigidez ao corte para a estabilização de uma viga							
$c_{k,1}$	$c_{k,2}$	B	S_i	$S_i \geq (E \times I_w \times \frac{\pi^2}{72} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{72} \times 0,25 \times h^2) \times \frac{70}{h^2}$			
900,000	0,000	1000,000	2198,179	$\geq 909,657$ OK			
Viga travada à translação							
Forças nas ligações							
$F_{i,d}$	e_0	$M_{S,max}$	$V_{s,max}^M$	$V_{s,max}^Q$	$\gamma_{m\acute{a}x}$	γ_{iim}	$\gamma_{m\acute{a}x} < \gamma_{iim}$
95,507	0,0148	0,463	0,515	0,255	0,000211	0,001333	OK
Conclusões							
Viga totalmente travada							

Tabela 6.61 – Resistência da secção transversal das madres.

RESISTÊNCIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DAS MADRES							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
q_{Ed}	$M_{y,Ed}$	k_h	$q_{h,Ed}$	q_{Ed}	$M_{y,Ed}$	k_h	$q_{h,Ed}$
2,292	28,651	0,160	0,366	-1,616	-2,245	0,160	-0,258
Momento no banzo livre							
a	b_{mod}	K	$1/5 \times h$	I_{fz}	L_a	R	W_{fz}
40,000	160,000	11,763	60,000	383589,803	3,333	0,185	13750,524
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$M_{0,fz,Ed}$		$M_{fz,Ed}$		$M_{0,fz,Ed}$		$M_{fz,Ed}$	
0,170		0,163		-0,120		-0,115	
Máxima tensão na secção transversal - banzo restringido							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação		$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação	
263878,065		OK		20675,355		OK	
Máxima tensão na secção transversal - banzo livre							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação		$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação	
275749,064		OK		29046,396		OK	

Tabela 6.62 – Resistência à encurvadura do banzo livre.

RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DO BANZO LIVRE							
Cargas ascendentes							
η_1	η_2	η_3	η_4	l_{fz}	$\bar{\lambda}_{fz}$	i_{fz}	λ_1
0,902	8,550	2,180	-0,111	2,942	1,243	29,410	80,479
α_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	β	ϕ_{LT}	χ_{LT}	Verificação		
0,340	0,200	1,000	1,450	0,455	53776,948		OK
∴ Duas barras "anti-sag"							

No dimensionamento da asna treliçada, os elementos constituintes desta terão os seus resultados obtidos representados em tabelas correspondentes às diagonais, montantes e cordas. Devido à configuração geométrica das cordas, superior e inferior, a treliça, na sua constituição, apresenta pares de diagonais e montantes, como é possível observar na Figura 6.11.

Tabela 6.63 – Dimensionamento dos montantes.

MONTANTES									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
1,25 m	21,22,23,24, 25,26,27,28, 29,30,31	37,871	60,595	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		138,191	85,050	5,270	2,054	23,910	4,311		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,274				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,824				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
		P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$			
		204,422	0,645	0,814	69,216	OK			
∴ Não necessita de travamento									

Relativamente às diagonais, os resultados obtidos para estas são apresentados em duas tabelas, tendo em consideração que as diagonais extremas apresentam-se mais esforçadas que as restantes.

Tabela 6.64 – Dimensionamento das diagonais extremas.

DIAGONAIS									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
2,32 m	32, 33 40, 41	103,882	60,595	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		166,538	116,753	6,605	2,732	34,828	6,519		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,624				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,646				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
		P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$			
		282,574	0,643	0,815	95,155	OK			
∴ Travamento a meio vão									

Tabela 6.65 – Dimensionamento das restantes diagonais.

DIAGONAIS									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
2,32 m	34, 35, 36, 37, 38, 39	57,561	36,421	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		138,191	85,050	5,270	2,054	23,910	4,311		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,417				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,495				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
		P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$			
		62,024	1,171	0,494	42,024	OK			
∴ Não necessita de travamento									

Tabela 6.66 – Dimensionamento das cordas (superior e inferior).

CORDAS								
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes						
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}	
20 m	1,2,3,4,5,6,7,8,9,	304,147	481,173	0,000	0,000	0,000	0,000	
		Esforços resistentes						
	10,11,12,13,14,	$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$	
		695,180	565,040	43,960	18,260	244,490	27,310	
	15,16,17,18,19,20	Verificação de segurança - Estado limite último						
		Esforço axial de tracção						
				0,438	OK			
	Esforço axial de compressão							
				0,852	OK			
	Verificação à encurvadura de colunas							
P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$				
1687,266	0,579	0,848	482,059	OK				
∴ Não necessita de travamento								

As unidades dos valores representados nas tabelas são os utilizados nos exemplos de aplicabilidade das folhas de cálculo representadas em 6.2.

A solução a ser adotada na cobertura, dimensionada segundo o RSA, passa por madres simples de secção transversal em “C” com $300 \times 80 \times 3 \text{ mm}^3$, 10 m de vão e afastadas entre si 2 m. Estas, devido à instabilidade global da barra, devem apresentar um travamento à encurvadura lateral de 1.75 m em 1.75 m. A encurvadura do banzo livre da madre deve ser prevenida com recurso a duas barras “anti-sag”. Relativamente à treliça esta terá na sua constituição:

- (i) Montantes de secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.5 \text{ mm}^3$, 1.25 m de vão e afastados entre si 2 m;
- (ii) As diagonais extremas (32,33,40 e 41) de secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.8 \text{ mm}^3$, com vão de 2.32 m, sendo estas travadas a meio vão. As restantes diagonais apresentam o mesmo vão, sem travamento e uma secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.5 \text{ mm}^3$.
- (iii) As cordas, superior e inferior, apresentam uma secção transversal tubular com $265 \times 100 \times 2.5 \text{ mm}^3$. Estas não necessitam de travamento, tendo em conta que se encontram travadas pelos montantes.

A verificação em estado limite de utilização da treliça não pode ser efetuada elemento a elemento, pelo que a deformação desta foi obtida através do programa de cálculo ROBOT. Este não caracteriza a deformação real devido à I_{fic} prevista na EN 1993-1-3. No entanto, no caso da madre, foi possível observar que os valores obtidos no ROBOT, para a deformação desta, são superiores aos obtidos através da norma. Partindo-se do mesmo princípio, a deformação obtida para a treliça encontra-se representada de seguida:

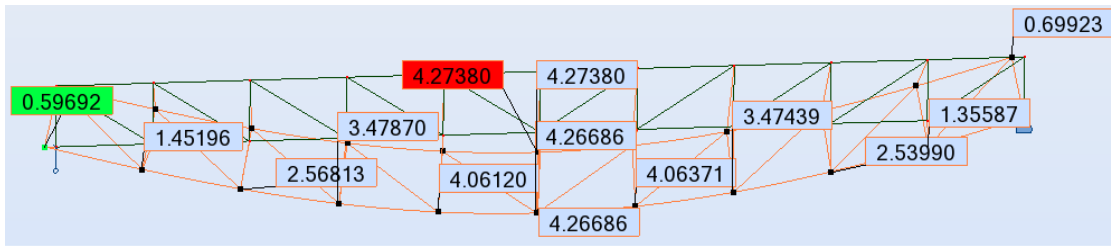


Figura 6.33 – Deformação da treliça.

Tabela 6.67 – Verificação à deformação da treliça.

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO					
$L =$	20,000	m			$\delta \leq \delta_{lim}$
	$\delta =$	4,274	cm	\leq	$\frac{L}{250} \leftrightarrow$ 8,000 cm
Verificação:	OK				

6.3.1.2 Eurocódigo

A NP EN 1990 define no seu ponto 4.1.1 as ações, sendo estas classificadas de acordo com a sua variação no tempo. Esta classificação é efetuada de igual forma à anteriormente descrita para o RSA.

Neste dimensionamento foram consideradas as seguintes ações:

- Ações permanentes:
 - Peso próprio dos elementos estruturais de aço $\rightarrow \gamma = 77.0 \text{ kN/m}^3$;
 - Revestimentos (Painel Sandwich) $\rightarrow 0.15 \text{ kN/m}^2$;
 - Restantes cargas permanentes $\rightarrow 0.10 \text{ kN/m}^2$;
 - Painéis fotovoltaicos $\rightarrow 0.20 \text{ kN/m}^2$;
- Ações variáveis:
 - Sobrecarga em cobertura não acessível $\rightarrow 0.40 \text{ kN/m}^2$, definido na NP EN 1991-1-1 no ponto 6.3.4.2 . Os coeficientes ψ são definidos na NP EN 1990 no Anexo A1.2.2 e para categoria H (coberturas não acessíveis) estes assumem $\psi_0 = \psi_1 = \psi_2 = 0$;

- Vento:

A quantificação da ação do vento na cobertura foi obtida através da NP EN 1991-1-4. Segundo o Anexo Nacional NA-4.2(1)P, Nota 2, o edifício insere-se na Zona A e tem definido como valor básico da velocidade de referência do vento $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$. De acordo com o Quadro 4.1 desta norma, o terreno enquadra-se na categoria III. Descrê-se de seguida a metodologia de cálculo desta ação:

A pressão exercida pelo vento é obtida através da seguinte expressão definida no ponto 5.2 (1):

$$w_k = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (6.6)$$

A pressão dinâmica de pico, $q_p(z_e)$, é definida, no ponto 4.5 (1), pela seguinte expressão:

$$q_p(z_e) = q_b \times c_e(z) \quad (6.7)$$

Onde a pressão dinâmica de referência, definida no mesmo ponto que a anterior, é dada pela seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (6.8)$$

A norma recomenda para valores de $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$.

A pressão exercida pelo vento deve ser determinada para uma ação de curta e longa duração pelo que, a pressão dinâmica de referência:

$$q_{b,cd} = 455.63 \text{ Pa}$$

$$q_{b,ld} = 192.5 \text{ Pa}$$

O valor do coeficiente de exposição, $c_e(z)$, é determinado através do ábaco presente na Figura NA-4.2 e assume, para uma altura de 7,0 m o valor de $c_e(z) \approx 1.56$.

A pressão dinâmica de pico, assume os valores de:

$$q_p(z_e), cd = 0.711 \text{ kPa}$$

$$q_p(z_e), ld = 0.300 \text{ kPa}$$

O coeficiente de pressão interna foi considerado igual a zero, $c_{pi} = 0$, e os coeficientes de pressão externa foram obtidos de acordo com o Quadro 7.2 presente no ponto 7.2.3. Na determinação deste é necessário obter a relação entre a altura do edifício e a altura da platibanda.

Altura da platibanda $\rightarrow h_p = 1.0\text{ m}$;

$$h_p/h = 1.0/6.0 = 0.1667 \approx 0.10$$

Tabela 6.68 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas em terraço. [Adaptado de 23]

Tipo de Cobertura	Zona							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Com platibanda	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	0,2	-0,2

Após reunidos todos os valores acima mencionados, a pressão exercida pelo vento para a cobertura em análise:

$$w_{k,cd} = 0.711 \times (-1.2) = -0.853\text{ kPa}$$

$$w_{k,ld} = 0.300 \times (-1.2) = -0.36\text{ kPa}$$

O valor da pressão exercida pelo vento utilizado no dimensionamento da cobertura foi o respeitante à ação de curta duração. Os valores reduzidos desta ação devem ser obtidos considerando os seguintes coeficientes: $\psi_0 = 0.6$; $\psi_1 = 0.2$ e $\psi_2 = 0$ (Quadro A1.1 da NP EN 1990).

As combinações de ações fora definidas de acordo com o estipulado na NP EN 1990. Esta define, no seu ponto 6.4.3.2, para estado limite último, três tipos de combinações de ações:

- Combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais);
- Combinações de ações para situações de projeto acidentais;
- Combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Relativamente às combinações de ações em estado limite de utilização, esta estabelece, no seu ponto 6.5.3, três tipos:

- Combinação característica;

- Combinação frequente;
- Combinação quase-permanente.

Assim sendo, foi adotada a combinação fundamental, estado limite último, e a combinação frequente, estado limite de utilização, respetivamente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.9)$$

Onde:

- " + " → "a combinar com";
- Σ → "o efeito combinado de";
- $G_{K,j}$ → Valor característico de uma ação permanente j ;
- P → Valor representativo de uma ação de pré-esforço e/ou deformações impostas;
- $Q_{K,1}$ → Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $Q_{k,i}$ → Valor característico da ação variável acompanhante i ;
- $\psi_{0,i}$ → Coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i ;
- $\gamma_{G,j}$ → Coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;
- γ_P → Coeficiente parcial relativo a ações de pré-esforço e/ou deformações impostas;
- $\gamma_{Q,i}$ → Coeficiente parcial relativo à ação variável i .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Onde:

- $\psi_{2,i}$ → Coeficiente para a determinação do valor quase permanente da ação variável i ;

E:

- Estado limite último → $\begin{cases} \gamma_{Gj} = 1.35 \\ \gamma_{Qi} = 1.5 \end{cases}$;

- Estado limite de utilização $\rightarrow \begin{cases} \gamma_{Gj} = 1.0 \\ \gamma_{Qi} = 1.0 \end{cases}$

As combinações que surgem, no seguimento da combinação de ações fundamentais e combinação de ações frequentes, são as mesmas descritas no ponto 6.3.1.1. Assim sendo os esforços obtidos para estas combinações, apresentam-se de seguida:

- Combinação 1 – estado limite último:

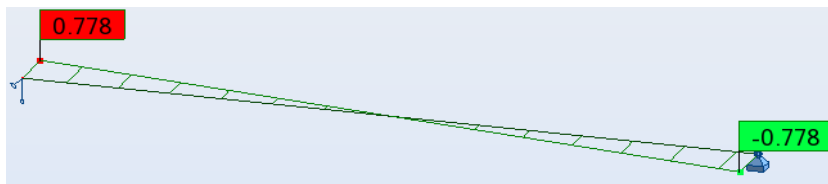


Figura 6.34 – Esforço transversal na madre – segundo y.

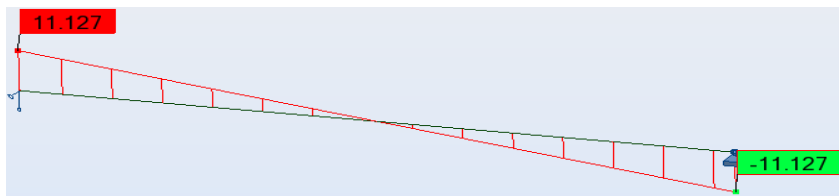


Figura 6.35 – Esforço transversal na madre – segundo z.

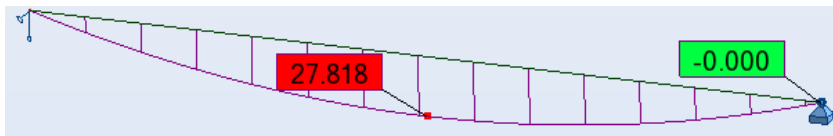


Figura 6.36 – Momento fletor na madre – segundo y.

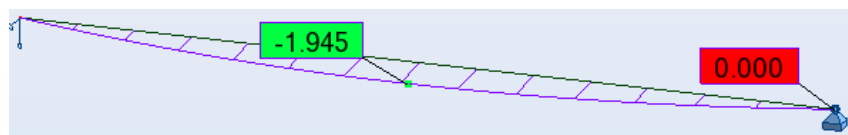


Figura 6.37 – Momento fletor na madre – segundo z.

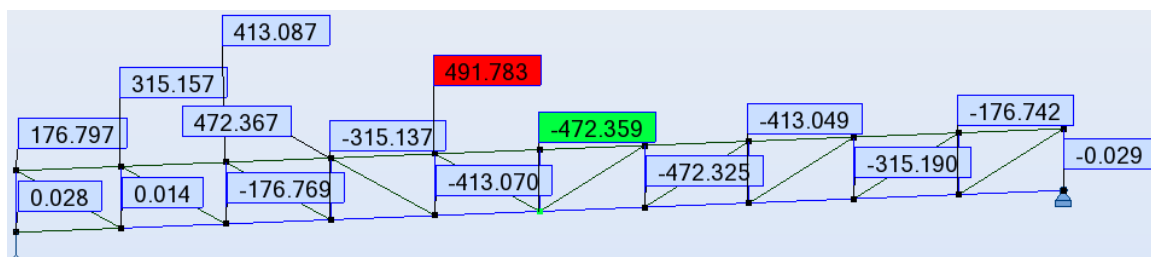


Figura 6.38 – Esforço axial na asna.

- Combinação 2 – estado limite último:



Figura 6.39 – Esforço transversal na madre – segundo y.

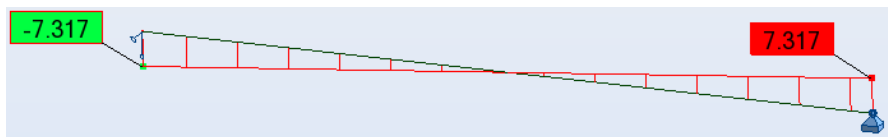


Figura 6.40 – Esforço transversal na madre – segundo z.

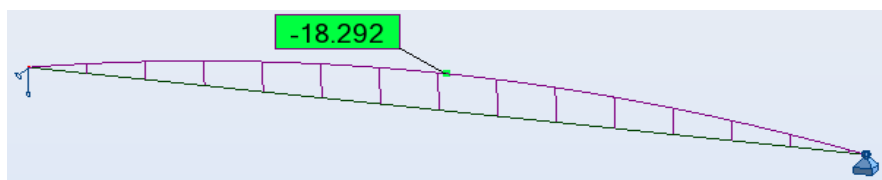


Figura 6.41 – Momento fletor na madre – segundo y.

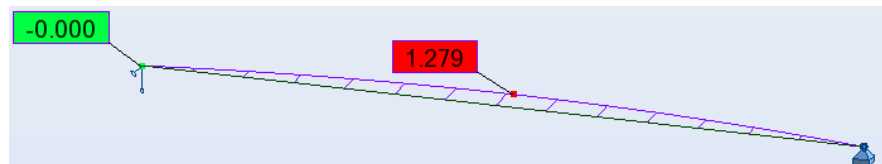


Figura 6.42 – Momento fletor na madre – segundo z.

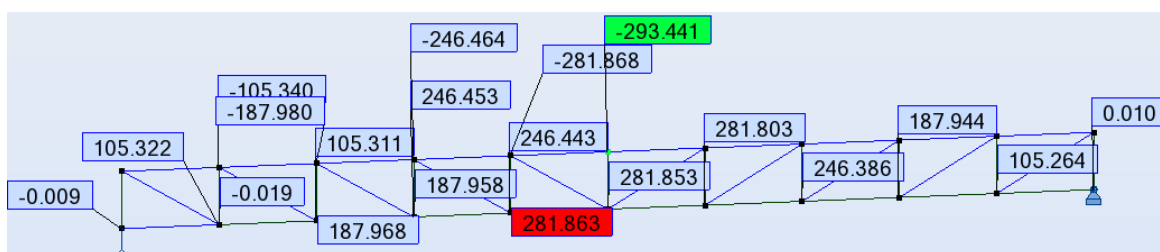


Figura 6.43 – Esforço axial na asna.

- Combinação 1 – estado limite de utilização:

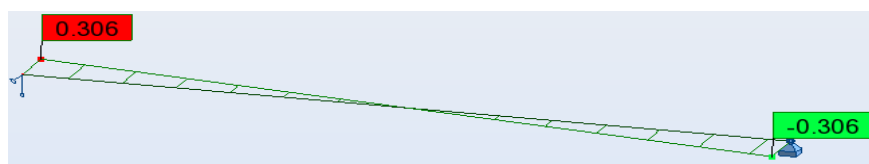


Figura 6.44 – Esforço transversal na madre – segundo y.

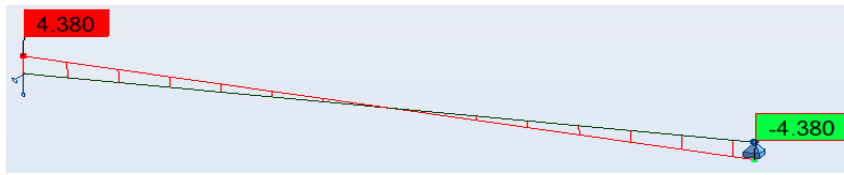


Figura 6.45 – Esforço transversal na madre – segundo z.

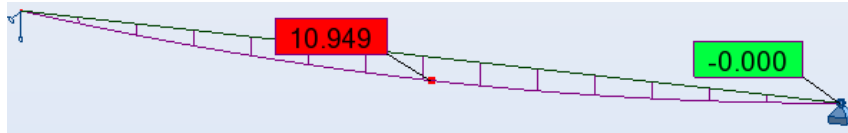


Figura 6.46 – Momento fletor – segundo y.

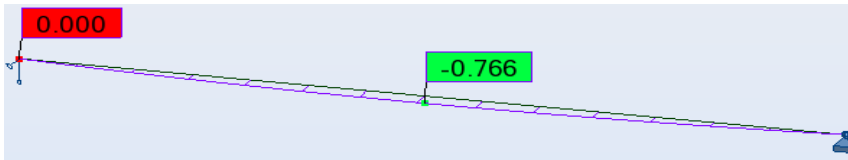


Figura 6.47 – Momento fletor – segundo z.

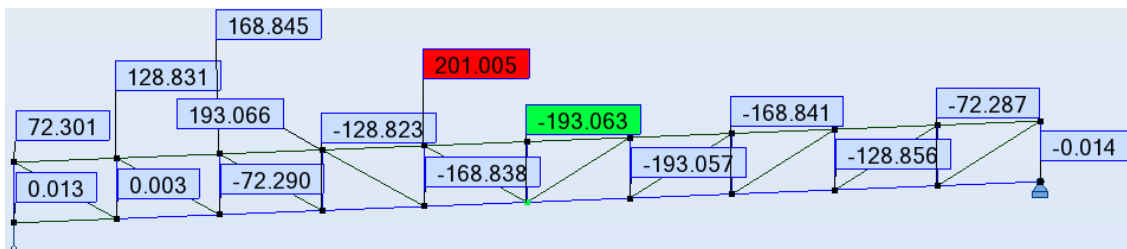


Figura 6.48 – Esforço axial na asna.

- Combinação 2 – estado limite de utilização:

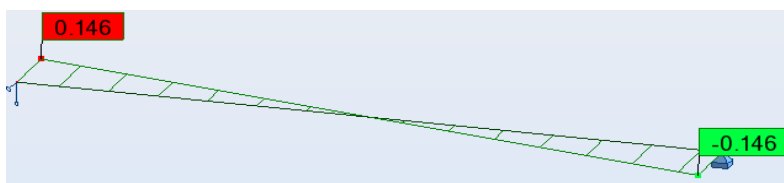


Figura 6.49 – Esforço transversal na madre – segundo y.

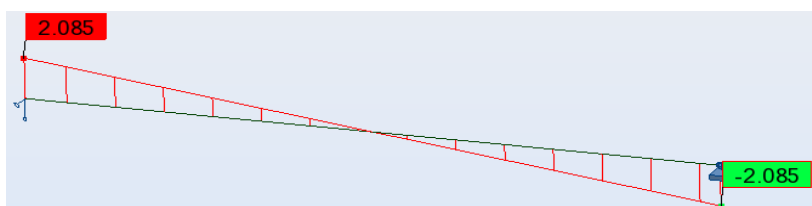


Figura 6.50 – Esforço transversal na madre – segundo z.

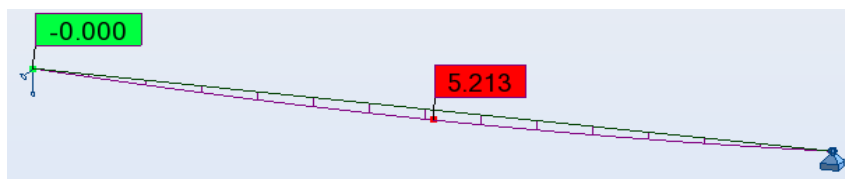


Figura 6.51 – Momento fletor – segundo y.

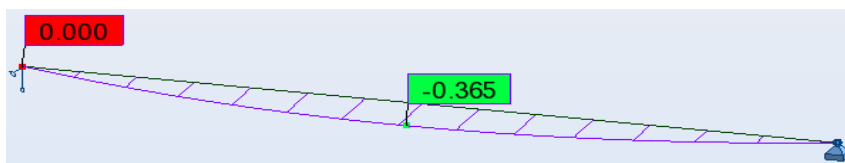


Figura 6.52 – Momento fletor – segundo z.

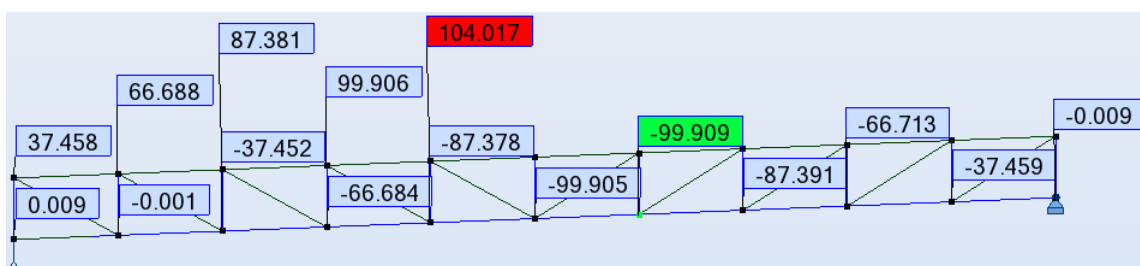


Figura 6.53 – Esforço axial na asna.

Os elementos estruturais, constituintes da cobertura, foram dimensionados com recurso às folhas de cálculo apresentadas nos pontos 6.2.1.1 e 6.2.1.2. Os resultados obtidos são apresentados nas tabelas seguintes:

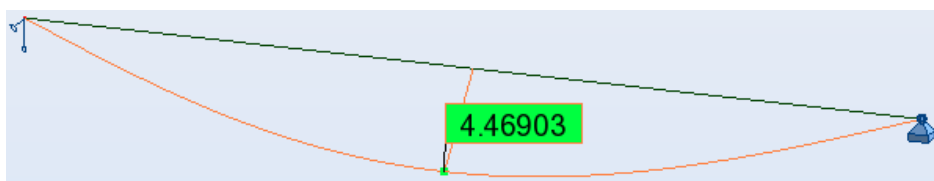


Figura 6.54 – Deformação da madre obtida através do programa de cálculo ROBOT.

Tabela 6.69 – Verificação de segurança da secção transversal da madre.

MADRES									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
10 m	1	0,000	0,000	27,818	1,945	11,127	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		467,920	269,587	34,745	90,401	98,968	17,686		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Flexão simples segundo y							
		0,801				OK			
		Flexão simples segundo z							
		0,207				OK			
		Flexão desviada							
		1,000				OK			
		Verificação de segurança - Estado limite utilização							
		$M_{Ed,ser}$	I_{fic}			δ	δ_{lim}	$\delta \leq \delta_{lim}$	
		10,949	17915319,406			0,031	0,040	OK	
Verificação à encurvadura de vigas									
C_1	M_{cr}	$\bar{\lambda}_{LT}$	χ_{LT}	$M_{b,Rd}$	$M_{y,Ed} \leq M_{b,Rd}$				
1,000	79,874	0,660	0,806	28,006	OK				
∴ Travamento da madre de 1,90 em 1,90 m									

Tabela 6.70 – Ligação madre/painel – dimensionamento das ligações.

LIGAÇÃO MADRE/PAINEL						
Parafusos sujeitos a esforço de corte e modos de colapso adicionais						
$F_{b,Rd}$	$F_{v,Rd}$	F_{Rd}	$F_{p,Rd}$	$F_{o,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd}$
1,521	8,720	1,521	2,223	3,290	14,000	OK
Dimensionamento das ligações aparafusadas						
Esforço atuante		Nº de parafusos necessários		Nº de parafusos utilizados/m		
$w_k = 14,501$		15,000		2,000		
Verificação de segurança - acção combinada de esforço de corte e tracção						
0,688				OK		

Tabela 6.71 – Travamento das madres.

TRAVAMENTO DAS MADRES							
Restrição à rotação							
E_{Ct}	E_{Cc}			E_C	d_w		
3,000	4,000			3,500	19,000		
Rigidez à rotação da ligação madre/painel							
$C_{\theta 2}$	k_1	$\varphi_{\theta,t}$	$E_{c,t,\theta}$	c_3	$C_{\theta 1}$	$C_{\theta A}$	
0,000	1,000	0,000	3,500	0,001	2,268	1,701	
Rigidez à rotação correspondente à rigidez por flexão do painel							
k		I_{eff}		s	$C_{D,C}$		
4,000		51600,000		1,700	25,496		
Verificação da restrição à rotação							
C_D	K_{θ}	K_v	$M_{pl,k}$	I_z	$C_D > (M_{pl,k}^2/E \times I_z) \times K_{\theta} \times K_v$		
1,595	0,000	0,350	45,877	1022995,337	OK		
Limitação do momento estabilizador							
K_c	$m_{\theta A}$	$m_k(ELU)$	$m_k > m_{\theta A}$	$m_k(ELS)$	$m_k > m_{\theta A}$	ϑ	$\vartheta \leq 0,08$
0,940	-0,162	0,178	OK	0,070	OK	0,041	OK
Madre suficientemente travada em relação às deformações por torção							
Restrição à translação							
Rigidez de translação da ligação aparafusada							
d_1	d_2	$f_{u,F2}$	EI	C_{sup}	k_{F2}	x_F	k_v
4,200	5,000	390,000	6135923,152	149020,315	5845,499	1,012	5,428
Rigidez ao corte para a estabilização de uma viga							
$c_{k,1}$	$c_{k,2}$	B	S_i	$S_i \geq (E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{L^2} \times 0,25 \times h^2) \times \frac{70}{L^2}$			
900,000	0,000	1000,000	2198,179	\geq	909,657	OK	
Viga travada à translação							
Forças nas ligações							
$F_{i,d}$	e_0	$M_{S,max}$	$V_{s,max}^M$	$V_{s,max}^Q$	γ_{max}	γ_{lim}	$\gamma_{max} < \gamma_{lim}$
92,727	0,0148	0,449	0,499	0,247	0,000204	0,001333	OK
Conclusões							
Viga totalmente travada							

Tabela 6.72 – Resistência da secção transversal das madres.

RESISTÊNCIA DA SECÇÃO TRANSVERSAL DAS MADRES							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
q_{Ed}	$M_{y,Ed}$	k_h	$q_{h,Ed}$	q_{Ed}	$M_{y,Ed}$	k_h	$q_{h,Ed}$
2,225	27,818	0,160	0,356	-1,464	-2,033	0,160	-0,234
Momento no banzo livre							
a	b_{mod}	K	$1/5 \times h$	I_{fz}	L_{α}	R	W_{fz}
40,000	160,000	11,849	60,000	383589,803	3,333	0,186	13750,524
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$M_{0,fz,Ed}$		$M_{fz,Ed}$		$M_{0,fz,Ed}$		$M_{fz,Ed}$	
0,165		0,158		-0,108		-0,104	
Máxima tensão na secção transversal - banzo restringido							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação		$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação	
256206,066		OK		18721,027		OK	
Máxima tensão na secção transversal - banzo livre							
Cargas gravíticas				Cargas ascendentes			
$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação		$\sigma_{máx,Ed}$		Verificação	
267728,724		OK		26298,692		OK	

Tabela 6.73 – Resistência à encurvadura do banzo livre.

RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DO BANZO LIVRE							
Cargas ascendentes							
η_1	η_2	η_3	η_4	l_{fz}	$\bar{\lambda}_{fz}$	i_{fz}	λ_1
0,902	8,550	2,180	-0,111	2,941	1,243	29,410	80,479
α_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	β	Φ_{LT}	χ_{LT}	Verificação		
0,340	0,200	1,000	1,449	0,456	48673,141		OK
∴ Duas barras "anti-sag"							

No dimensionamento da asna treliçada, os elementos constituintes desta terão os seus resultados obtidos representados em tabelas correspondentes às diagonais, montantes e cordas. Devido à configuração geométrica das cordas, superior e inferior, a treliça, na sua constituição, apresenta pares de diagonais e montantes, como é possível observar na Figura 6.11. A numeração dos nós e barras da treliça encontram-se presentes na seguinte figura:

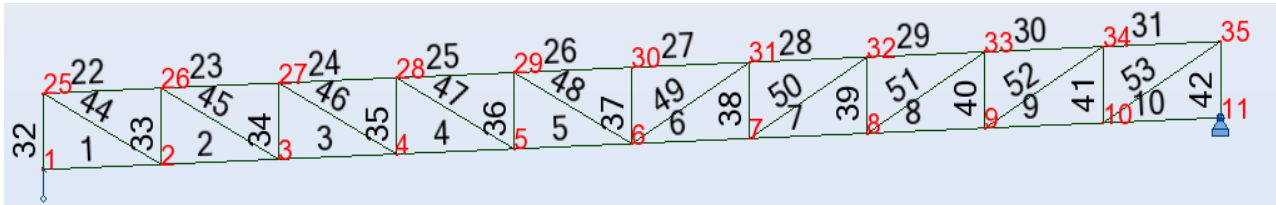


Figura 6.55 – Numeração dos nós e barras constituintes da treliça.

Tabela 6.74 – Dimensionamento dos montantes.

MONTANTES								
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes						
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}	
1,00 m	32,33,34,35,	34,405	58,386	0,000	0,000	0,000	0,000	
		Esforços resistentes						
	36,37,38,39,	$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$	
		138,191	85,050	5,270	2,054	23,910	4,311	
	40,41,42	Verificação de segurança - Estado limite último						
		Esforço axial de tração			OK			
	Esforço axial de compressão			OK				
			Verificação à encurvadura de colunas					
	P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$			
	317,398	0,518	0,876	74,530	OK			
∴ Não necessita de travamento								

Relativamente às diagonais e tal como aconteceu no dimensionamento da cobertura pelo RSA, os resultados obtidos são apresentados em duas tabelas.

Tabela 6.75 – Dimensionamento das diagonais extremas.

DIAGONAIS									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
2,00 m	44, 45, 52, 53	104,302	62,130	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		138,191	85,050	5,270	2,054	23,910	4,311		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,755				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,845				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$					
314,902	0,520	0,875	74,452	OK					
∴ Travamento a meio vão									

Tabela 6.76 – Dimensionamento das restantes diagonais.

DIAGONAIS									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
2,00 m	46, 47, 48, 49, 50, 51	57,770	34,504	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		138,191	85,050	5,270	2,054	23,910	4,311		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,418				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,469				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$					
81,402	1,022	0,583	49,586	OK					
∴ Não necessita de travamento									

Tabela 6.77 – Dimensionamento das cordas (superior e inferior).

CORDAS									
Vão	Nº da barra	Esforços atuantes							
		$N_{t,Ed}$	$N_{c,Ed}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	V_{Ed}	F_{Ed}		
17 m	1,2,3,4,5,6,7,8,9, 10,22,23,24,25, 26,27,28,29,30,31	293,441	491,783	0,000	0,000	0,000	0,000		
		Esforços resistentes							
		$N_{t,Rd}$	$N_{c,Rd}$	$M_{y,Rd}$	$M_{z,Rd}$	V_{Rd}	$R_{w,Rd}$		
		695,180	565,040	43,960	18,260	244,490	27,310		
		Verificação de segurança - Estado limite último							
		Esforço axial de tracção							
		0,422				OK			
		Esforço axial de compressão							
		0,870				OK			
		Verificação à encurvadura de colunas							
P_{cr}	$\bar{\lambda}$	χ	$N_{b,Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$					
2335,316	0,492	0,888	501,719	OK					
∴ Não necessita de travamento									

As unidades dos valores representados nas tabelas são os utilizados nos exemplos de aplicabilidade das folhas de cálculo representadas em 6.2.

A solução a ser adotada na cobertura, dimensionada segundo o Eurocódigo, passa por madres simples de secção transversal em “C” com $300 \times 80 \times 3 \text{ mm}^3$, 10 m de vão e afastadas entre si 1.7 m. Estas, devido à instabilidade global da barra, devem apresentar um travamento à encurvadura lateral de 1.9 m em 1.9 m. A encurvadura do banzo livre desta deve ser prevenida com recurso a duas barras “anti-sag”. Relativamente à treliça esta terá na sua constituição:

- (i) Montantes de secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.5 \text{ mm}^3$, 1.0 m de vão e afastados entre si 1.7 m;
- (ii) As diagonais extremas (44, 45, 52 e 53) de secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.5 \text{ mm}^3$, com vão de 2.0 m, sendo estas travadas a meio vão. As restantes diagonais apresentam o mesmo vão, sem travamento e uma secção transversal em “C” com $140 \times 60 \times 1.5 \text{ mm}^3$.
- (iii) As cordas, superior e inferior, apresentam uma secção transversal tubular com $265 \times 100 \times 2.5 \text{ mm}^3$. Estas não necessitam de travamento, tendo em conta que se encontram travadas pelos montantes.

A verificação em estado limite de utilização da treliça, tal como para o dimensionamento segundo o RSA, não pode ser efetuada elemento a elemento, pelo que a deformação desta foi obtida através do programa de cálculo ROBOT. A deformação obtida para a treliça encontra-se representada de seguida:

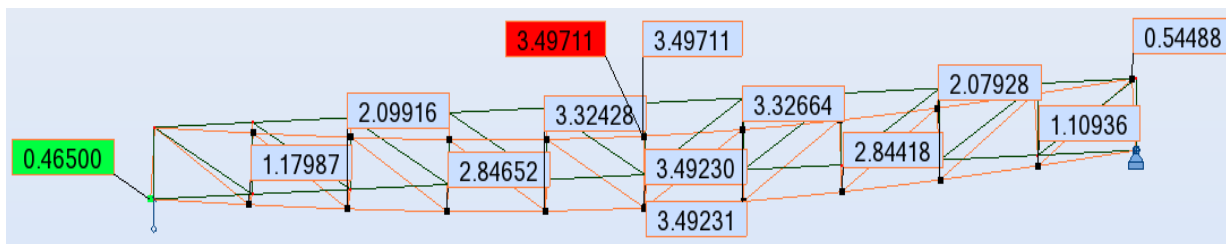


Figura 6.56 – Deformação da treliça.

Tabela 6.78 – Verificação à deformação da treliça.

VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA - EC3-1-3 - ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO					
$L =$	17,000	m		$\delta \leq \delta_{lim}$	
	$\delta =$	3,497	cm	\leq	$\frac{L}{250} \leftrightarrow$ 6,800 cm
Verificação:	OK				

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

A construção metálica em Portugal, ao longo dos últimos anos, tem vindo a ser gradualmente introduzida na construção civil. Esta emergente utilização refere-se quase exclusivamente à construção em perfis laminados a quente, sendo os elementos em aço enformado a frio relegados para segundo plano. A utilização destes perfis é relegada para os elementos secundários da estrutura, embora apresente inúmeras vantagens face às tipologias correntes de construção. As principais causas, do supracitado, estão diretamente relacionadas com a complexidade da metodologia de dimensionamento destes elementos. A regulamentação envolvida neste processo não é apresentada de forma clara e simples, de modo a ser facilmente compreendida pelos utilizadores, sendo eles projetistas ou estudantes.

A EN 1993-1-3, particularmente, é a que mais sobressai a nível de complexidade e por vezes incoerência. A nível de análise estrutural, o ponto 5.4 da referida norma, prevê a análise do enrolamento do banzo quando o perfil está sujeito à flexão, mas não apresenta qualquer metodologia para a verificação deste. O preconizado na EN 1993-1-3 torna-se ainda mais complexo quando o elemento em análise não se encontra inserido nos de utilização mais corrente ("C", "Z", "Hat", "Rack"). O fabrico de perfis com complexidade geométrica superior, presença de um maior número de reforços (intermédios e de extremidade), torna a aplicabilidade desta norma dúbia e com um exacerbado número de cálculos. Exemplo disso é a contabilização dos fenómenos de instabilidade locais, presentes nos perfis devido à elevada esbelteza das placas que o constituem, que padece de uma processo sequencial e iterativo. As propriedades da secção transversal do perfil apresentadas pelos fabricantes, na sua grande maioria, encontram-se incorretas. Estes apresentam as propriedades das secções brutas idealizadas, sem que as larguras efetivas e espessuras reduzidas sejam contabilizadas. A omissão do valor da espessura do revestimento, necessária à determinação da espessura da chapa antes do processo de enformagem, é outro dos entraves a um correto dimensionamento.

A determinação da resistência das secções e consequente verificação de segurança encontra-se razoavelmente explicitado, encontrando-se aqui presente uma das incoerências da norma. No ponto 4.3.4.3.1, referente à flexão simples, no caso de o módulo de flexão efetivo ser igual ao elástico o momento fletor resistente é determinado com recurso à expressão 4.111. Esta expressão só pode ser aplicada quando é cumprido um conjunto de condições, sendo uma delas referente à presença de torção, ou fenómenos de instabilidade por torção, flexão-torção ou distorcionais. Ao longo do corpo da EN 1993-1-3 é possível concluir que esta expressão perde a validade com esta condição, sendo que a presença de reforços provoca instabilidade distorcional, a ausência de dupla simetria prova instabilidade por flexão-torção e a não coincidência do centro de corte com o de gravidade é sinónimo de torção do elemento. A instabilidade global, nesta norma, é caracterizada de forma restrita, no sentido em que se direciona para o caso mais simples, o de instabilidade provocada por flexão. Como referido anteriormente, a ausência de dupla simetria, na grande maioria dos elementos de aço enformadas a frio, provoca instabilidade por flexão-torção. Esta instabilidade ocorre também nas vigas sem que a norma forneça uma metodologia de cálculo, sendo utilizada, como recurso, a metodologia presente na NP EN 1993-1-1.

A metodologia de dimensionamento das madres travadas por painéis de cobertura, preconizada no capítulo 10 da EN 1993-1-3, é bastante complexa e restritiva. No caso da restrição à rotação, para determinação da rigidez dada pela ligação, esta fixa o diâmetro da anilha em 22 mm e o diâmetro do parafuso em 6.3 mm, o que dificulta a escolha do mesmo. No ponto 5.2, do presente documento, encontra-se descrito o dimensionamento de vigas com restrição, sendo que este foi realizado com recurso a EN 1993-1-3 e à ECCS. A ECCS apresenta alguma complexidade, relativamente à apresentação e a ordenação dos conteúdos. Esta complexidade alia-se a falta de propriedades, necessárias a um correto dimensionamento, por parte dos fabricantes dos painéis e dos parafusos. A título de exemplo, na determinação do coeficiente k_1 , necessário à determinação da secante da rotação, a EN 14509 define este como a razão entre o módulo de elasticidade à tração da secção transversal a 80°C e a 20°C. Estes valores, a inércia efetiva, bem como o módulo de elasticidade do material constituindo do interior do painel, não são fornecidos pelos fabricantes do mesmo. Da mesma forma, a grande maioria dos fabricantes dos parafusos auto-perfurantes, não apresentam a distância entre as cristas da parte roscada dos parafusos (“pitch”) necessária à determinação da resistência ao “Pull-out”, nem o valor da resistência à tração do parafuso.

Relativamente ao dimensionamento da cobertura e para que este fosse realizado corretamente, foi necessário elaborar folhas de cálculo que determinassem as propriedades das secções, contabilizassem as instabilidades que afetam estes elementos, bem como a resistência das secções transversais. A incapacidade de caracterizar o comportamento e as propriedades dos elementos, através de um programa de cálculo automático, conduziu a introdução das verificações de segurança nas folhas elaboradas. No decurso do dimensionamento, foi possível observar que as verificações de segurança à instabilidade global, de todos os elementos, se revelou a mais condicionante. A resistência à flexão da madre, devido a ser baixa, conduziu a valores de vãos inferiores ao expectável. A espessura dos elementos manifestou-se de grande importância, com o aumento desta, a área aumenta e consequentemente a resistência à compressão e a tração, que já se revelava elevada, aumenta. Os efeitos da encurvadura são também beneficiados com o acréscimo de espessura.

Os resultados obtidos superaram largamente as expectativas, sendo importante que os perfis enformados a frio passem a ser encarados como uma forte alternativa às soluções-tipo nos edifícios de distribuição. De modo a que tal seja possível, revela-se essencial que seja realizada uma forte aposta a nível académico e empresarial, para que num curto espaço de tempo, os elementos em aço enformados a frio deixem de ser relegados para segundo plano e assumam um “papel” preponderante na engenharia portuguesa.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na fase de conceção estrutural foi perceptível a limitação dada pela secção transversal “C”, perfil para o qual foi desenvolvida a folha de cálculo. Esta é notória no número excessivo de travamentos, à encurvadura lateral, que é necessário para que a sua segurança seja garantida. Assim sendo, o desenvolvimento de folhas de cálculo para outras geometrias de secção transversal, seriam uma forma de contrariar este obstáculo. A secção transversal “C” pode ainda ser explorada, sendo como secção única ou composta. O ingresso de reforços intermédios ou duplos de extremidade provocariam um aumento significativo da resistência da secção transversal.

A solução inicialmente concebida para as cordas da treliça, passaria pela construção de uma secção composta. Este perfil seria constituído por dois perfis de secção transversal em “C” “back-to-back” e dois perfis de secção transversal em “U”, formando uma secção fechado. Este elemento apresenta uma elevada complexidade de cálculo, sendo que o tempo disponível para a conclusão do estipulado para o estágio, tornou inviável esta solução.

Os elementos em aço enformado a frio apresentam um conjunto de geometrias, da secção transversal, superior à apresentada pelos perfis laminados a quente. Estas apresentam-se como um caminho a ser explorado pelos projetistas e estudantes de engenharia. A complexidade dos conceitos e regulamentações aplicada, a estes perfis, pode apresentar-se como um entrave a adoção dos mesmos nas estruturas principais. Esta complexidade deve ser entendida como um desafio e um enriquecimento de conhecimento pessoal, sobre um tema muito pouco falado a nível académico e que se demonstra uma alternativa viável à construção nestes tempos de crise que o setor atravessa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

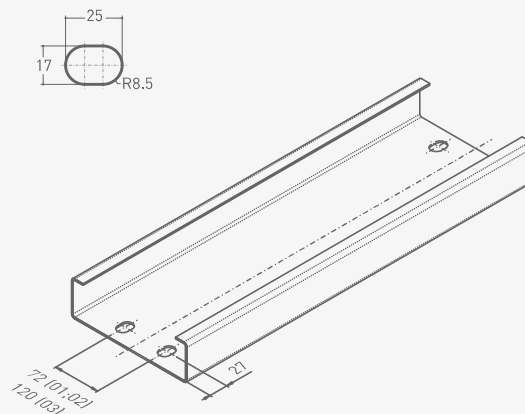
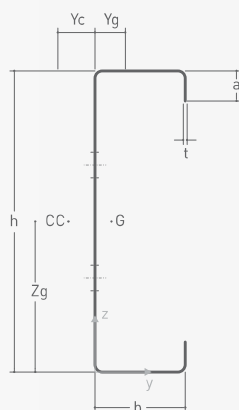
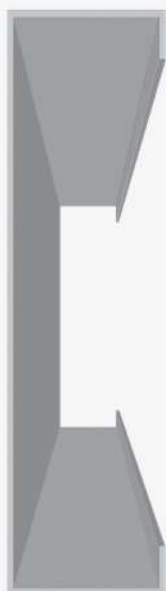
- [1] European Committee for Standardization, CEN: “Eurocode 3: *Design of Steel Structures*. Part 1-3: *General Rules. Supplementary for cold-formed members and sheeting*”. Outubro de 2006;
- [2] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Março de 2010;
- [3] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas”, 2011;
- [4] Dubina, D.; Ungureanu, V.; Landolfo, R.: “Design of Cold-formed Steel Structures”, 1st Edition, 2012, European Convention for Constructional Steelwork, ECCS – ISBN: 978-3-433-02979-4;
- [5] Yu W.-W.: “Cold – Formed Steel Design”, Third Edition, 2000, John Wiley & Sons, Inc.;
- [6] Camotim, D.; Silvestre, N.; Santos, F.; Santos, A.: “Projecto de Estruturas em “Aço Leve” – curso de formação”, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, CMM, 13 e 14 de Março de 2015;
- [7] Apontamentos IST, [Online]. Available: <http://web.ist.utl.pt/~L52491/4ano/ep/material-apoio/slides/Cap16.pdf>, 15 de Agosto de 2015;
- [8] Gaspar J., “Optimização estrutural aplicada à melhoria da precisão de quinagem”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia: Universidade Nova de Lisboa, Agosto de 2012;
- [9] Costa, A: “ Estruturas de Madeira e Alvenaria. Parte 1 - Estruturas de Madeira”, 2013;
- [10] Rodrigues, C: “Inspeção e Reforço de Estruturas”, 2015;
- [11] CCAD – Serviços de Engenharia, Lda [Online]. Available: <http://www.ccad.pt/>, 10 de Agosto de 2015;
- [12] Telhabel Angola [Online]. Available: http://www.telhabel-angola.com/_portfolio_, 10 de Agosto de 2015;

- [13] [Online]. Available: <http://www.themetalcasting.com/cold-rolling.html>, 10 de Agosto de 2015;
- [14] [Online]. Available: http://mavigrade.pt/Servico_Corte_Quinagem.html, 10 de Agosto de 2015;
- [15] [Online]. Available: <http://www.cyclonebuildings.com/faq-tech-info/steel-building-production/>, 10 de Agosto de 2015;
- [16] [Online]. Available: <http://costaerego.locais.net/corte-e-quinagem-de-chapa/>, 10 de Agosto de 2015;
- [17] Reis, A; Camotim, D.: “Estabilidade Estrutural”; 2000, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, McGraw-Hill – ISBN: 972-773-036-1;
- [18] Pinto, André: “Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2010;
- [19] Camotim, D.; Basaglia C.; Silvestre N.: “Apontamentos de Estruturas Metálicas – Disciplina de Estruturas Metálicas e Mistas”, Lisboa, Setembro de 2010;
- [20] Simões, R.; “Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”, 2ª Edição, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, CMM, Fevereiro de 2007, ISBN – 978-972-98376-9-2;
- [21] [Online]. Available: [http://www.sfsintec.biz/internet/sfsmedien.nsf/c96b1361e452cc60c12572c00053d558/\\$file/tech_values.pdf](http://www.sfsintec.biz/internet/sfsmedien.nsf/c96b1361e452cc60c12572c00053d558/$file/tech_values.pdf), 25 de Junho de 2015;
- [22] European Convention for Constructional Steelwork, ECCS; International Council for Research and Innovation in Building and Construction, CIB: “European Recommendations on the Stabilization of Steel Structures by Sandwich Panels”, 1st Edition, 2013, ISBN – 978-90-6363-081-2;
- [23] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo: Bases para o projecto de estruturas”, Dezembro de 2009;
- [24] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, Dezembro de 2009;
- [25] Norma Portuguesa, Instituto Português da Qualidade, IPQ: “Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento”, Março de 2010;

- [26] Yu W.-W.: “Cold – Formed Steel Structures”, Structural Engineering Handbook, Boca Raton: CRC Press LLC, 1999;
- [27] Veríssimo, H.: “Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio de Acordo com o Eurocódigo 3”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro de 2008;
- [28] Gervásio, H.; Silva, L.; Simão, P.; “Dimensionamento de Elementos Metálicos com Perfis Enformados a Frio de Acordo com a Parte 1.3 do Eurocódigo 3”; IV Congresso de Construção Metálica e Mista, CMM, Lisboa, 4 e 5 de Dezembro de 2003;
- [29] Baptista, A.: “Verificação de Segurança de Perfis de Aço Enformado a Frio com Secção em C”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Junho de 2014;
- [30] Bebiano, R.; Silvestre, N.; Camotim, D. “GBTUL 1.0 β : Buckling and Vibration Analysis of Thin-Walled Members”, DECivil/IST, Universidade Técnica de Lisboa, 2010 [Online] Available: <http://www.civil.ist.utl.pt/gbt/wp-content/uploads/2013/10/GBT-Theoretical-Background.pdf> ;
- [31] Schafer, W.: “Draft of Design Manual for Direct Strength Method of Cold-formed Steel Design”, January 2002, [Online] Available: http://www.ce.jhu.edu/bschafer/direct_strength/2002-12-Spec/dsmanual2.pdf;

ANEXOS

MADRES C



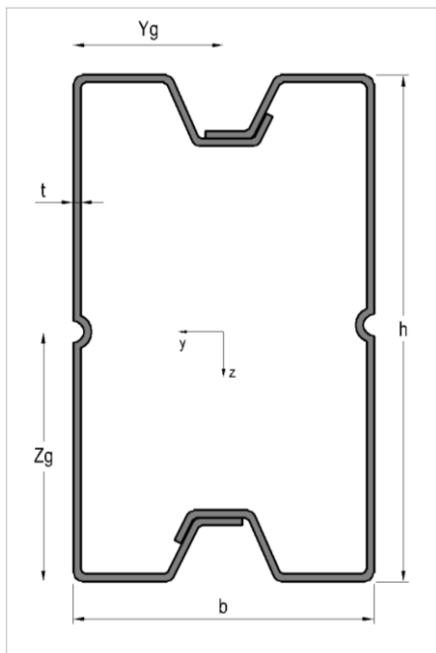
NOTA: A madre "C" pode ser perfilada com qualquer altura entre os 140 e os 300 mm e a largura do banzo varia entre os 60 e os 75 mm.

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS - SECÇÃO BRUTA

Perfis enformados a frio para suporte de revestimento de cobertura e/ou fachada.

	G kg/m	h mm	b mm	a mm	t mm	Área mm ²	y _g mm	z _g mm	I _y mm ⁴	I _z mm ⁴	W _y mm ³	W _z mm ³	i _y mm	i _z mm	I _w mm ⁶	I _w mm ⁴	y _c mm
C140x60x1,5	3,5	140	60	20	1,5	441	19,3	69,25	1380840	233601	19940	5959	56	23	1013638507	331	29,3
C140x60x1,8	4,2	140	60	20	1,8	527	19,2	69,10	1642329	276048	23767	7071	56	23	1189999614	569	29,1
C140x60x2,0	4,7	140	60	20	2,0	584	19,1	69,00	1813987	303584	26290	7798	56	23	1302974988	779	28,9
C170x60x1,5	3,9	170	60	20	1,5	486	17,5	84,25	2167141	248821	25723	6071	67	23	1507653427	365	27,7
C170x60x1,8	4,7	170	60	20	1,8	581	17,4	84,10	2579978	294047	30677	7204	67	22	1772293964	628	27,5
C170x60x2,0	5,2	170	60	20	2,0	644	17,3	84,00	2851447	323388	33946	7944	67	22	1942256894	859	27,4
C170x60x2,5	6,5	170	60	20	2,5	800	17,1	83,75	3517077	393960	41995	9744	66	22	2345161114	1667	27,1
C200x65x1,8	5,2	200	65	20	1,8	653	17,7	99,10	3955874	373924	39918	8212	78	24	3011421479	705	28,5
C200x65x2,0	5,8	200	65	20	2,0	724	17,6	99,00	4374733	411508	44189	9059	78	24	3304402438	965	28,4
C200x65x2,5	7,3	200	65	20	2,5	900	17,4	98,75	5404082	502151	54725	11125	77	24	4002637887	1875	28,1
C240x65x1,8	5,8	240	65	20	1,8	725	15,9	119,10	6081975	394177	51066	8335	92	23	4477152721	783	26,8
C240x65x2,0	6,4	240	65	20	2,0	804	15,8	119,00	6729080	433792	56547	9196	91	23	4915608680	1072	26,7
C240x65x2,5	8,0	240	65	20	2,5	1000	15,6	118,75	8322103	529329	70081	11292	91	23	5963032071	2083	26,4
C250x70x1,8	6,1	250	70	20	1,8	761	17,2	124,1	6979100	476440	56238	9335	96	25	5819610899	822	28,7
C250x70x2,0	6,8	250	70	20	2,0	844	17,1	124,0	7723193	524624	62284	10303	96	25	6393869625	1125	28,6
C250x70x2,5	8,4	250	70	20	2,5	1050	16,9	123,8	9556348	641094	77223	12664	95	25	7769573353	2188	28,3
C270x75x1,8	6,5	270	75	20	1,8	815	18,0	134,10	8701439	574912	64888	10417	103	27	8108097013	880	30,3
C270x75x2,0	7,2	270	75	20	2,0	904	17,9	134,00	9631693	633373	71878	11501	103	26	8914400830	1205	30,1
C270x75x2,5	9,0	270	75	20	2,5	1125	17,7	133,75	11925723	774964	89164	14147	103	26	10851514686	2344	29,8
C300x80x2,0	7,9	300	80	20	2,0	984	18,4	149,00	12818680	762554	86031	12792	114	28	13130887167	1312	31,3
C300x80x2,5	9,8	300	80	20	2,5	1225	18,2	148,75	15883665	934061	106781	15749	114	28	16012098206	2552	31,0
C300x80x3,0	11,8	300	80	20	3,0	1464	18,0	148,50	18893523	1098248	127229	18611	114	27	18741632744	4392	30,7

Nota: As propriedades geométricas apresentadas referem-se à secção bruta. Foi, no entanto, utilizada a secção rectificada de acordo com a secção 5.1 da norma EN 1993-1-3.



Dimensões da Secção: Linha Média					
Perfil	t (mm)	b (mm)	h (mm)	Y _g (mm)	Z _g (mm)
170x100	2,50	97,50	167,50	48,75	83,75
230x100	2,50	97,50	227,50	48,75	113,75
265x100	2,50	97,50	262,50	48,75	131,25

Aço DX51D+Z: $f_y=335$ MPa; $f_u=370$ MPa

Propriedades Geométricas Secção Bruta									
Perfil	A (mm ²) x10 ²	I _y (mm ⁴) x10 ⁴	W _y (mm ³) x10 ³	i _y (mm)	I _z (mm ⁴) x10 ⁴	W _z (mm ³) x10 ³	i _z (mm)	J (mm ⁴) x10 ²	I _w (mm ⁶) x10 ⁶
170x100	15,19	554,97	662,65	60,45	216,29	44,37	37,74	34906,05	3065,43
230x100	18,19	1201,28	1056,07	81,27	285,14	58,49	39,60	56657,45	5906,42
265x100	19,94	1726,10	1315,13	93,05	325,63	66,80	40,41	70226,29	8114,08

Propriedades Geométricas Secção Efectiva			
Perfil	A _{eff} (mm ²) x10 ²	W _{y,eff} (mm ³) x10 ³	W _{z,eff} (mm ³) x10 ³
230x100	16,42	-	-
265x100	16,87	131,23	54,51

Verificação de Segurança ELU: Esforços Resistentes							
Perfil	N _{t,Rd} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{y+,Rd} (kNm)	M _{y-,Rd} (kNm)	V _{w,y,Rd} (kN)	F _{e,y,Rd} (kN)	F _{i,y,Rd} (kN)
170x100	536,05	508,75	23,39	22,20	152,62	27,31	98,16
230x100	636,55	550,06	36,96	35,38	210,64	27,31	98,16
265x100	695,18	565,04	45,76	43,96	244,49	27,31	98,61

No cálculo de N_{t,Rd} e M_{y+,Rd} foi considerada a tensão de cedência média f_{ya} (endurecimento).

Verificação de Segurança ELU: Esforços Resistentes							
Perfil	N _{t,Rd} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{z+,Rd} (kNm)	M _{z-,Rd} (kNm)	V _{w,z,Rd} (kN)	F _{e,z,Rd} (kN)	F _{i,z,Rd} (kN)
170x100	536,05	508,75	15,66	14,86	92,84	54,63	196,32
230x100	636,55	550,06	18,05	17,27	92,84	54,63	196,32
265x100	695,18	565,04	19,01	18,26	92,84	54,63	196,32

No cálculo de N_{t,Rd} e M_{z+,Rd} foi considerada a tensão de cedência média f_{ya} (endurecimento).

Morada 1 IC2 – Barracão
2420 – 195 Leiria

Morada 2 Parque Industrial Manuel da Mota, Lote C
3100 Pombal

Telefone 244 721 418

Fax 244 721 949

Site www.barraferros.com

E-mail barraferrosgeral@mail.telepac.pt



SXC5
Ø 5,5xL

Admission SXC5
DIBt Z-14.4-407

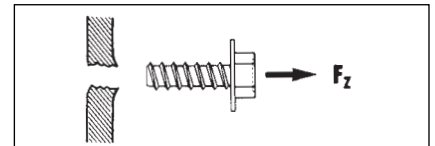
Material
Fastener:
stainless steel A2, 18/8
Material number 1.4301, AISI 304

Washer:
stainless steel A2, 18/8
Material number 1.4301, AISI 304
with vulcanized EPDM

Size
Head/Drive:
- Hex., 8 mm A/F
- L12 Head (Ø 12 mm) *irius*® Drive

SXC

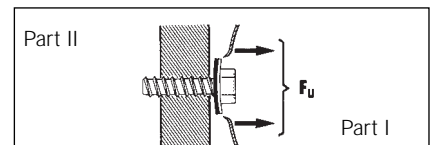
Pull-out load F_Z (N)



Part II (Subconstruction)

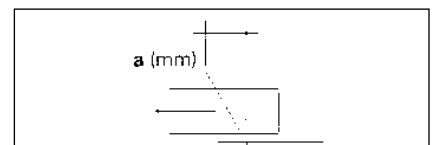
Material	Thickness (mm)	\bar{x}	s
St37 (375 N/mm ²)	1,5	2300	85
	2,0	4000	150
	3,0	7200	185
	4,0	10280	1035

Pull-over load F_U (N)



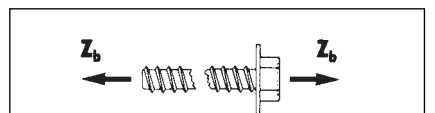
Material	Blechdicke Part I (mm)	Washer S16		Washer S19		Washer S22	
		\bar{x}	s	\bar{x}	s	\bar{x}	s
St37 (375 N/mm ²)	0,50	4100	495	4200	500	3900	255
	0,62	4800	345	5100	655	5100	265
	0,75	6300	540	7000	865	-	-
	0,87	6600	530	7100	735	-	-
Alu (230 N/mm ²)	0,50	1400	185	1300	125	1400	140
	0,65	1900	175	1900	260	1900	185
	0,70	2400	240	2100	240	2200	225
	0,80	2400	240	2700	310	-	-
	1,00	-	-	3300	290	3500	315

Max. deflection (mm)



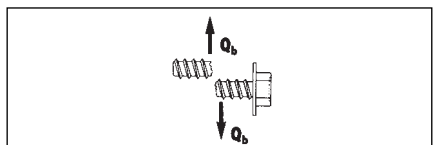
Material	Panelendicke (mm)	1,5 mm ≤ t ≤ 4 mm
St37 (375 N/mm ²)	40	4
	60	6
	80	8

Tensile breaking load Z_b (N)



\bar{x} = 17500

Shear breaking load Q_b (N)



\bar{x} = 10900

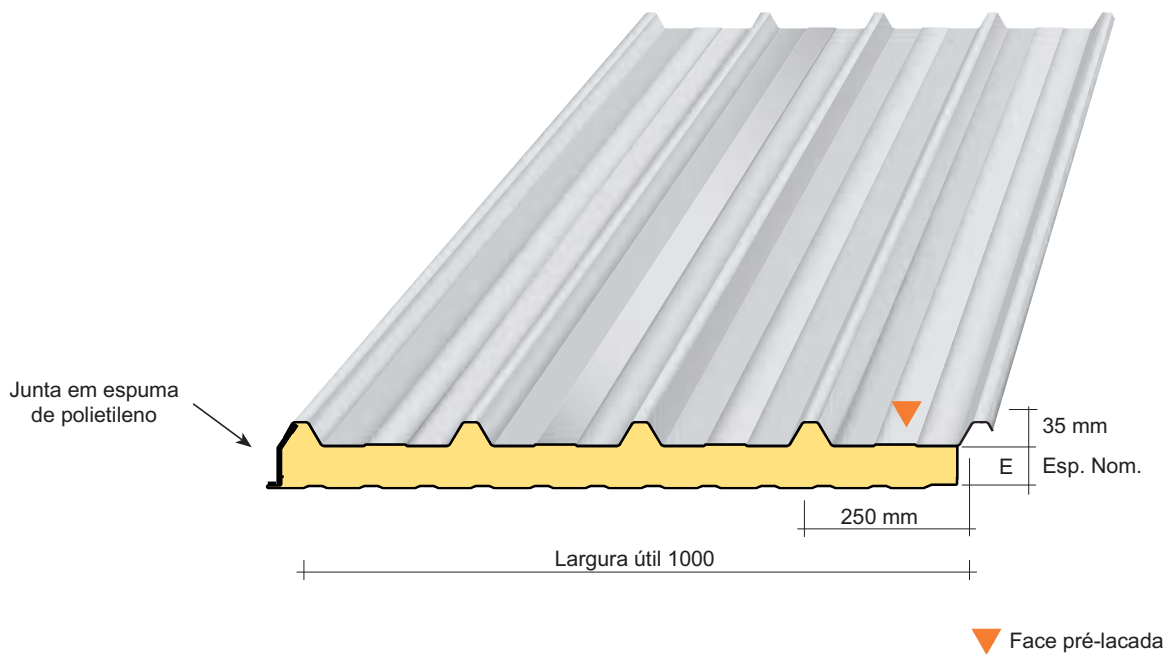
\bar{x} = arithmetical mean value
s = Standard deviation

All stated values are \bar{x} values, representing the arithmetical mean value from laboratory testing concluded up to now, appropriate safety margins should be applied for field conditions. Consult also your country's approval documents.



Produzido em Portugal

Espuma de poliuretano



CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL BASE		NORMAS
Classe do Aço	S 320 GD	EN 10326
Tipo de protecção	Galvanizado Pré-lacado	EN 10169-1

CARACTERÍSTICAS DO PAINEL		Espessuras nominais (mm)			
		30	40	50	60
DIMENSÕES	Espessura do perfil exterior (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75			
	Espessura do perfil interior (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75			
	Largura útil	1000 mm			
	Abas de sobreposição	50 - 200 - 300 mm			
MASSA (kg/m ²)	Para espessuras de perfis 0,5 / 0,5 mm	10	10,5	11	11,5
ACÚSTICA	Isolamento: Índice de absorção (60 mm)	R rose : 25 dB(A) - R route : 22dB(A) - Rw (C;Ctr) : 25(-1;-3) dB			
REACÇÃO AO FOGO	Euroclasses - Segundo EN 13 501-1	PUR PIR sob consulta			
TÉRMICAS	Transmissão térmica U _c (W/m ² .K)	0,71	0,53	0,43	0,36
	Perdas Lineares ψ (W/m.K)	0,11	0,06	0,04	0,03
(com λ = 0,025 W/m.K)	<p>O coeficiente de transmissão térmica médio U_p deverá ser calculado segundo as normas para fachadas opacas, de acordo com a seguinte fórmula:</p> $U_p = U_c + \frac{\psi_j \times L_p + n \times \chi}{A}$ <p>U_c é o coeficiente térmico na parte exterior do painel ψ_j é a condutibilidade térmica correspondente ao encaixe do painel L_p é o comprimento de encaixe entre painéis n é o número de fixações χ é a condutibilidade térmica por fixação (χ = 0,01 W/K) A é a área do parâmetro</p>				
DENSIDADE DO ISOLAMENTO	40 kg/m ³ (± 5 kg/m ³)				
TIPO DE ISOLAMENTO	Espuma de poliuretano sem HCFC				

Espuma de poliuretano

TABELA DE UTILIZAÇÃO

Cargas máximas admissíveis em daN/m² em função dos vãos de utilização (para espessuras dos perfis 0,50-0,50 mm)
A acção do peso próprio do painel está já incluído.

	2 APOIOS				VÃO (m)	3 APOIOS				
	Espessura Nominal					Espessura Nominal				
	60	50	40	30		30	40	50	60	
PRESSÃO				306	2,00					PRESSÃO
DEPRESSÃO				215						
PRESSÃO		316	270	224	2,25					PRESSÃO
DEPRESSÃO		233	212	191						
PRESSÃO	321	271	220	169	2,50	267				PRESSÃO
DEPRESSÃO	229	210	191	172		191				
PRESSÃO	249	210	171	131	2,75	213	249	285		PRESSÃO
DEPRESSÃO	208	191	174	157		158	162	166		
PRESSÃO	198	166	135	104	3,00	174	206	238	270	PRESSÃO
DEPRESSÃO	190	175	159	144		133	140	148	155	
PRESSÃO	160	134	109	83	3,25	144	172	201	230	PRESSÃO
DEPRESSÃO	176	161	147	133		113	123	133	143	
PRESSÃO	131	109	88	66	3,50	120	146	172	198	PRESSÃO
DEPRESSÃO	163	150	136	123		98	109	121	133	
PRESSÃO	109	89	71	53	3,75	102	125	149	172	PRESSÃO
DEPRESSÃO	152	140	127	115		85	98	111	124	
PRESSÃO	91	72	58	43	4,00	87	108	129	150	PRESSÃO
DEPRESSÃO	143	131	119	108		75	89	103	117	
PRESSÃO	77	59	47	35	4,25	73	93	113	132	PRESSÃO
DEPRESSÃO	134	123	112	100		66	81	95	110	
PRESSÃO	66	48	39		4,50	62	80	99	117	PRESSÃO
DEPRESSÃO	127	114	102			59	73	86	100	
PRESSÃO	58	40	32		4,75	52	70	87	105	PRESSÃO
DEPRESSÃO	120	107	94			53	65	77	90	
PRESSÃO	50	33			5,00	45	60	75	92	PRESSÃO
DEPRESSÃO	114	100				48	59	70	81	
PRESSÃO	44				5,25		51	64	81	PRESSÃO
DEPRESSÃO	109						53	63	73	
PRESSÃO	39				5,50		44	55	72	PRESSÃO
DEPRESSÃO	104						49	58	67	
PRESSÃO	34				5,75			48	64	PRESSÃO
DEPRESSÃO	95							53	61	
PRESSÃO					6,00			41	58	PRESSÃO
DEPRESSÃO								48	56	
PRESSÃO					6,25				52	PRESSÃO
DEPRESSÃO									52	
PRESSÃO					6,50				46	PRESSÃO
DEPRESSÃO									48	

Ensaio realizado no laboratório de ensaios da Haironville e verificados por PVP-SOCOTEC N.º ZG 0036

PELÍCULA DE PROTECÇÃO

Em fábrica, é aplicada uma película adesiva de polietileno em cada uma das superfícies pré-lacadas do painel (interior e exterior). A película de protecção deverá ser retirada à medida que a montagem vai avançando, não devendo ultrapassar os 3 meses após a sua colocação em fábrica.

FUROS E CORTES

No fim da operação, é conveniente varrer imediatamente os painéis para eliminar todas as limalhas.

TRABALHOS DE PREPARAÇÃO

Antes da encomenda, deverá ser dada uma atenção particular à preparação, que será a garantia de uma montagem correcta e rápida. Uma boa encomenda deverá ter em conta esta informação.