



Dimensionamento de Madres Enformadas a Frio Travadas por Painéis do Tipo Sandwich

FÁBIO JOÃO DA SILVA TEIXEIRA

Outubro de 2015

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

DIMENSIONAMENTO DE MADRES ENFORMADAS A FRIO TRAVADAS POR PAINÉIS DO TIPO SANDWICH

Relatório de Estágio elaborado para satisfação parcial dos requisitos da Unidade Curricular de Dissertação/Projeto/Estágio (DIPRE) do Mestrado em Engenharia Civil do Ramo de Estruturas

Mestrando: Fábio João da Silva Teixeira

Orientador no ISEP: Eng.º Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira

Supervisor na Empresa: Eng.º Adriano Alves de Sousa da Costa Lopes

Outubro 2015

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho não seria possível sem o acompanhamento, auxílio e motivação de diversas pessoas às quais gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos.

Ao Professor Rodrigo Falcão Moreira, pela orientação, disponibilidade, paciência e partilha de conhecimentos e informação que contribuíram de forma significativa para a concretização deste trabalho.

Ao Engenheiro Adriano Lopes, pela oportunidade de estágio na empresa SE2P – “Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento” e por toda a dedicação e orientação no desenvolvimento da ferramenta de cálculo.

A todos os colaboradores da SE2P, que durante o período de estágio sempre se mostraram disponíveis para ajudar.

Ao Professor Nuno Silvestre do IST – “Instituto Superior Técnico de Lisboa” e ao Professor Miguel Castro da FEUP – “Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto”, pela disponibilidade, auxílio e transmissão de conhecimentos em determinadas etapas do trabalho que por vezes se demonstraram difíceis.

À minha família, em especial aos meus pais e irmãos, que com todo o seu apoio, motivação e preocupação me ajudaram a concluir mais uma etapa da minha formação.

Aos meus amigos, pelo incentivo, compreensão e motivação não só na realização deste trabalho como também ao longo de todo o meu percurso académico.

PALAVRAS-CHAVE

Perfis de aço enformados a frio; Fenómenos de instabilidade; Seção efetiva; Madres; Interação do sistema madre-painel;

RESUMO

O presente relatório de estágio foi elaborado no âmbito da Unidade Curricular de DIPRE, Dissertação/Projeto/Estágio, do 2.º ano de Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, do ramo de estruturas, tendo como principal foco, a análise e dimensionamento de madres de aço enformado a frio e sua utilização com painéis do tipo sandwich em coberturas.

Seções enformadas a frio são cada vez mais utilizadas em construções modernas, especificamente como estrutura secundária em coberturas, onde geralmente são fixas a painéis através de ligações aparafusadas. A presença de painéis e fixações através de parafusos permitem a estabilização lateral e torsional de madres aumentando desta forma a capacidade resistente, mas por serem elementos estruturais de espessura reduzida, os enformados a frio são suscetíveis a fenómenos de instabilidade associados. Desta forma, a norma EN 1993-1-3 [4] permite a análise e dimensionamento deste tipo de elementos através das disposições regulamentares preconizadas nas partes 1-1 [3] e 1-5 [5] da mesma norma.

Num primeiro estudo, o presente trabalho tem como objetivo o dimensionamento e verificação de segurança de elementos enformados a frio com base na seção efetiva determinada com o auxílio das normas EN 1993-1-1 (regras gerais) e EN 1993-1-5 (regras para elementos estruturais constituídos por placas).

Numa segunda fase, este trabalho pretende apresentar um estudo do comportamento de interação entre os sistemas madres-painéis. Para tal, são quantificadas as rigidezes das conexões dos sistemas e dos painéis para se realizarem a análise relativamente à restrição lateral e restrição torsional de madres. Neste contexto, concluiu-se que os painéis, quando fixos de forma adequada às madres, contribuem para a estabilidade.

KEYWORDS

Cold formed steel profiles; Instability phenomena; Effective section; Purlins; Interaction of purlin-panel system;

ABSTRACT

Cold-formed sections are increasingly used in modern buildings, particularly on roofs as secondary structure, where the panels are usually fixed by means of screwed connections. The presence of panels and this type of connections allow lateral and torsional stability of purlins thereby increasing the bearing capacity, but because there are structural elements of reduced thickness, the cold-formed are susceptible to associated instability phenomena. Therefore, EN 1993-1-3 [4] standard allows for the analysis and design of such elements through the regulations in Parts 1-1 [3] and 1-5 [5] of the same standard.

In a first study, this paper aims to design and safety check cold-formed elements based on the determined effective section with the aid of EN 1993-1-1 (general rules) and EN 1993-1-5 (rules for plated structural members).

In a second part, this work intends to present a study of the interaction behavior between purlins-panels systems. For that, it is quantified the stiffness of the connections of systems and panels to perform the analysis of lateral restraint and torsional restraint of purlins. In this context, it was concluded that the panels, when appropriately fixed to the purlins, contribute to stability.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações Gerais	1
1.2	Empresa – Realização do Estágio	2
1.3	Organização do Relatório de Estágio	6
2	ESTADO DA ARTE.....	7
2.1	História do Aço Enformado a Frio	7
2.2	Tipos de Seções em Aço Enformado a Frio	8
2.3	Processos de Fabrico de Seções Enformadas a Frio.....	11
2.4	Vantagens e Desvantagens do Aço Enformado a Frio	12
2.5	Comportamento Estrutural de Seções Enformadas a Frio.....	14
2.5.1	Pré-Encurvadura.....	14
2.5.2	Encurvadura Local	15
2.5.3	Encurvadura Distorcional	16
2.5.4	Encurvadura Global	17
2.5.5	Problemas Adicionais	17
2.6	Sistema Madre-Painel	18
3	BASES DE DIMENSIONAMENTO	22
3.1	Considerações Gerais	22
3.2	Cálculo de Propriedades de Seções.....	22
3.2.1	Propriedades dos Materiais	22
3.2.1.1	Tipos de Aço	23
3.2.1.2	Tensão de Cedência Média do Aço	24
3.2.2	Pré-Requisitos de Utilização.....	25
3.2.3	Convenção de Eixos.....	28
3.2.4	Propriedades Brutas de Seções.....	29
3.2.4.1	Determinação de Dimensões de Seções Brutas.....	32
3.2.4.2	Cálculo das Propriedades Brutas Segundo o Anexo C da Norma EN 1993-1-3....	33
3.3	Cálculo da Resistência de Seções	41
3.3.1	Classificação de Seções	41
3.3.2	Instabilidade Local – Cálculo das Largura Efetivas	44
3.3.3	Instabilidade Distorcional – Cálculo da Espessura Reduzida.....	48
3.3.4	Estado Limite Último – Verificações de Segurança.....	52
3.3.4.1	Esforço Axial de Tração	53
3.3.4.2	Esforço Axial de Compressão	53

3.3.4.3	Flexão Simples	54
3.3.4.4	Esforço Transverso	57
3.3.4.5	Forças Concentradas	59
3.3.4.6	Flexão Desviada	62
3.3.4.7	Flexão Composta Desviada com Tração	63
3.3.4.8	Flexão Composta Desviada com Compressão	63
3.3.4.9	Flexão Composta Desviada e Esforço Transverso	64
3.3.4.10	Flexão Composta e Força Concentrada ou Reação no Apoio	65
3.4	Cálculo da Resistência de Barras – Instabilidade Global	65
3.4.1	Comprimento de Encurvadura	65
3.4.2	Verificação da Encurvadura Global de Colunas	67
3.4.2.1	Cálculo da Carga Crítica de Encurvadura	68
3.4.2.2	Cálculo do Esforço Axial Resistente à Encurvadura	69
3.4.3	Verificação da Encurvadura Global de Vigas	72
3.4.4	Verificação da Encurvadura Global de Vigas-Coluna	75
3.4.4.1	Flexão Composta Desviada com Compressão	75
3.4.4.2	Flexão Composta Desviada com Tração	80
4	MADRES DE COBERTURA TRAVADAS POR PAINÉIS DO TIPO SANDWICH	81
4.1	Considerações Gerais	81
4.2	Sistema Madre-Painel – Considerações	81
4.3	Fixações do Sistema Madre-Painel	84
4.3.1	Dimensionamento de Fixações	90
4.4	Interação Entre o Sistema Madre-Painel	96
4.4.1	Restrição da Madre no Plano de Corte	100
4.4.1.1	Determinação da Rigidez da Ligação do Sistema	102
4.4.1.2	Determinação da Rigidez de Corte	104
4.4.2	Restrição Torsional da Madre	108
4.4.2.1	Determinação da Rigidez de Flexão do Painel	108
4.4.2.2	Determinação da Rigidez da Conexão Entre o Painel e a Madre	109
4.4.2.3	Determinação da Rigidez Torsional	114
4.5	Dimensionamento de Vigas de Acordo com a Norma EN 1993-1-3	115
4.5.1	Critérios de Dimensionamento	116
4.5.2	Resistência de Seções Transversais	119
4.5.3	Resistência à Encurvadura do Banzo Livre	123
4.5.4	Restrição Rotacional Através do Painel – Rigidez da Mola Lateral	125

4.6	Verificação ao Estado Limite de Serviço.....	127
5	FOLHA DE CÁLCULO	129
5.1	Considerações Gerais	129
5.2	Menu 1	129
5.2.1	Separador “Condições”	132
5.2.2	Separadores “Prop. Idealizadas” e “Prop. Nominais”	135
5.2.3	Separador “Classif. Seção”	139
5.2.4	Separadores “Inst. Local”, “Inst. Distorcional” e “Prop. Efetivas”	139
5.2.5	Separador “Verif. Segurança”	142
5.2.6	Separador “Inst. Global”	144
5.3	Menu 2	146
5.3.1	Separador “Ligações”	147
5.3.2	Separador “Restrição Madres”	150
5.3.3	Separador “Madres”	153
6	EXEMPLO DE APLICAÇÃO	156
6.1	Considerações Gerais	156
6.2	Dados Gerais	156
6.3	Cálculo das Propriedades da Seção.....	157
6.3.1	Propriedades da Seção Bruta Idealizada	157
6.3.2	Propriedades da Seção Bruta Nominal.....	162
6.3.3	Classificação da Seção	167
6.3.4	Propriedades da Seção Efetiva	170
6.3.4.1	Instabilidade Local – Seção Efetiva	170
6.3.4.2	Instabilidade Distorcional – Seção Efetiva	181
6.4	Resistência da Seção	189
6.4.1	Verificações de Segurança.....	189
6.4.1.1	Esforço Axial de Tração	190
6.4.1.2	Esforço Axial de Compressão	190
6.4.1.3	Flexão Simples	191
6.4.1.4	Flexão Desviada.....	191
6.4.1.5	Flexão Composta Desviada com Tração.....	192
6.4.1.6	Flexão Composta Desviada com Compressão.....	192
6.5	Resistência da Barra	192
6.5.1	Modos Críticos de Encurvadura	193
6.5.2	Momento Crítico e Momento Resistente de Encurvadura	194

6.6	Ligação do Painel à Madre	195
6.6.1	Capacidade Resistente dos Parafusos	197
6.7	Travamentos da Madre Pelo Painel Sandwich	200
6.7.1	Restrição Lateral da Madre	200
6.7.2	Restrição Torsional da Madre	203
6.7.2.1	Rigidez da Ligação do Sistema.....	204
6.7.2.2	Rigidez de Flexão do Painel	205
6.7.2.3	Rigidez Rotacional	205
6.8	Verificação de Segurança da Madre.....	206
6.9	Verificação ao Estado Limite de Serviço.....	209
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	211
7.1	Conclusões.....	211
7.2	Desenvolvimentos Futuros.....	212
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	214

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Utilização de aço enformado a frio em construções [8].....	1
Figura 1.2 – Comparação dos custos associados ao uso de construção do tipo tradicional e construção leve	1
Figura 1.3 – Power House’s (Angola) – Foto 1	3
Figura 1.4 – Power House’s (Angola) – Foto 2	4
Figura 1.5 – Power House’s (Angola) – Foto 3	4
Figura 1.6 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 1	5
Figura 1.7 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 2	5
Figura 1.8 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 3	6
Figura 2.1 - Seções abertas e fechadas compostas [4]	8
Figura 2.2 - Seções abertas simples [4].....	9
Figura 2.3 – Tipos de chapas perfiladas enformadas a frio [4]	10
Figura 2.4 - Máquina automática de laminagem a frio de perfis.....	11
Figura 2.5 - Máquina automática de laminagem a frio de chapas [12]	11
Figura 2.6 – Etapas do processo de quinagem	12
Figura 2.7 – Máquina de quinagem [12].....	12
Figura 2.8 – Peso reduzido dos elementos enformados a frio	13
Figura 2.9 – Armazenamento de perfis enformados a frio.....	13
Figura 2.10 – Distribuição de esforços: (a) pré-encurvadura e (b) pós-encurvadura.....	14
Figura 2.11 – Modos de encurvadura de uma seção enformada a frio [4]	15
Figura 2.12 – Instabilidade local [13]	16
Figura 2.13 – Instabilidade distorcional [13].....	16
Figura 2.14 – Instabilidade global [13].....	17
Figura 2.15 – Desenvolvimento da resistência da seção em função do número de reforços.....	18
Figura 2.16 – Processo de endurecimento do aço antes e depois da laminagem a frio	18
Figura 2.17 – Seções enformadas a frio utilizadas como madres em coberturas	19
Figura 2.18 – Chapa perfilada [23].....	19
Figura 2.19 - Painel "sandwich" [23].....	20
Figura 2.20 – Elementos constituintes e localização do sistema madre-painel	21
Figura 3.1 – Geometria real de uma seção enformada a frio	26
Figura 3.2 – Convenção de eixos [4]	29
Figura 3.3 – Seção transversal bruta nominal [4]	29
Figura 3.4 – Seção transversal bruta idealizada.....	30

Figura 3.5 – Seção real e seção bruta nominal, respetivamente.....	32
Figura 3.6 – Seção real e seção bruta idealizada, respetivamente.....	33
Figura 3.7 – Seção transversal dividida em partes e numerada através de nós [4]	33
Figura 3.8 – Comportamento das quatro classes de seção definidas pela norma EN 1993 [15] ...	41
Figura 3.9 – Determinação da rigidez da mola [4].....	49
Figura 3.10 – “Reforço” de extremidade	51
Figura 3.11 – Representação da seção efetiva de uma seção C submetida em compressão pura .	52
Figura 3.12 – Distribuição de tensões e distâncias das fibras extremas ao centro de gravidade da seção [11]	55
Figura 3.13 – Alma com reforço longitudinal.....	58
Figura 3.14 – Seções com apenas uma alma não reforçada e não suscetível à rotação [4].....	60
Figura 3.15 – Ligações capazes de proporcionar restrição parcial à torsão e empenamento [4] ...	67
Figura 3.16 – Ligações capazes de proporcionar restrição significativa à torsão e empenamento [4]	67
Figura 3.17 – Curvas de encurvadura [3]	70
Figura 3.18 – Esquema representativo dos momentos para o cálculo de C_1	73
Figura 4.1 – Elementos base constituintes de um sistema madre-painel [4].....	82
Figura 4.2 – Identificação dos elementos de uma cobertura inclinada	82
Figura 4.3 – Localização do painel de cobertura na madre [4].....	83
Figura 4.4 – Condições de apoio de madres [1].....	83
Figura 4.5 – Posição de tirantes em coberturas	84
Figura 4.6 – Identificação dos diferentes elementos de um painel sandwich.....	90
Figura 4.7 – Identificação dos diferentes elementos de um parafuso auto-perfurante	91
Figura 4.8 – Posição das ligações na estrutura (distâncias entre parafusos, distâncias aos cantos e distâncias às extremidades) [4].....	92
Figura 4.9 – Representação esquemática da movimentação lateral do painel.....	97
Figura 4.10 – Restrição torsional [6]	98
Figura 4.11 – Modelo de madres restringidas à torsão por painéis [4].....	98
Figura 4.12 – Distorsão da seção transversal [4]	99
Figura 4.13 – Flexão da madre [4]	99
Figura 4.14 – Deformação total da madre (distorsão + flexão)	99
Figura 4.15 – Parâmetros intervenientes no sistema madre-painel [6]	101
Figura 4.16 – Condições de aplicabilidade do ECCS 135 para avaliar a restrição lateral [6]	101
Figura 4.17 – Componentes individuais intervenientes na fixação do sistema madre-painel [6].	102
Figura 4.18 – Posição dos parafusos no painel [6].....	104

Figura 4.19 – Deformação inicial a meio vão da viga e momento de restrição [6]	105
Figura 4.20 – Forças resultantes do momento de restrição máximo ($M_{s,máx}$) [6]	107
Figura 4.21 – Modelo para o cálculo de $C_{\vartheta,c}$	108
Figura 4.22 – Definição de b_k [6]	112
Figura 4.23 – Relação momento-rotação geral da ligação entre o painel e a madre [6]	112
Figura 4.24 – Localização de grampos em madres	116
Figura 4.25 – Sistema de mangas.....	118
Figura 4.26 – Sistema de sobreposição.....	118
Figura 4.27 – Modelo de sistema com madres sobrepostas [1]	119
Figura 4.28 – Sobreposição de esforços	120
Figura 4.29 – Variação dos esforços de compressão no banzo livre para casos de cargas descendentes [4]	124
Figura 4.30 – Variação dos esforços de compressão no banzo livre para casos de cargas ascendentes [4]	125
Figura 4.31 – Mola lateral com rigidez K [4]	126
Figura 4.32 – Madre e painel associado [4]	127
Figura 5.1 – Configuração do Menu 1	130
Figura 5.2 – Formulário proveniente do botão “Dados a Introduzir” do Menu 1	131
Figura 5.3 – Formulário proveniente do botão “Ajuda”	132
Figura 5.4 – Dados preenchidos através do formulário do Menu 1	133
Figura 5.5 – Verificação dos critérios de aplicabilidade da norma EN 1993-1-3	134
Figura 5.6 – Determinação das dimensões idealizadas e nominais da seção transversal	135
Figura 5.7 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção bruta idealizada.....	136
Figura 5.8 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção bruta nominal ..	136
Figura 5.9 – Propriedades brutas de um segmento da seção transversal.....	137
Figura 5.10 – Tensões em cada nó de cada elemento da seção idealizada.....	138
Figura 5.11 – Classificação da alma da seção em compressão pura.....	139
Figura 5.12 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção nominal efetiva local em compressão pura	140
Figura 5.13 – Representação do “reforço” para cálculo da espessura reduzida	140
Figura 5.14 – Determinação da espessura reduzida da seção em compressão pura	141
Figura 5.15 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção efetiva total em compressão pura (instabilidade local + distorcional)	141
Figura 5.16 – Preenchimento manual dos esforços atuantes.....	143
Figura 5.17 – Verificação segurança a esforços axiais de tração e compressão.....	143

Figura 5.18 – Verificação segurança a flexão composta desviada com tração e com compressão	143
Figura 5.19 – Verificação segurança a flexão composta com esforço axial e de corte	144
Figura 5.20 – Parâmetros dependentes das condições de apoio da barra.....	144
Figura 5.21 – Células de preenchimento manual (comprimento de barras).....	145
Figura 5.22 – Cálculo da resistência axial à encurvadura de colunas	145
Figura 5.23 – Cálculo da resistência do momento fletor à encurvadura de vigas.....	145
Figura 5.24 – Verificação da segurança de vigas-coluna	145
Figura 5.25 – Configuração do Menu 2.....	146
Figura 5.26 – Formulário proveniente do botão “Dados a Introduzir” do Menu 2	147
Figura 5.27 – Dados preenchidos através do formulário do Menu 2 em relação ao painel sandwich	148
Figura 5.28 – Características de parafusos dependente da espessura do isolamento do painel ...	148
Figura 5.29 – Determinação da capacidade resistente do parafuso ao corte	149
Figura 5.30 – Determinação da capacidade resistente do parafuso à tração	149
Figura 5.31 – Cálculo do número de parafusos dependente da resistência mais condicionante .	150
Figura 5.32 – Parâmetros introduzidos no formulário do Menu 2.....	151
Figura 5.33 – Determinação dos momentos atuantes para cargas descendentes e ascendentes	151
Figura 5.34 – Verificação da restrição lateral da madre	152
Figura 5.35 – Determinação da mola rotacional C_D	152
Figura 5.36 – Determinação da rigidez da mola lateral K	152
Figura 5.37 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção livre.....	153
Figura 5.38 – Verificações das tensões máximas da madre	154
Figura 5.39 – Determinação da carga lateral para cargas descendentes e ascendentes	155
Figura 6.1 – Geometria da seção bruta real.....	156
Figura 6.2 – Seção bruta idealizada	158
Figura 6.3 – Tensões na seção bruta idealizada.....	162
Figura 6.4 – Seção bruta nominal	163
Figura 6.5 – Tensões na seção bruta nominal.....	167
Figura 6.6 – Definição de banzo* e alma* para momento em u e v [11]	171
Figura 6.7 – Seção efetiva nominal devido a esforço axial de compressão (instabilidade local)....	173
Figura 6.8 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u (instabilidade local)	176
Figura 6.9 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u (instabilidade local)	177

Figura 6.10 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v (instabilidade local)	179
Figura 6.11 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v (instabilidade local)	180
Figura 6.12 – Reforço* equivalente	181
Figura 6.13 – Seção efetiva nominal devido a esfoço axial de compressão (instabilidade distorcional)	183
Figura 6.14 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u (instabilidade distorcional)	185
Figura 6.15 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u (instabilidade distorcional)	185
Figura 6.16 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v (instabilidade distorcional)	187
Figura 6.17 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v (instabilidade distorcional)	188
Figura 6.18 – Condição de apoio considerada para a viga	193
Figura 6.19 – Disposição dos painéis sandwich	196
Figura 6.20 – Painel sandwich de cobertura HAIRISOL 1000 C [24]	196
Figura 6.21 – Parafuso auto-perfurante SXC5 [25]	197
Figura 6.22 – Posição dos parafusos no painel	198
Figura 6.23 – Posição dos parafusos no painel [6]	200
Figura 6.24 – Chapa perfilada constituinte do painel [26]	203
Figura 6.25 – Condição de apoio considerada para a viga	207

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Gama de dimensões disponíveis para seções comuns enformadas a frio.....	9
Tabela 3.1 – Tipos de aço utilizados em seções enformadas a frio [4]	23
Tabela 3.2 – Tipos de aço utilizados em seções enformadas a frio [4]	24
Tabela 3.3 – Valores limite de relações geométricas de seções [4]	27
Tabela 3.4 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (parte 1) [3]	43
Tabela 3.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (parte 2) [3]	44
Tabela 3.6 – Elementos comprimidos interiores [5].....	46
Tabela 3.7 – Elementos comprimidos salientes [5]	46
Tabela 3.8 – Tensão resistente ao esforço transversal, f_{bv} [4]	57
Tabela 3.9 – Carga única ou reação no apoio – seções transversais com apenas uma alma [4]	61
Tabela 3.10 – Duas cargas opostas afastadas de $1,5 \times h_w$ – seções transversais com apenas uma alma [4]	62
Tabela 3.11 – Deformadas de barras submetidas à compressão	66
Tabela 3.12 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [3]	71
Tabela 3.13 – Curvas de encurvadura para uma determinada seção transversal [3] [4] [11].....	71
Tabela 3.14 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral [3]	74
Tabela 3.15 – Coeficientes de momento uniforme equivalente [3]	77
Tabela 3.16 – Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torção [3]	78
Tabela 3.17 – Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torção [3].....	79
Tabela 4.1 – Tipos de parafusos utilizados na fixação de diferentes elementos de aço	85
Tabela 4.2 – Campos de aplicação de fixações mecânicas (ECCS).....	86
Tabela 4.3 – Modos de falha das fixações mecânicas sujeitas a esforços de corte.....	87
Tabela 4.4 – Modos de falha das fixações mecânicas sujeitas a esforços de tração.....	88
Tabela 4.5 – Tabela síntese com os diferentes tipos de fixações, conexões e modos de falha	89
Tabela 4.6 – Fator de redução da resistência ao esmagamento devido à posição dos parafusos..	94
Tabela 4.7 – Critérios de aplicabilidade do ECCS 135 para a análise da restrição torsional de madres [6]	110
Tabela 4.8 – Parâmetros c_1 , c_2 e c_3	111
Tabela 4.9 – Parâmetros $C_{\theta 1}$ e $C_{\theta 2}$	111
Tabela 4.10 – Fator de correção k_c [3]	113

Tabela 4.11 – Coeficiente K_{θ} (depende do travamento e distribuição de momentos) [3]	115
Tabela 4.12 – Conversão da torsão e encurvadura lateral numa carga lateral equivalente ($k_h \times q_{Ed}$) [4]	121
Tabela 4.13 – Valores de $M_{0,fz,Ed}$ e K_R	122
Tabela 4.14 – Coeficientes η_i para cargas descendentes com 0,1,2,3 e 4 tirantes [4]	124
Tabela 4.15 – Coeficientes η_i para cargas ascendentes com 0,1,2,3 e 4 tirantes [4]	125
Tabela 4.16 – Valores recomendados para deformações verticais [1].....	128
Tabela 6.1 – Cálculo das áreas, momentos estáticos e momentos de inércia em torno do eixo y_0-z_0 de cada um dos elementos da seção	158
Tabela 6.2 – Área, momentos estáticos, momentos de inércia e coordenadas do centro de gravidade em torno do eixo y_0-z_0 da seção	159
Tabela 6.3 – Coordenadas do centro de corte em torno dos eixos y_0-z_0 , $y-z$ e $u-v$ da seção	159
Tabela 6.4 – Cálculo das coordenadas e constantes setoriais e inércia de torsão de Saint Venant de cada um dos elementos da seção	159
Tabela 6.5 – Constantes setoriais da seção	159
Tabela 6.6 – Momentos de inércia em torno de $y-z$, ângulo β do eixo $u-v$ com o referencial $y-z$, constante de empenamento e inércia de torsão de Saint Venant e inércia polar da seção	159
Tabela 6.7 – Cálculo das coordenadas setoriais em relação ao centro de corte e das coordenadas dos nós dos elementos no referencial $y-z$	160
Tabela 6.8 – Cálculo da diferença entre os valores de u e v dos elementos e coordenadas das fibras extremas no referencial $u-v$	160
Tabela 6.9 – Coordenadas setoriais média e máxima, fatores y_j e z_j e coordenadas das fibras extremas do eixo $u-v$	160
Tabela 6.10 – Cálculo das tensões axiais dos elementos da seção transversal devido aos momentos em torno do eixo $u-v$ em relação à tensão máxima.....	160
Tabela 6.11 – Tensões axiais nas fibras extremas devido ao momento em torno de $u-v$ em relação à tensão máxima	161
Tabela 6.12 – Cálculo das áreas, momentos estáticos e momentos de inércia em torno do eixo y_0-z_0 de cada um dos elementos da seção	163
Tabela 6.13 – Área, momentos estáticos, momentos de inércia e coordenadas do centro de gravidade em torno do eixo y_0-z_0 da seção	164
Tabela 6.14 – Coordenadas do centro de corte em torno dos eixos y_0-z_0 , $y-z$ e $u-v$ da seção	164
Tabela 6.15 – Cálculo das coordenadas e constantes setoriais e inércia de torsão de Saint Venant de cada um dos elementos da seção	164
Tabela 6.16 – Constantes setoriais da seção	164

Tabela 6.17 – Momentos de inércia em torno de y - z , ângulo β do eixo u - v com o referencial y - z , constante de empenamento e inércia de torsão de Saint Venant e inércia polar da seção	164
Tabela 6.18 – Cálculo das coordenadas setoriais em relação ao centro de corte e das coordenadas dos nós dos elementos no referencial y - z	164
Tabela 6.19 – Cálculo da diferença entre os valores de u e v dos elementos e coordenadas das fibras extremas no referencial u - v	165
Tabela 6.20 – Coordenadas setoriais média e máxima, fatores y_j e z_j e coordenadas das fibras extremas do eixo u - v	165
Tabela 6.21 – Cálculo das tensões axiais dos elementos da seção transversal devido aos momentos em torno do eixo u - v em relação à tensão máxima.....	165
Tabela 6.22 – Tensões axiais nas fibras extremas devido ao momento em torno de u - v em relação à tensão máxima	165

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Devido ao crescimento significativo da construção metálica, começaram a aparecer iniciativas com o objetivo de propagar os desenvolvimentos nesta área, contribuindo, desta forma, para o consequente desenvolvimento do mercado.

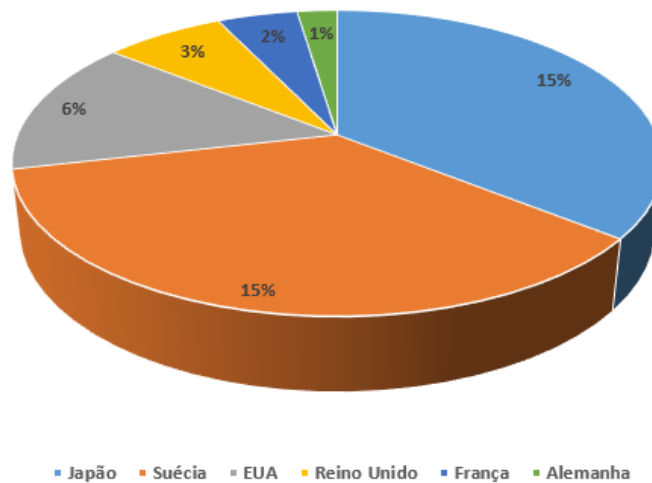


Figura 1.1 - Utilização de aço enformado a frio em construções [8]

Esta expansão provém de três aspectos essenciais: construção em prazos de tempo reduzidos, controlo de qualidade e sustentabilidade ambiental. Nestes três aspectos mencionados, a construção em betão armado tem crescentemente vindo a ser superada pela construção metálica, mas a questão relativa aos custos permanece.

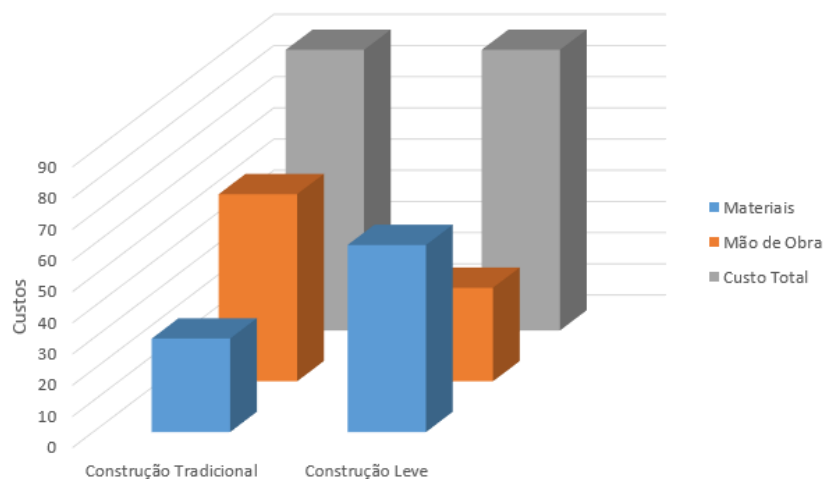


Figura 1.2 – Comparação dos custos associados ao uso de construção do tipo tradicional e construção leve

Desta forma, este trabalho debruça-se numa parte das construções metálicas, nomeadamente os enformados a frio em coberturas (através de painéis sandwich), que constituem uma parte importante em obras construídas em estruturas metálicas.

Atualmente o cálculo de estruturas é efetuado utilizando aplicações e ferramentas informáticas que permitem a sua execução de uma forma mais simples e fácil. Apesar do desenvolvimento deste tipo de técnicas construtivas e da crescente utilização deste tipo de solução estrutural, constata-se que as ferramentas de cálculo para enformados a frio ainda não se encontram muito desenvolvidas, sendo por vezes limitadas.

Neste contexto, este trabalho teve como objetivo a criação de uma aplicação informática (utilizando o programa Microsoft Office Excel) que permite uma rápida análise, dimensionamento e metodologias de verificação de segurança de seções de aço enformadas a frio (apenas do tipo C e Z de reforços simples), assim como o dimensionamento de ligações aparafusados de sistemas madre-painel em cobertura e o estudo do comportamento de interação deste tipo de sistemas. Esta ferramenta informática traduz ser uma vantagem para os projetistas em gabinete.

1.2 EMPRESA – REALIZAÇÃO DO ESTÁGIO

A ferramenta de cálculo desenvolvida no âmbito do estágio curricular foi realizada na empresa SE2P – “Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento” [21].

A SE2P desenvolve todas as especialidades dos projetos de Engenharia Civil. A sua actividade abrange todo o território nacional, privilegiando a nível internacional os Países de Língua Oficial Portuguesa. Apoia-se numa equipa de profissionais altamente qualificada e disponível, em permanente actualização formativa. A grande experiência dos seus quadros permite-lhe garantir uma coordenação integrada dos diversos projetos, aumentando a eficiência do processo concetual, diminuindo o tempo de resposta e contribuindo decisivamente para o controle e redução dos custos de investimento do cliente.

Também assegura a prestação de serviços ao longo de todo o processo, desde a conceção até à entrega da obra. Neste contexto, a SE2P detém de uma empresa complementar que exerce a fiscalização e coordenação de obra.

A SE2P integra as seguintes áreas de intervenção:

- Gestão de projeto;
- Projetos de estruturas;

- Projetos de arruamentos e hidráulica urbana;
- Projetos de redes de abastecimento de águas;
- Projetos de redes de combate a incêndios;
- Projetos de redes de drenagem de águas residuais domésticas e industriais;
- Projetos de redes de drenagem de águas residuais pluviais;
- Projetos de redes de gás;
- Projetos de comportamento térmico;
- Projetos de condicionamento acústico;
- Projetos de segurança integrada;
- Projetos de segurança e saúde;
- Fiscalização e coordenação de obra.

Seguidamente apresentam-se alguns projetos em que a SE2P esteve envolvida:

- Power House's (Angola) – edifícios que albergam geradores elétricos de grande potência.



Figura 1.3 – Power House's (Angola) – Foto 1

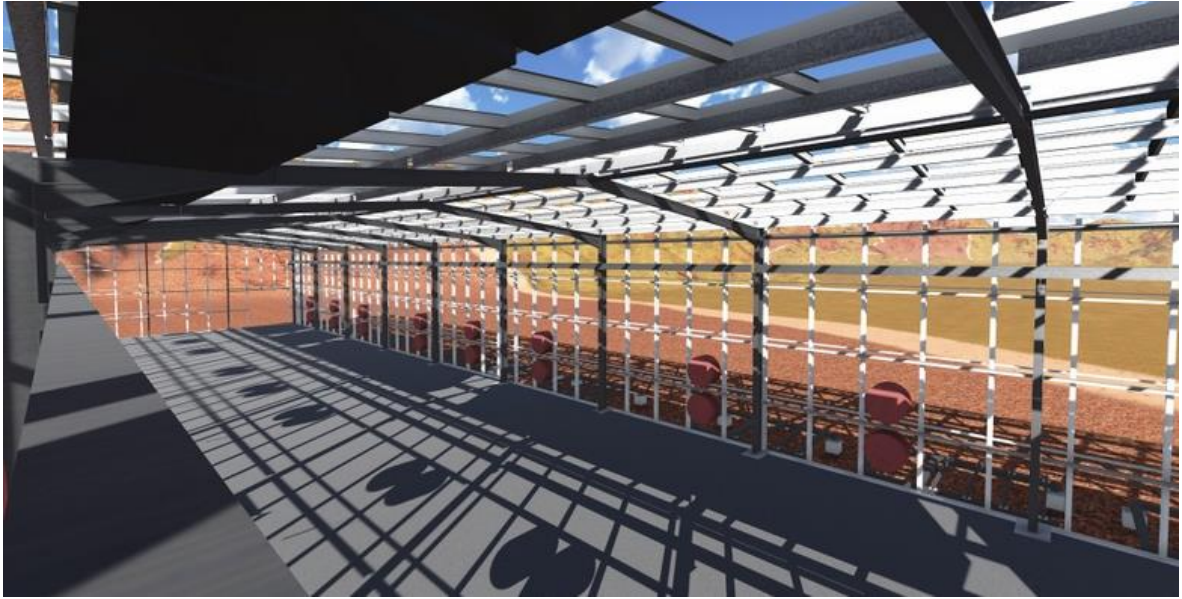


Figura 1.4 – Power House's (Angola) – Foto 2



Figura 1.5 – Power House's (Angola) – Foto 3

- Pavilhão Multiusos do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – projeto de otimização da estrutura metálica.



Figura 1.6 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 1



Figura 1.7 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 2



Figura 1.8 – Pavilhão Multiuso do Cevadeiro (Vila Franca de Xira) – Foto 3

1.3 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO DE ESTÁGIO

O documento está organizado em cinco (5) capítulos informativos. É ainda composto por um capítulo introdutório onde se pretende apresentar e justificar o tema abordado, e um capítulo onde são realizadas considerações relativamente à realização do trabalho.

No capítulo 2, apresentam-se uma breve história sobre os enformados a frio, vantagens e desvantagens da sua utilização na construção, comportamento deste tipo de elementos estruturais bem como alguns problemas adicionais que podem por vezes atuar. Referem-se ainda algumas considerações sobre o sistema madre-painel.

No capítulo 3, são descritas as metodologias de cálculo para a determinação de propriedades de seções como descreve a norma EN 1993-1-3. Após a obtenção destas propriedades é calculada também a resistência de seções considerando os fenómenos de instabilidade local e distorcional onde são aplicadas respetivamente, larguras e espessuras reduzidas. Também é calculada a resistência de seções em relação à instabilidade global (encurvadura).

No capítulo 4, descreve-se a interação entre sistemas madres-painéis onde se estudam as restrições laterais e torsionais de madres devido à fixação de painéis sandwich bem como as rigidezes necessárias para a quantificação desses travamentos.

No capítulo 5, apresenta-se o funcionamento da ferramenta de cálculo desenvolvida no estágio realizado.

No capítulo 6, é demonstrada de que forma se aplicam as metodologias de cálculo referidas nos capítulos 3 e 4 num exemplo prático.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 HISTÓRIA DO AÇO ENFORMADO A FRIO

Na construção metálica existem atualmente três tipos de perfis de aço: perfis laminados a quente, perfis de chapas soldadas e perfis enformados a frio [4] [9] [10] [11].

Os elementos laminados a quente e os elementos de chapas soldadas são os mais utilizados neste setor. O processo de laminagem a quente consiste no aquecimento do material a altas temperaturas para posteriormente ser moldado na forma pretendida através de um equipamento de laminagem. Por outro lado, os perfis podem também ser obtidos através da soldadura de chapas nas zonas onde os elementos se ligam.

Os perfis enformados a frio não são tão frequentemente utilizados como os perfis anteriormente descritos, mas possibilitam a obtenção de peças mais esbeltas (menor espessura) e mais leves. Com este tipo de perfis a espessura geralmente varia entre os 0,4 e os 6,0 mm, permitindo no processo de fabrico realizarem-se dobras para definir as almas e os banzos (dobras principais) e aumentar a rigidez das paredes dos elementos (dobras intermédias).

Elementos enformados a frio surgiram na construção em meados de 1850 nos Estados Unidos da América e na Grã-Bretanha, mas apenas em 1940 é que começaram a ser utilizados [2].

Depois de serem aplicados maioritariamente em madres de cobertura e em envolventes de edifícios, tem vindo a reconhecer-se que as seções enformadas a frio podem ser usadas como elementos estruturais primários.

Também devido à esbelteza da seção poder ser menor do que 1,0 mm, os elementos possuem conseqüentemente pesos reduzidos capazes de suportar cargas elevadas, que podem ainda ser melhoradas através do desenvolvimento de sistemas compostos para coberturas, paredes e pavimentos [1].

A utilização de enformados a frio tem vindo a aumentar em todo o mundo com a produção de bobines de aço mais económicas por serem revestidas com zinco ou alumínio/zinco, que posteriormente dão origem à formação de seções de parede fina através do respetivo processo de fabrico adotado.

O uso destas seções mais esbeltas e com aços mais resistentes implicam problemas no dimensionamento que geralmente não acontecem em outros tipos de perfis. A instabilidade estrutural de seções é mais provável de ocorrer devido às suas espessuras (redução das tensões e cargas de encurvadura), e à utilização de aços mais resistentes (tensões de encurvadura e tensão de cedência do aço das seções são aproximadamente iguais).

Seções enformadas a frio geralmente têm mono-simetria, reforços rígidos nos banzos, reforços intermédios em banzos e almas de grande largura e as formas dos cantos das seções são mais complexas que a dos perfis laminados a quente.

Uma das principais causas que limitavam o uso do aço enformado a frio era a inexistência de métodos para realizar a conceção e dimensionamento estrutural, mas verificou-se que o recurso a este tipo de aço permitia estruturas mais leves e com maior rapidez de execução, portanto começaram a ser desenvolvidas especificações e normas para este tipo de aço. Desta forma, em 1946 foram incrementadas especificações pela AISI – “American Iron and Steel Institute” para o dimensionamento de elementos enformadas a frio em estruturas. Estas especificações são aplicáveis nos Estados Unidos da América, Canadá e México e têm vindo a ser constantemente melhoradas e atualizadas para uma melhor conceção dos elementos estruturais, ligações e sistemas [1] [9].

Na Europa, a primeira documentação produzida para o dimensionamento de elementos enformados a frio foi em 1987 pelo comité TC7 do ECCS – “European Convention for Constructional Steelwork”. Posteriormente, este documento desenvolveu-se numa publicação, em 2006, como Eurocódigo 3 – Design of steel structures – Part 1-3: General Rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting (CEN – “European Committee for Standardization”) [1].

2.2 TIPOS DE SEÇÕES EM AÇO ENFORMADO A FRIO

Os elementos enformados a frio são classificados em perfis (função essencial de suporte de cargas) e em painéis (normalmente utilizadas como elementos de revestimento) [4] [9] [10] [11].

Os perfis enformados a frio podem ter configurações geométricas diferentes e dividem-se em três grandes grupos: seções abertas compostas, seções fechadas compostas e seções abertas simples.

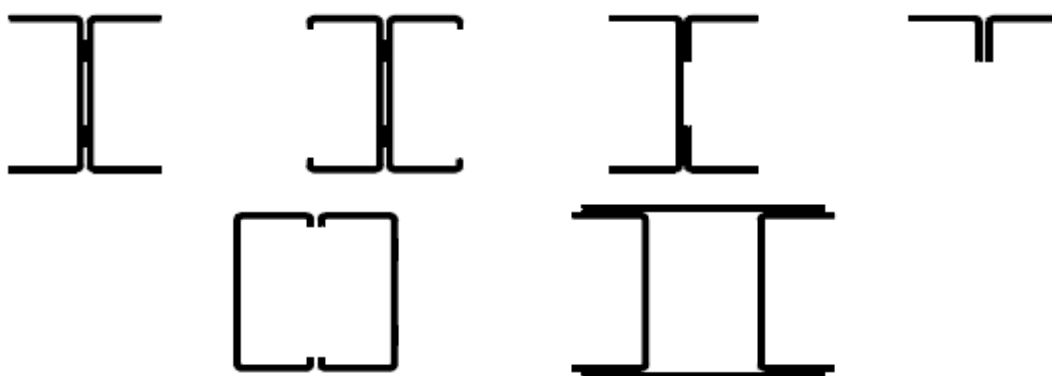


Figura 2.1 - Seções abertas e fechadas compostas [4]

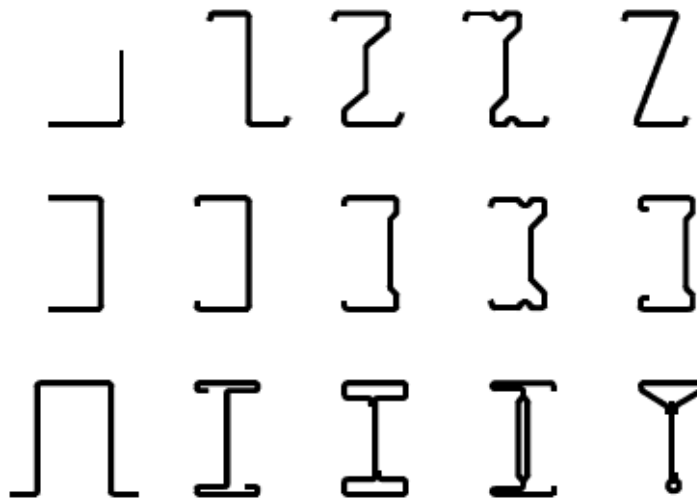
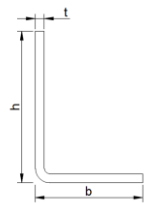

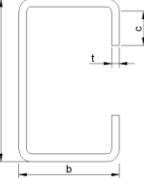
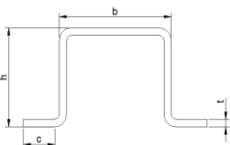


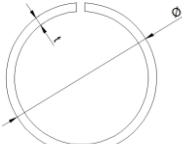
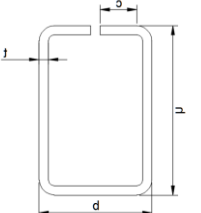


Figura 2.2 - Seções abertas simples [4]

Apesar da grande diversificação de perfis existentes, as mais usuais são as seções em C, Z, “sigma”, “hat” e “rack”. Geralmente a altura dos elementos varia entre os 50 mm até aos 400 mm, com espessuras entre 0,5 mm e 6,0 mm. A tabela 2.1 apresenta uma variedade de dimensões para os perfis mais utilizados [2] [22].

Tabela 2.1 - Gama de dimensões disponíveis para seções comuns enformadas a frio

Tipo de seção		Gama de dimensões		
		Espessura do aço t_{cor} [mm]	Altura da seção h [mm]	Largura do banzo b [mm]
Ângulo		1,5 – 10,0	15 – 225	15 – 225
Seção U		1,5 – 10,0	20 – 400	15 – 160
Seção C		1,5 – 6,0	20 – 400	40 – 160

Ómega		1,5 – 5,0	20 – 100	20 – 100
Seção Z		2,0 – 6,0	30 – 80	20 – 30
Seção Z com reforços		1,5 – 4,0	120 – 300	50 – 100
Seção tubular aberta		0,8 – 4,0	φ16 – φ80	50 – 100
Seção retangular aberta		1,5 – 4,0	12 – 140	12 – 140

Os painéis/chapas enformado(a)s a frio podem também ter configurações distintas podendo ser essencialmente do tipo perfiladas ou lisas com alturas de nervuras de 20 mm até 200 mm e espessuras entre 0,4 mm e 1,5 mm [1].

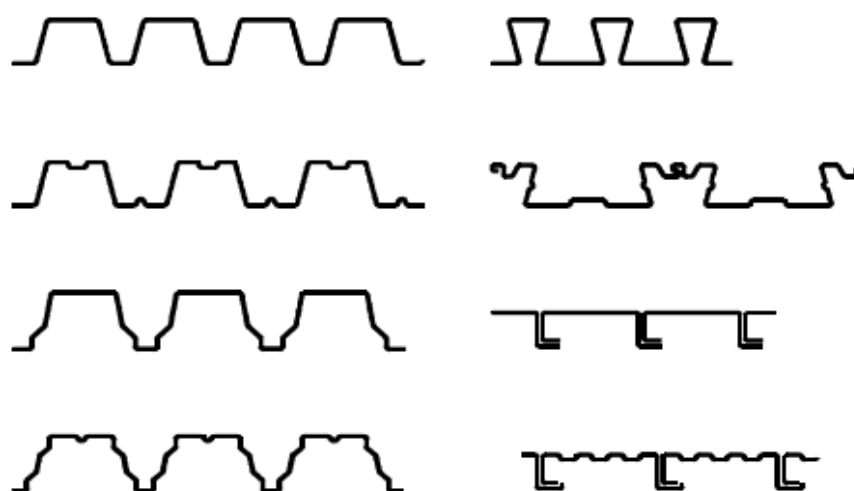


Figura 2.3 – Tipos de chapas perfiladas enformadas a frio [4]

2.3 PROCESSOS DE FABRICO DE SEÇÕES ENFORMADAS A FRIO

As seções enformadas a frio são normalmente obtidas através de um dos seguintes processos de fabrico: laminagem a frio e quinagem [1] [9] [10] [12].

O processo de laminagem a frio consiste num processo automático de fábrica muito utilizado no fabrico de perfis de aço leve. A seção pretendida é obtida através da passagem de rolos, com capacidade de comprimir e dobrar, sobre chapas de aço planas introduzidas.

É de referir que o número de rolos a utilizar depende do tipo de seção que se pretende obter (maior número de rolos equivale a uma seção mais complexa). Uma das desvantagens do uso desta técnica de fabrico é o tempo dispensado na troca de rolos quando se pretende uma seção com diferente geometria.

As figuras 2.4 e 2.5 apresentam máquinas de laminagem para perfis e chapas enformadas a frio, respetivamente.

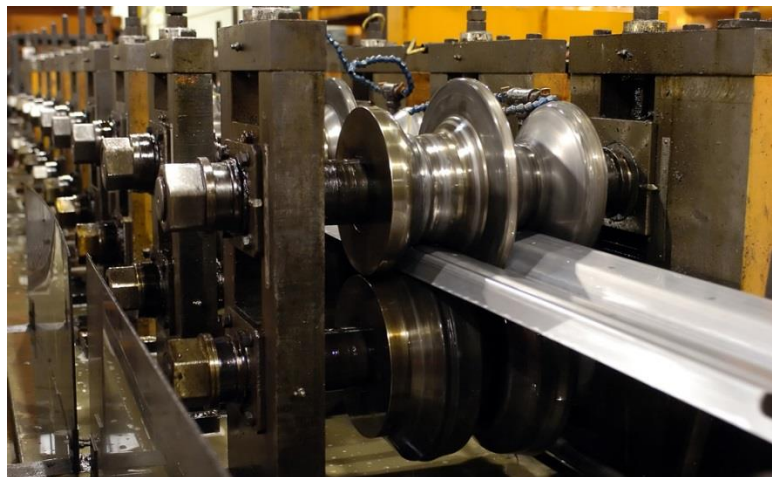


Figura 2.4 - Máquina automática de laminagem a frio de perfis



Figura 2.5 - Máquina automática de laminagem a frio de chapas [12]

O método por quinagem, ao contrário da laminagem a frio, não é muito utilizado. O referido processo consiste na prensa de chapas contra negativos que oferecem à chapa a forma desejada (utilizado quando se pretende obter seções com configurações simples).

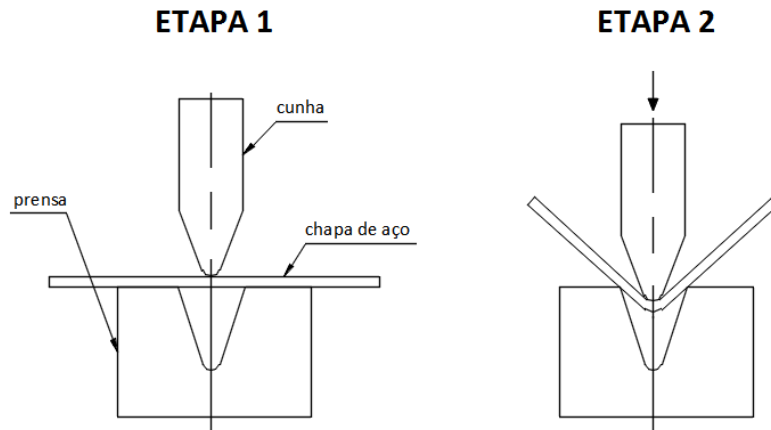


Figura 2.6 – Etapas do processo de quinagem



Figura 2.7 – Máquina de quinagem [12]

2.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO AÇO ENFORMADO A FRIO

Os perfis enformados a frio apesar de não serem muito utilizados apresentam diversas vantagens quando aplicados em estruturas, entre elas [9] [10] [12] [13]:

- Oferecem uma montagem rápida, fácil manutenção e substituição;
- Apresentam elementos com qualidade devido ao processo automático de fabrico;
- Produção de seções complexas tendo em conta a economia, a resistência e o peso da peça (ver Figura 2.8);

- Produção de seções que permitem um melhor armazenamento e transporte de elementos (ver Figura 2.9);
- Não é combustível;
- Não ocorrem problemas normalmente detetados em betão e madeira, tais como fluência e retracção e ataque por agentes biológicos, respetivamente.



Figura 2.8 – Peso reduzido dos elementos enformados a frio

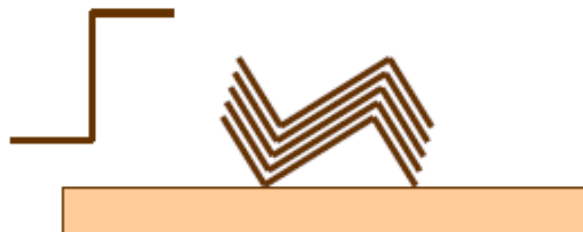


Figura 2.9 – Armazenamento de perfis enformados a frio

Por outro lado, as principais desvantagens na utilização deste tipo de perfis são [9] [10] [12] [13]:

- Cálculos para o dimensionamento das seções são mais complexos do que outros tipos de elementos de aço;
- Apresentam problemas de comportamento estrutural devido à sua reduzida espessura (os laminados a quente também padecem de fenómenos de instabilidade, mas no caso dos enformados a frio, estes aspetos são mais difíceis de lidar);
- Necessário revestir os elementos na fase de fabricação pois estes são suscetíveis a ataques por corrosão (geralmente é usado zinco ou alumínio);
- Apresenta uma baixa resistência relativamente ao fogo devido à baixa esbelteza dos elementos.

2.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE SEÇÕES ENFORMADAS A FRIO

Devido às particularidades dos elementos de aço enformados a frio de paredes esbeltas, utilizam-se normalmente seções transversais abertas que possuem baixa rigidez à flexão quando comparada com seções de aço mais pesadas. Como resultado do processo de enformagem a frio a configuração da seção transversal de perfis enformados a frio pode originar diferentes tipos de deformações quando sujeitas a carregamentos, especialmente quando não existe uma restrição suficiente ao elemento [14].

Neste sub-capítulo distinguir-se-á o comportamento estrutural de elementos de vigas de aço enformadas a frio em situações de pré-encurvadura, encurvadura e pós-encurvadura.

2.5.1 PRÉ-ENCURVADURA

O efeito de deformação por pré-encurvadura era normalmente desprezada, mas constatou-se que a não contabilização deste tipo de deformações levariam a uma má avaliação da encurvadura em determinados casos de carga. Desta forma verificou-se que para uma determinada viga em condições simplesmente apoiada, a tensão uniformemente distribuída ($\sigma \leq \sigma_{crit}$) na fase de pré-encurvadura irá ser redistribuída numa tensão não uniforme ($\sigma_{m\acute{a}x} \geq \sigma_{crit}$) numa fase posterior (após-encurvadura), conferindo à estrutura um acréscimo de resistência resultando numa melhoria no suporte das cargas [14].

Neste contexto foi desenvolvido o Método da Largura Efetiva – “Effective Width Method” (EWM), que irá ser aprofundado no capítulo 3.

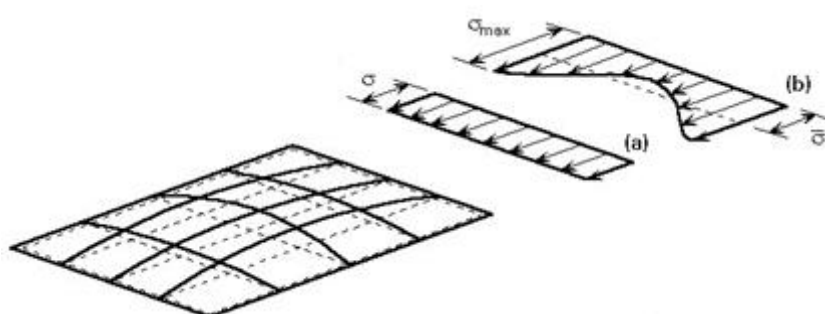


Figura 2.10 – Distribuição de esforços: (a) pré-encurvadura e (b) pós-encurvadura

A deformação resultante da pré-encurvadura, no plano da viga, possibilita um aumento da resistência à encurvadura, isto porque, a concavidade observada na curva acima apresentada (b)

comporta-se como um arco capaz de aumentar a capacidade resistente da viga à encurvadura. Constata-se assim que a pré-encurvadura tem consequências no modo de encurvadura, força de encurvadura e também no comportamento de vigas em aço enformadas a frio após-encurvadura. Num contexto geral, um bom conhecimento do fenómeno de pré-encurvadura permite um melhor entendimento do comportamento de encurvadura propriamente dita e pós-encurvadura de elementos sujeitos a carregamentos.

A encurvadura é avaliada à medida que a seção se deforma, num plano diferente ao seu plano inicial, sob o efeito de cargas de compressão. Com base na diferença entre os comprimentos de onda dos elementos individuais, a encurvadura dos aços enformados a frio pode ser caracterizada em encurvadura local, encurvadura distorcional e encurvadura global. A Figura 2.11 representa o possível modo de deformação de uma seção enformada a frio para os diferentes modos de encurvadura (relação entre comprimento de onda e o esforço de encurvadura).

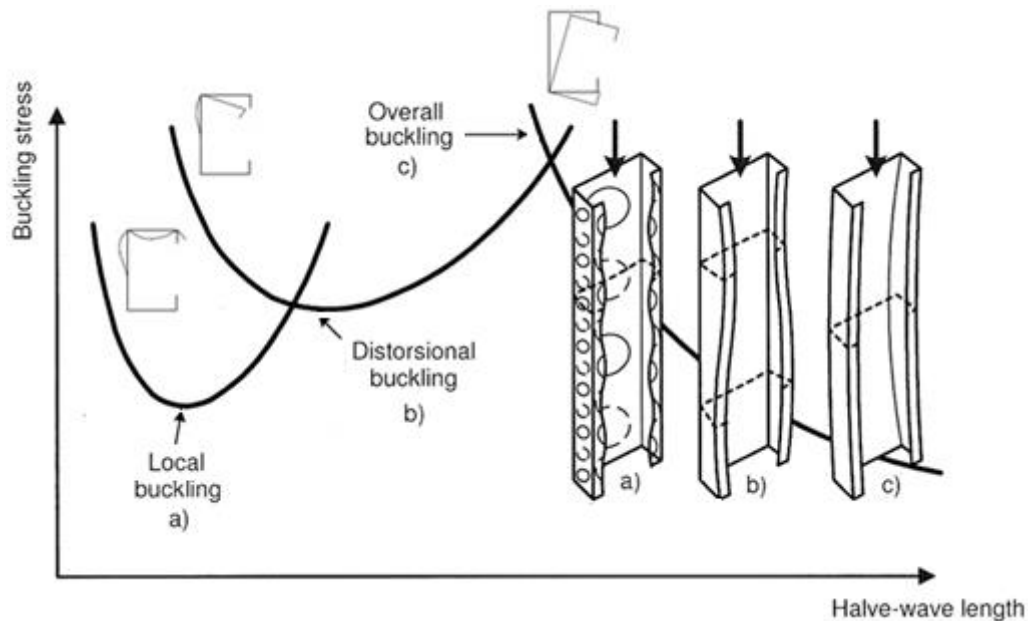


Figura 2.11 – Modos de encurvadura de uma seção enformada a frio [4]

2.5.2 ENCURVADURA LOCAL

O fenómeno de encurvadura local não provoca deslocamentos laterais nem torsores, apenas ondulações na seção transversal. A instabilidade é iniciada pela flexão da parede da peça (que possui menor espessura, ou seja, a mais flexível) que está a ser comprimida, fazendo com que as restantes paredes, devido ao efeito de rotação nos bordos (mantém-se indeformáveis), também se deformem [12] [13].

A curva da deformada neste tipo de situações é relativamente pequena (geralmente menor do que a largura do elemento à compressão), podendo ser identificada quando existe apenas encurvadura do banzo, encurvadura parcial da alma e também em casos de encurvadura conjunta dos dois membros do elemento [10].

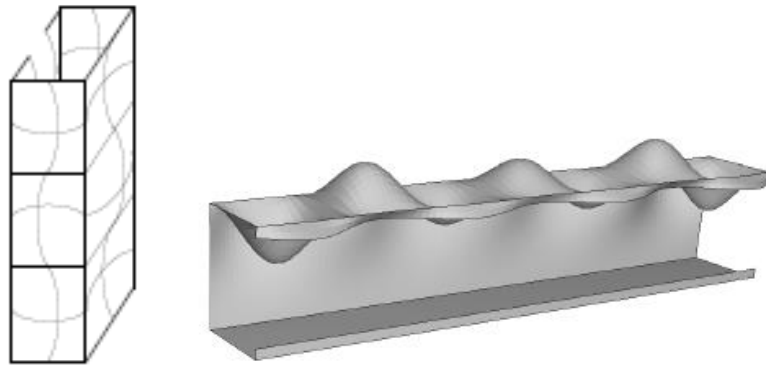


Figura 2.12 – Instabilidade local [13]

2.5.3 ENCURVADURA DISTORCIONAL

O fenômeno de encurvadura distorcional ocorre devido à existência de rotação de uma ou mais paredes do elemento relativamente aos bordos (reforços extremos) da seção. Por outras palavras, este tipo de instabilidade envolve encurvadura da alma e do banzo no mesmo comprimento de onda, originando uma mudança na configuração da seção transversal diferente da que geralmente se observa na encurvadura local [12] [13].

Os reforços do perfil enformado a frio limitam a existência de encurvadura local, eliminando desta forma deformações fora do plano nas zonas de ligação dos banzos com os reforços extremos, mas ao restringir este movimento da seção, ocorre encurvadura distorcional da peça que possui um maior comprimento de onda [10].

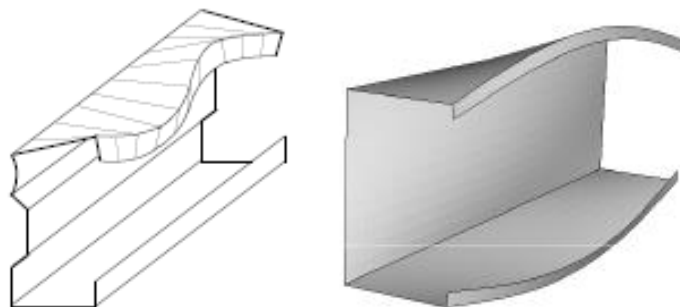


Figura 2.13 – Instabilidade distorcional [13]

2.5.4 ENCURVADURA GLOBAL

O modo de instabilidade global, também denominada de encurvadura por flexão-torsão, ocorre quando não existe deformação da peça no seu plano, apenas deslocamentos. Este tipo de encurvadura envolve flexão da peça em torno do seu maior eixo seguido de uma súbita flexão em torno do seu menor eixo (com um grau de torsão), sem provocar mudanças na configuração dos membros comprimidos da seção [12] [13].

A encurvadura global é geralmente um caso crítico em situações de elementos comprimidos não restringidos devido à sua baixa flexibilidade torsional. O comprimento de onda deste tipo de instabilidade é observado entre os apoios, constatando-se ser o maior comprimento entre os restantes tipos de encurvadura (local e distorcional) [10].

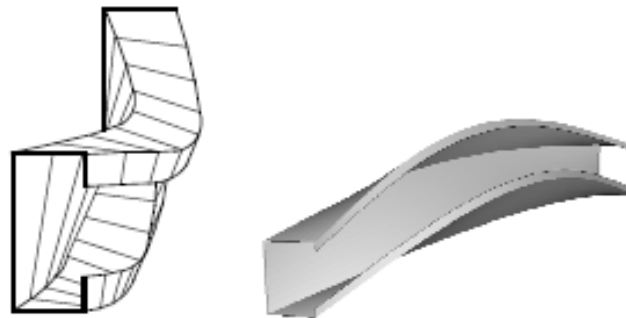


Figura 2.14 – Instabilidade global [13]

2.5.5 PROBLEMAS ADICIONAIS

Para além destes tipos de instabilidade associados, os perfis enformados a frio também são afetados por outros problemas como [11] [15]:

- Distribuição não uniforme das propriedades do material (devido ao processo de fabrico);
- Existência de cantos curvos, reforços e cálculo das propriedades da seção – a presença de reforços permite um melhor desempenho estrutural dos elementos e limita a deformação local da seção (ver Figura 2.15);
- Endurecimento do aço (principalmente nas zonas de dobragem e nas zonas dos reforços) – verifica-se um aumento da tensão de cedência e uma diminuição da ductilidade do aço nas extremidades (ver Figura 2.16);

- Esmagamento da alma – o fenômeno de “web crippling” ocorre em almas submetidas a esforços concentrados nas zonas dos apoios. Este problema pode ser resolvido aumentando a resistência do elemento com a aplicação de reforços intermédios;
- Deformação torsional – as seções são suscetíveis a este tipo de fenômeno porque apresentam uma baixa rigidez à torsão e por não existir coincidência entre o centro de corte e o centro de gravidade.

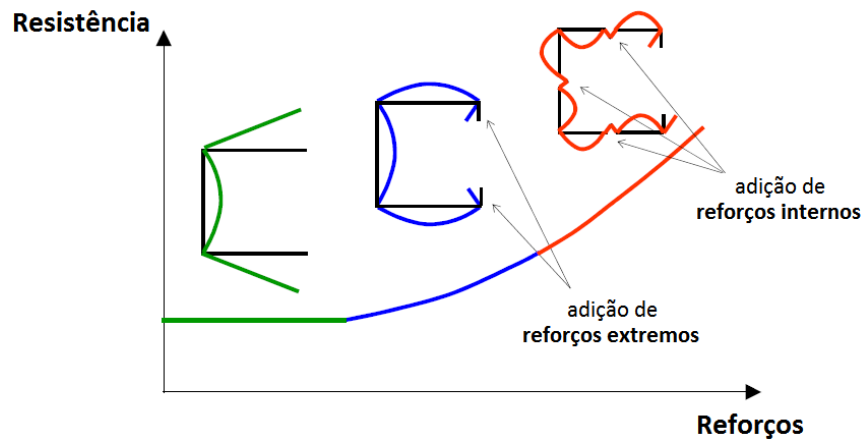


Figura 2.15 – Desenvolvimento da resistência da seção em função do número de reforços

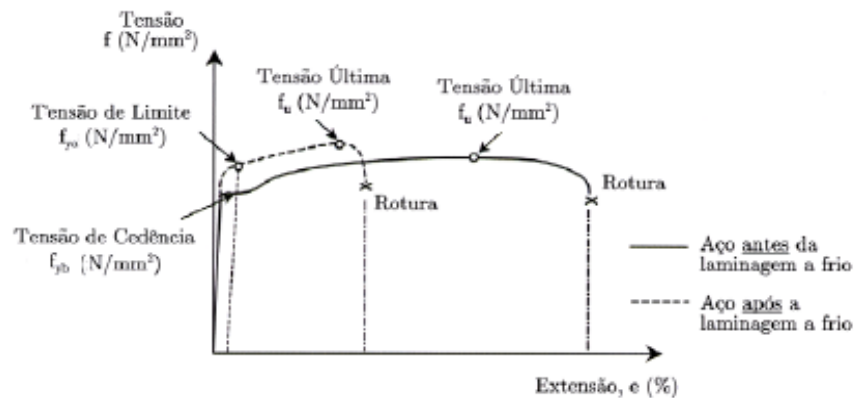


Figura 2.16 – Processo de endurecimento do aço antes e depois da laminagem a frio

2.6 SISTEMA MADRE-PAINEL

As madres enformadas a frio são geralmente, como referido anteriormente, utilizadas em coberturas. Estes elementos estruturais são considerados secundários e têm como principal função a transferência das cargas atuantes nos painéis para os pórticos da estrutura.



Figura 2.17 – Seções enformadas a frio utilizadas como madres em coberturas

O tipo de revestimentos que podem ser utilizados em conjunto com as madres em coberturas são as chapas perfiladas simples e os painéis de revestimento.

As chapas perfiladas simples de aço galvanizado não são tão frequentes de usar. Este tipo de chapa apresenta a desvantagem de produzir elevada quantidade de ruído aquando do embate de algo sobre a mesma e requer um maior número de madres de cobertura para conseguir ter resistência suficiente capaz de as conseguir travar. Por outro lado este elemento é bastante leve e eficiente quando o problema é a corrosão (devido ao tratamento em fase de fabrico).

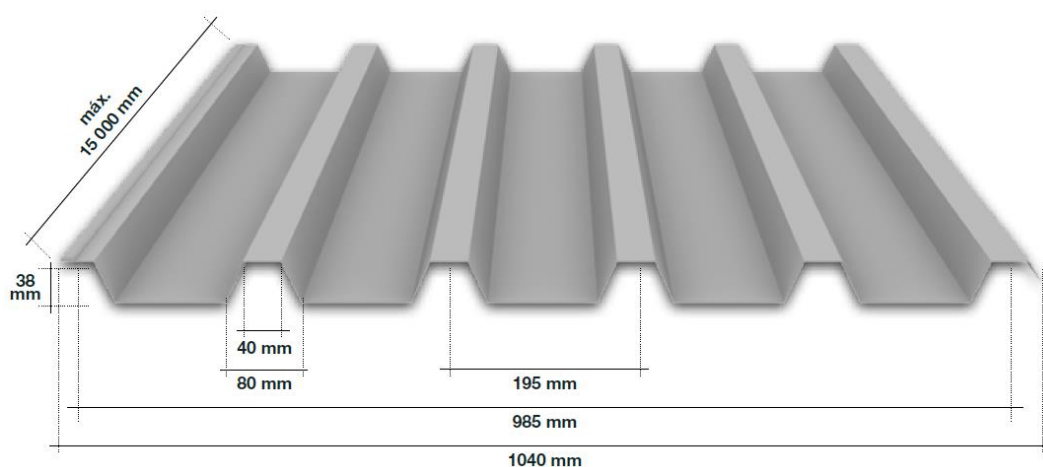


Figura 2.18 – Chapa perfilada [23]

Para além das chapas acima descritas, existem chapas de revestimento mais utilizadas na construção que são os chamados painéis "sandwich", que consistem em chapas perfiladas com núcleo (isolamento) em poliuretano (PU), lã de rocha (MW) ou poliestireno extrudado (EPS). Estes painéis possibilitam vãos interessantes (entre 2,0 m e 7,0 m), conferindo ao mesmo tempo bons isolamentos acústicos, térmicos e acabamentos estéticos.

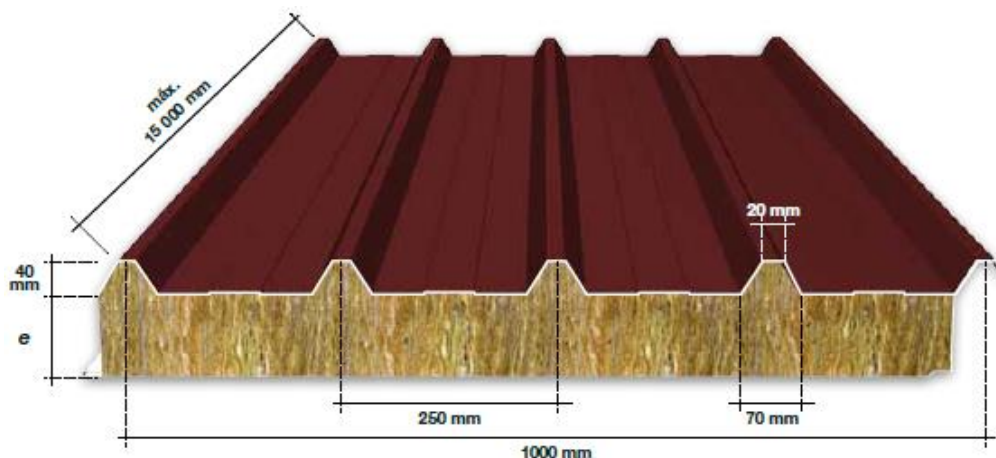


Figura 2.19 - Painel "sandwich" [23]

Quando usados em coberturas ou na envolvente de edifícios (fachadas) normalmente é realizada a conexão do painel à madre através de ligações aparafusadas. Este painel pode fornecer um certo grau de resistência à madre, capaz de conseguir travar a mesma à rotação e lateralmente reduzindo assim a sua capacidade de encurvadura [14].

As seções enformadas a frio mais utilizadas em madres de cobertura são as de seção aberta, sendo mais frequente a utilização de perfis tipo C e Z. Quando o banzo superior da seção se encontra submetido a cargas atuantes (descendentes ou ascendentes) na cobertura, então a madre para além dos fenómenos de instabilidade associados ao aço enformado a frio (instabilidade local, distorcional e global devido à compressão dos membros que têm tendência a deslocamentos) também encontra-se suscetível a outros tipos de encurvadura devido à excentricidade existente entre a carga aplicada e o centro de corte da seção (torsão e/ou empenamento e flexão) [1].

As ligações entre o painel de revestimento e a madre de cobertura, para que os fenómenos adicionais de encurvadura não aconteçam, devem restringir de forma adequada o sistema. Desta forma deformações laterais e por torsão encontram-se controladas e o sistema madre-painel consegue realizar uma melhor transferência das cargas atuantes. Assim, os efeitos gerados da interação da madre com o painel de cobertura devem ser tidos em conta considerando os dois elementos como um único sistema [14].

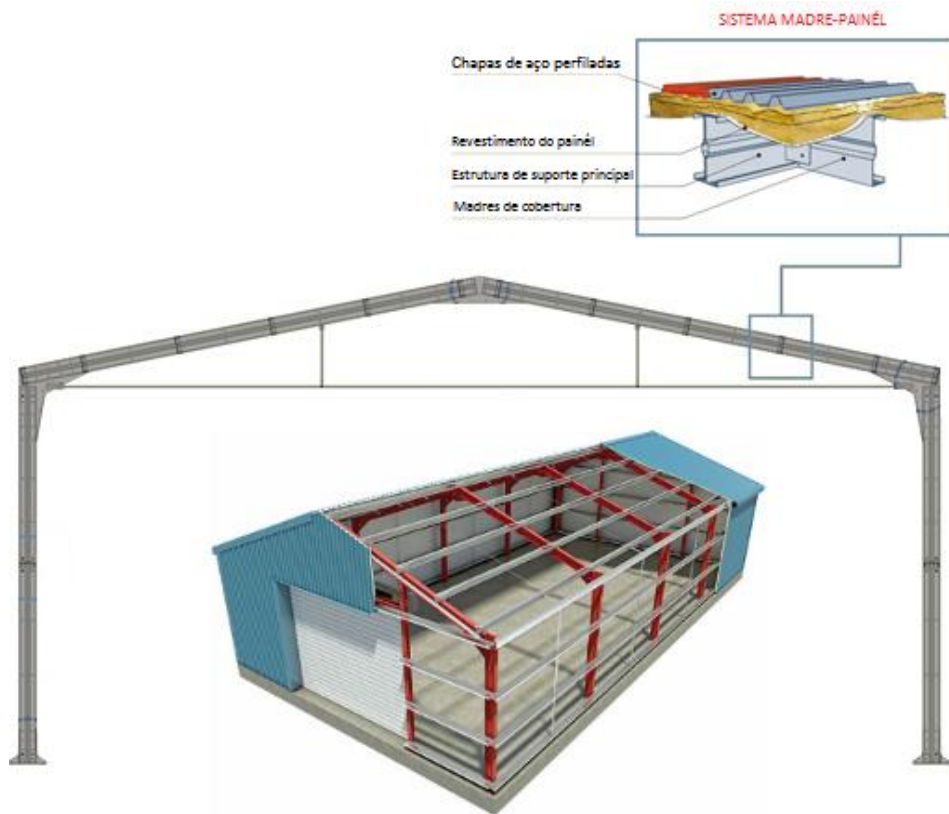


Figura 2.20 – Elementos constituintes e localização do sistema madre-painel

3 BASES DE DIMENSIONAMENTO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo apresentam-se os materiais e limitações previstas na norma EN 1993-1-3 [4] assim como todos os parâmetros relevantes relacionados com a geometria da seção. Seguidamente referenciar-se-á as metodologias de cálculo das propriedades brutas da seção, bem como o processo de determinação das propriedades efetivas que é realizado de forma semelhante às propriedades brutas.

Depois da obtenção das propriedades da seção é efetuado uma análise acerca da sua resistência como preconizado no Eurocódigo 3 [3] [4] [5] avaliando as diferentes classes de seção. As propriedades efetivas são adquiridas contabilizando os diversos tipos de instabilidade associados (local e distorcional), isto é, utilizando diversas lógicas de cálculo previstas tais como o método das larguras efetivas (encurvadura local) e redução da espessura do perfil (encurvadura distorcional).

3.2 CÁLCULO DE PROPRIEDADES DE SEÇÕES

3.2.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Acerca do material constituinte das seções enformadas a frio, a norma EN 1993-1-3 [4] considera as seguintes propriedades:

- Coeficientes parciais de segurança definidos na EN 1993-1-3:
 - Fator parcial de segurança relativo à resistência das seções a esforços internos (fenómenos de instabilidade local e distorcional), $\gamma_{M0} = 1,00$;
 - Fator parcial de segurança relativo à instabilidade de barras, ou seja, à resistência de elementos à encurvadura global, $\gamma_{M1} = 1,00$;
 - Fator parcial de segurança relativo à resistência de ligações, $\gamma_{M2} = 1,25$;
- Módulo de elasticidade: $E = 210 = \text{GPa}$;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0,30$;
- Módulo de distorsão: $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{210}{2 \times (1 + 0,30)} = 80,77 \approx 81 \text{ GPa}$.

Para além das propriedades anteriormente referidas, existem também aquelas que dependem do tipo de fabrico e do tipo de aço a adotar na seção (definem a resistência do material).

- Tensão de cedência base do aço: f_{yb}
- Tensão de cedência média do aço: f_{ya}
- Tensão última do aço: f_u

3.2.1.1 TIPOS DE AÇO

A norma EN 1993-1-3 prevê a utilização de diversos tipos de aço em seções enformadas a frio como:

- Composição química – aço-carbono, aço de alta resistência, aço de baixa liga e aço de alta liga;
- Método de fabrico das chapas – laminagem a quente, laminagem a frio e enformagem a frio;
- Processo de galvanização e revestimento – alumínio e zinco.

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os diversos tipos e classes de aço bem como as normas europeias no qual se baseiam e ainda as tensões de cedência base (f_{yb}) e última (f_u) respetivamente a cada tipo de aço. Relativamente às propriedades de resistência dos aços utilizados em enformados a frio constata-se que a tensão de cedência base do aço varia entre os 140 MPa e os 700 MPa e a tensão última do aço varia entre os 270 MPa e os 750 MPa [4].

Os valores da tensão de cedência média e tensão última do aço utilizados para o dimensionamento de elementos enformados a frio podem ser retirados diretamente das tabelas 3.1 e 3.2 ou então podem ser determinadas através de ensaios experimentais (com provetes de aço à tração).

Tabela 3.1 – Tipos de aço utilizados em seções enformadas a frio [4]

Type of steel	Standard	Grade	f_y N/mm ²	f_u N/mm ²
Hot rolled products of non-alloy structural steels. Part 2: Technical delivery conditions for non alloy structural steels	EN 10025: Part 2	S 235	235	360
		S 275	275	430
		S 355	355	510
Hot-rolled products of structural steels. Part 3: Technical delivery conditions for normalized/normalized rolled weldable fine grain structural steels	EN 10025: Part 3	S 275 N	275	370
		S 355 N	355	470
		S 420 N	420	520
		S 460 N	460	550
		S 275 NL	275	370
		S 355 NL	355	470
		S 420 NL	420	520
		S 460 NL	460	550
Hot-rolled products of structural steels. Part 4: Technical delivery conditions for thermomechanical rolled weldable fine grain structural steels	EN 10025: Part 4	S 275 M	275	360
		S 355 M	355	450
		S 420 M	420	500
		S 460 M	460	530
		S 275 ML	275	360
		S 355 ML	355	450
		S 420 ML	420	500
		S 460 ML	460	530

Tabela 3.2 – Tipos de aço utilizados em seções enformadas a frio [4]

Type of steel	Standard	Grade	f_y N/mm ²	f_t N/mm ²
Cold reduced steel sheet of structural quality	ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Continuous hot dip zinc coated carbon steel sheet of structural quality	EN 10326	S220GD+Z	220	300
		S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420
Hot-rolled flat products made of high yield strength steels for cold forming, Part 2 Delivery conditions for thermomechanically rolled steels	EN 10149: Part 2	S 315 MC	315	390
		S 355 MC	355	430
		S 420 MC	420	480
		S 460 MC	460	520
		S 500 MC	500	550
		S 550 MC	550	600
		S 600 MC	600	650
		S 650 MC	650	700
	EN 10149: Part 3	S 260 NC	260	370
		S 315 NC	315	430
		S 355 NC	355	470
		S 420 NC	420	530
Cold-rolled flat products made of high yield strength micro-alloyed steels for cold forming	EN 10268	H240LA	240	340
		H280LA	280	370
		H320LA	320	400
		H360LA	360	430
		H400LA	400	460
Continuously hot-dip coated strip and sheet of steels with higher yield strength for cold forming	EN 10292	H260LAD	240 2)	340 2)
		H300LAD	280 2)	370 2)
		H340LAD	320 2)	400 2)
		H380LAD	360 2)	430 2)
		H420LAD	400 2)	460 2)
Continuously hot-dipped zinc-aluminium (ZA) coated steel strip and sheet	EN 10326	S220GD+ZA	220	300
		S250GD+ZA	250	330
		S280GD+ZA	280	360
		S320GD+ZA	320	390
		S350GD+ZA	350	420
Continuously hot-dipped aluminium-zinc (AZ) coated steel strip and sheet	EN 10326	S220GD+AZ	220	300
		S250GD+AZ	250	330
		S280GD+AZ	280	360
		S320GD+AZ	320	390
		S350GD+AZ	350	420
Continuously hot-dipped zinc coated strip and sheet of mild steel for cold forming	EN 10327	DX51D+Z	140 1)	270 1)
		DX52D+Z	140 1)	270 1)
		DX53D+Z	140 1)	270 1)

3.2.1.2 TENSÃO DE CEDÊNCIA MÉDIA DO AÇO

O processo de fabrico de elementos enformados a frio provoca um endurecimento de toda a seção, mas o acréscimo da tensão de cedência base apenas é mais notável nas zonas de dobragem (cantos

da seção) do que nas zonas planas. Desta forma a utilização da tensão de cedência média do aço (f_{ya}) é benéfica, principalmente se a seção se encontrar submetida a esforços de tração.

Saliente-se que a tensão de cedência média do aço é superior à tensão de cedência média base do aço ($f_{ya} > f_{yb}$) [4] [16].

Segundo a norma EN 1993-1-3 a tensão de cedência média do aço deve ser determinada com base na seguinte expressão:

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

onde:

- A_g = área da seção bruta;
- t = espessura da chapa de aço antes do processo de dobragem;
- n = número de dobras da seção transversal de ângulo $\phi = 90^\circ$ e com raio interno $r \leq 5 \times t$;
- k = fator numérico que depende do tipo enformagem:
 - $k = 7$, se laminagem a frio;
 - $k = 5$, se outro processo de fabrico (ex.: processo de quinagem).

3.2.2 PRÉ-REQUISITOS DE UTILIZAÇÃO

Como resultado do processo de fabrico, as seções de aço enformado a frio possuem um conjunto de elementos planos (geralmente os banzos, alma e reforços) e um conjunto de elementos curvos que dizem respeito às zonas de dobragem das chapas [4].

Neste contexto, as dimensões são medidas à face exterior da seção como representa a figura abaixo indicada.

- Raios internos da seção: r
- Espessura da seção: t
- Dimensões medidas à face exterior da seção:
 - h = dimensão da altura da alma;
 - b_1 = dimensão do banzo inferior;
 - b_2 = dimensão do banzo superior;
 - c_1 = dimensão do reforço inferior;
 - c_2 = dimensão do reforço superior.

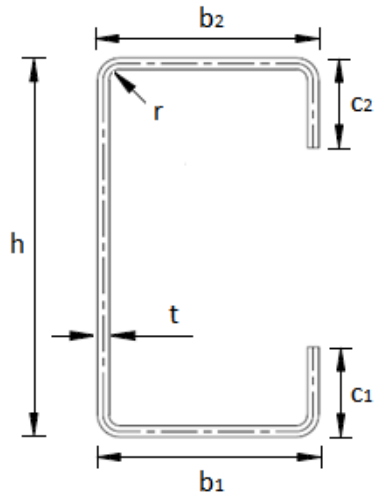


Figura 3.1 – Geometria real de uma seção enformada a frio

A espessura da seção a utilizar para efeitos de dimensionamento é designada de t_{cor} – “core thickness” que corresponde ao valor da espessura do perfil enformado a frio sem a camada de revestimento proveniente do processo de fabrico. Apesar do processo de fabrico permitir a existência de qualquer tipo de configuração e dimensão de seções, a norma EN 1993-1-3 estabelece algumas condições (pré-requisitos) entre relações de dimensões do perfil.

A primeira condição diz respeito à caracterização da espessura da chapa de aço que é caracterizada através das seguintes expressões:

$$t = t_{cor} = \begin{cases} t_{nom} - t_{coat} & \xrightarrow{SE} \quad tol \leq 5\% \\ (t_{nom} - t_{coat}) \times \frac{100 - tol}{95} & \xrightarrow{SE} \quad tol > 5\% \end{cases}$$

onde:

- t_{nom} = espessura nominal associada a uma determinada tolerância de fabrico, tol (%);
- t_{coat} = espessura da camada de revestimento.

A norma EN 1993-1-3 também refere que, apesar do procedimento de verificação indicado, deve ser satisfeita uma outra condição relativamente ao processo de dimensionamento:

$$0,45 \text{ mm} \leq t_{cor} \leq 15 \text{ mm}$$

O segundo pré-requisito a ser cumprido corresponde ao raio de curvatura interno dos cantos da seção que deve satisfazer a seguinte expressão:

$$r \leq 0,04 \times t \times E / f_{yb}$$

onde:

- E = módulo de elasticidade;
- f_{yb} = tensão de cedência base do aço.

Se o limite imposto pela condição não for cumprido, então a norma EN 1993-1-3 não poderá ser aplicada para efetuar o dimensionamento da seção estrutural adotada.

Os restantes pré-requisitos dizem respeito às relações geométricas dos elementos da seção (largura/espessura):

- Alma: h / t
- Banzos: b / t
- Reforços: c / t

A tabela 3.3 apresenta os valores limite máximos para os rácios da seção.

Tabela 3.3 – Valores limite de relações geométricas de seções [4]

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

É de salientar que a segurança dos elementos estruturais apenas é assegurada se as condições acima descritas forem verificadas com sucesso.

No caso de a seção ser simplesmente reforçada (possuir reforços simples extremos), a norma EN 1993-1-3 define mais uma condição adicional relativamente à eficácia dos reforços:

$$0,2 \leq c / b \leq 0,6$$

onde:

- c = largura do reforço simples;
- b = largura do banzo (elemento a reforçar).

Esta condição é suplementar às indicadas anteriormente, ou seja, mesmo que este pré-requisito não seja cumprido, as regras preconizadas na norma EN 1993-1-3 podem ser utilizadas. Esta condição apenas tem como principal objetivo a verificação de um bom funcionamento dos reforços para que fenómenos de encurvadura local sejam reduzidos.

Se $c / b < 0,2$ então o reforço não é eficaz (dimensão reduzida do reforço – provoca instabilidade do banzo). Se $c / b > 0,6$ então o reforço é de grande dimensão (pode provocar instabilidade distorcional da seção).

3.2.3 CONVENÇÃO DE EIXOS

Relativamente à convenção de eixos, estes são utilizados da mesma forma que na EN 1993-1-1 [3]. De acordo com a regulamentação referida, o eixo x representa o eixo longitudinal, ou seja, não é observável ao visualizarmos a seção, o eixo y é o eixo paralelo aos banzos da seção e o eixo z é o eixo paralelo à alma da peça (perpendicular aos banzos). Esta norma EN 1993-1-3 caracteriza também mais dois eixos, que podem não ser coincidentes com os eixos y e z , o eixo u que é o eixo de maior inércia e o eixo v que é o eixo de menor inércia [4].

Neste contexto existem dois sistemas de eixos centrais no plano da seção:

- Sistema de eixos x – y (eixos naturais);
- Sistema de eixos u – v (eixos principais).

Saliente-se que todos os sistemas de eixos devem ter sempre origem no centro de gravidade da seção enformada a frio.

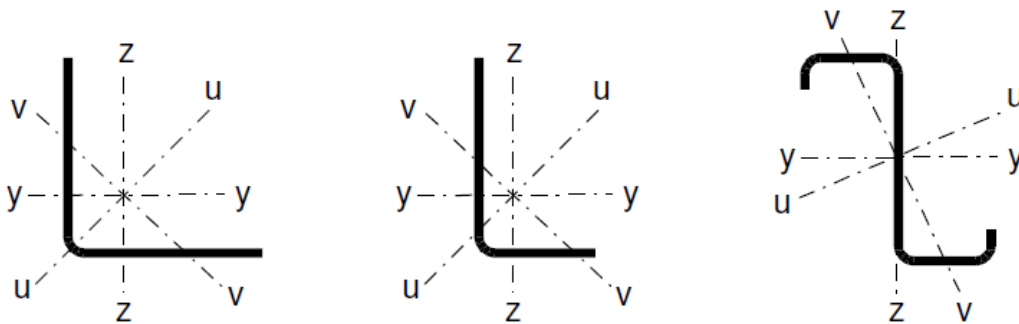


Figura 3.2 – Convenção de eixos [4]

3.2.4 PROPRIEDADES BRUTAS DE SEÇÕES

É importante referir desde já que as seções brutas são seções em que não existe contabilização dos fenómenos de instabilidade local e distorcional, ou seja, ainda não existem fragmentos efetivos da seção.

Devido aos processos de enformagem deste tipo de perfis, existem zonas arredondadas (cantos curvos), sendo necessário realizarem-se aproximações para conseguir caracterizar corretamente as propriedades da seção. Desta forma a norma EN 1993-1-3 apresenta duas metodologias de cálculo das propriedades brutas da seção transversal [4]:

- Propriedades brutas idealizadas (dimensões são medidas até à linha média da seção);
- Propriedades brutas nominais (dimensões são medidas até ao ponto médio dos cantos).

A seção bruta nominal é geralmente utilizada para obtenção das propriedades efetivas do perfil enformado a frio. As larguras planas nominais (b_p) devem ser medidas até aos pontos médios dos cantos dos elementos adjacentes, como representado na Figura 3.3.

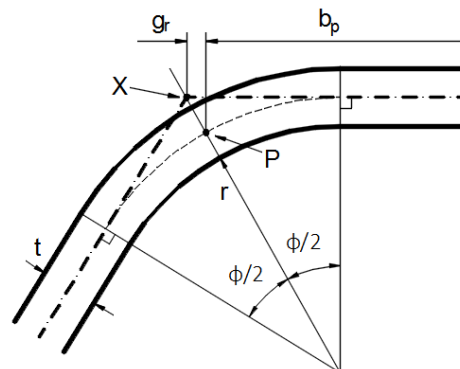


Figura 3.3 – Seção transversal bruta nominal [4]

onde:

- b_p = largura plana do elemento nominal (até ao ponto médio);
- g_r = corresponde à dimensão entre o ponto médio do canto curvo da face exterior do elemento e o ponto médio do canto curvo da linha média $\left[r_m \times \left(\tan \left(\frac{\phi}{2} \right) - \sin \left(\frac{\phi}{2} \right) \right) \right]$;
- X = interseção entre as linhas médias;
- P = ponto médio do canto curvo;
- t = espessura do material da seção;
- r = raio interno do canto da seção ($r_m = r + t / 2$);
- ϕ = ângulo entre elementos planos.

A seção bruta idealizada é utilizada quando por vezes a norma EN 1993-1-3 permite a dispensa dos cantos curvos da seção, substituindo-os por cantos retos que de forma simplificada representam dois troços retos na continuidade de elementos planos adjacentes (ver Figura 3.4).

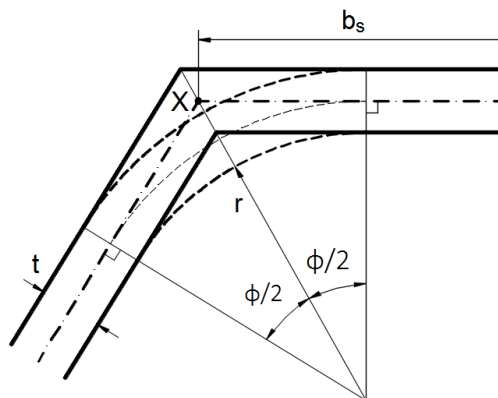


Figura 3.4 – Seção transversal bruta idealizada

onde:

- b_s = largura plana do elemento idealizado (até à linha média);
- X = interseção entre as linhas médias;
- t = espessura do material da seção;
- r = raio interno do canto da seção;
- ϕ = ângulo entre elementos planos.

No entanto, para que se possa desprezar a influência dos cantos curvos da peça e utilizar os cantos retos idealizados, é necessário que a seção cumpra as seguintes condições impostas na regulamentação:

$$r \leq \begin{cases} 5 \times t \\ 0,10 \times \min(b_p) \end{cases}$$

onde:

- t = espessura do material da seção;
- r = raio interno do canto da seção;
- b_p = largura plana do elemento interno (alma e banzos).

Caso seja prevista a utilização da seção bruta idealizada, as propriedades geométricas devem ser corrigidas aplicando um fator de correção (δ) às expressões de cálculo abaixo indicadas [4].

- Área: $A \approx A_s \times (1 - \delta)$
- Inércia: $I_u \approx I_{u,s} \times (1 - 2 \times \delta)$ ou $I_v \approx I_{v,s} \times (1 - 2 \times \delta)$
- Empenamento: $I_w \approx I_{w,s} \times (1 - 4 \times \delta)$

onde:

- A = área bruta da seção transversal (seção real com cantos curvos);
- A_s = área da seção idealizada (cantos retos);
- I_u e I_v = momentos principais de inércia da seção real (cantos curvos);
- I_{u,s} e I_{v,s} = momentos principais de inércia da seção idealizada (cantos retos);
- I_w = constante de empenamento da seção real (cantos curvos);
- I_{w,s} = constante de empenamento da seção idealizada (cantos retos).

$$\delta = 0,43 \times \frac{\sum_{j=1}^n r_j \times \frac{\phi_j}{90^\circ}}{\sum_{i=1}^m b_{p,i}}$$

onde:

- δ = fator de correção;
- r_j = raio interno do elemento curvo j;
- φ_j = ângulo entre elementos planos;
- b_{p,i} = largura do elemento plano i para uma seção idealizada.

3.2.4.1 DETERMINAÇÃO DE DIMENSÕES DE SEÇÕES BRUTAS

De acordo com as metodologias de cálculo apresentadas anteriormente, este ponto pretende complementar e demonstrar o processo de obtenção de dimensões de seções brutas (idealizadas e nominais). É de referir que o cálculo das dimensões tanto para seções idealizadas como para seções nominais é semelhante. Por fim é importante mencionar que os cálculos seguidamente demonstrados apenas são aplicáveis a seções transversais do tipo C e Z com reforços simples.

No caso de seções brutas nominais (ver Figura 3.5), os valores das dimensões de cada elemento da seção podem ser obtidos da seguinte forma:

- $h_p = (h - 2 \times r - 2 \times t) + 2 \times (r_m - g_r)$
- $b_{p,1} = (b_1 - 2 \times r - 2 \times t) + 2 \times (r_m - g_r)$
- $b_{p,2} = (b_2 - 2 \times r - 2 \times t) + 2 \times (r_m - g_r)$
- $c_{p,1} = (c_1 - r - t) + (r_m - g_r)$
- $c_{p,2} = (c_2 - r - t) + (r_m - g_r)$

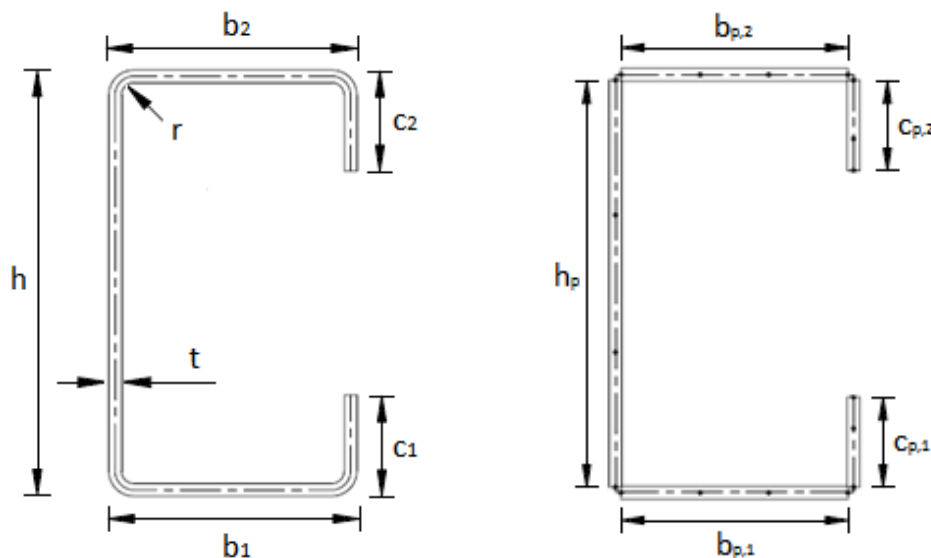


Figura 3.5 – Seção real e seção bruta nominal, respetivamente

No caso de seções brutas idealizadas (ver Figura 3.6), os valores das dimensões de cada elemento da seção podem ser obtidos da seguinte forma:

- $h_s = h - t$
- $b_{s,1} = b_1 - t$
- $b_{s,2} = b_2 - t$

- $c_{s,1} = c_1 - t / 2$
- $c_{s,2} = c_2 - t / 2$

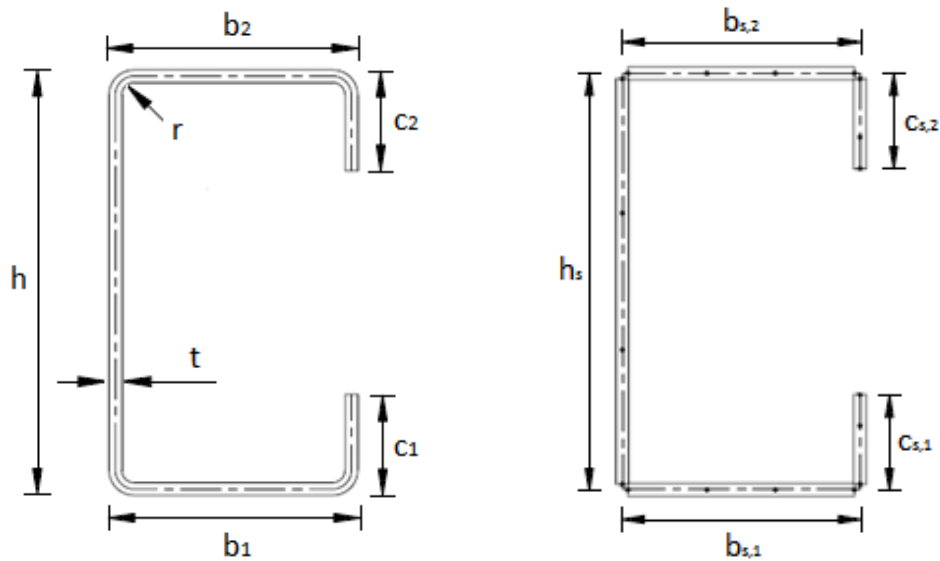


Figura 3.6 – Seção real e seção bruta idealizada, respetivamente

3.2.4.2 CÁLCULO DAS PROPRIEDADES BRUTAS SEGUNDO O ANEXO C DA NORMA EN 1993-1-3

O Anexo C da norma EN 1993-1-3 disponibiliza a metodologia de cálculo das propriedades aproximadas de seções (o procedimento de cálculo tanto é aplicável a seções brutas como a seções efetivas). Para se aplicar o anexo é necessário previamente dividir a seção em partes como banzos, reforços e alma ($i = 1, \dots, n$) e numerar as extremidades (nós) de cada parte dividida da seção ($j = 0, \dots, n$) (ver Figura 3.7). Seguidamente é apresentada a formulação presente no anexo referido [4] [11].

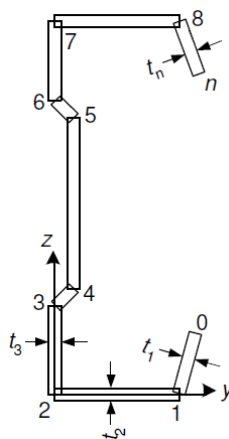


Figura 3.7 – Seção transversal dividida em partes e numerada através de nós [4]

- Cálculo da área de cada uma das partes em que a seção transversal foi dividida:

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

- Cálculo da área da seção transversal:

$$A = \sum_{i=1}^n dA_i$$

- Cálculo do momento estático em torno de y_0 e da coordenada z do centro de gravidade da seção:

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

$$z_{gc} = \frac{S_{y_0}}{A}$$

- Cálculo do momento de inércia em torno de y_0 e da inércia da seção em torno de y (centro de gravidade):

$$I_{y_0} = \sum_{i=1}^n \left[(z_i)^2 + (z_{i-1})^2 + z_i \times z_{i-1} \right] \times \frac{dA_i}{3}$$

$$I_y = I_{y_0} - A \times z_{gc}^2$$

- Cálculo do momento estático em torno de z_0 e da coordenada y do centro de gravidade da seção:

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

$$y_{gc} = \frac{S_{z_0}}{A}$$

- Cálculo do momento de inércia em torno de z_0 e da inércia da seção em torno de z (centro de gravidade):

$$I_{z0} = \sum_{i=1}^n \left[(y_i)^2 + (y_{i-1})^2 + y_i \times y_{i-1} \right] \times \frac{dA_i}{3}$$

$$I_z = I_{z0} - A \times y_{gc}^2$$

- Cálculo do produto de inércia em torno de yz_0 e da inércia da seção em torno de yz :

$$I_{yz0} = \sum_{i=1}^n (2 \times y_{i-1} \times z_{i-1} + 2 \times y_i \times z_i + y_{i-1} \times z_i + y_i \times z_{i-1}) \times \frac{dA_i}{6}$$

$$I_{yz} = I_{yz0} - \frac{S_{y0} \times S_{z0}}{A}$$

- Cálculo dos eixos principais de inércia da seção:

$\alpha_i = \beta_i =$	0^0	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y > 0$ e $2 \times I_{yz} = 0$
	$0,5 \times \text{tg}^{-1} \left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y} \right)$	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y > 0$ e $2 \times I_{yz} > 0$
	45^0	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y = 0$ e $2 \times I_{yz} > 0$
	$0,5 \times \left(\text{tg}^{-1} \left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y} \right) - 180^0 \right)$	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y < 0$ e $2 \times I_{yz} > 0$
	0^0	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y < 0$ e $2 \times I_{yz} = 0$
	$0,5 \times \left(\text{tg}^{-1} \left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y} \right) + 180^0 \right)$	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y < 0$ e $2 \times I_{yz} < 0$
	-45^0	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y = 0$ e $2 \times I_{yz} < 0$
	$0,5 \times \text{tg}^{-1} \left(\frac{2 \times I_{yz}}{I_z - I_y} \right)$	\xrightarrow{SE}	$I_z - I_y > 0$ e $2 \times I_{yz} < 0$

$$I_{\xi} = I_u = \frac{1}{2} \times \left[I_y + I_z + \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \times I_{yz}^2} \right], u = \text{eixo principal de maior inércia}$$

$$I_{\eta} = I_v = \frac{1}{2} \times \left[I_y + I_z - \sqrt{(I_z - I_y)^2 + 4 \times I_{yz}^2} \right], v = \text{eixo principal de menor inércia}$$

▪ Cálculo das coordenadas setoriais:

$$\omega_0 = 0$$

$$\omega_{0i} = y_{i-1} \times z_i - y_i \times z_{i-1}$$

$$\omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0i}$$

▪ Cálculo das coordenadas setoriais médias:

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

$$\omega_{\text{mean}} = \frac{I_\omega}{A}$$

▪ Cálculo das constantes setoriais:

$$I_{y\omega 0} = \sum_{i=1}^n (2 \times y_{i-1} \times \omega_{i-1} + 2 \times y_i \times \omega_i + y_{i-1} \times \omega_i + y_i \times \omega_{i-1}) \times \frac{dA_i}{6}$$

$$I_{y\omega} = I_{u\omega} = I_{y\omega 0} - \frac{S_{z0} \times I_\omega}{A}$$

$$I_{z\omega 0} = \sum_{i=1}^n (2 \times \omega_{i-1} \times z_{i-1} + 2 \times \omega_i \times z_i + \omega_{i-1} \times z_i + \omega_i \times z_{i-1}) \times \frac{dA_i}{6}$$

$$I_{z\omega} = I_{v\omega} = I_{z\omega 0} - \frac{S_{y0} \times I_\omega}{A}$$

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

$$I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega 0} - \frac{I_{\omega}^2}{A}$$

- Cálculo das coordenadas do centro de corte da seção transversal segundo os eixos y_0, z_0 :

$$Y_{0,sc} = \frac{I_{z_0} \times I_z - I_{y_0} \times I_{yz}}{I_y \times I_z - I_{yz}^2}$$

$$Z_{0,sc} = \frac{-I_{y_0} \times I_y + I_{z_0} \times I_{yz}}{I_y \times I_z - I_{yz}^2}$$

- Cálculo da distância entre o centro de corte e o centro de gravidade:

$$Y_{sc} = Y_{0,sc} - Y_{gc}$$

$$Z_{sc} = Z_{0,sc} - Z_{gc}$$

- Cálculo da constante de empenamento da seção:

$$I_W = I_{\omega\omega} + Z_{0,sc} \times I_{y_0} - Y_{0,sc} \times I_{z_0}$$

- Cálculo da inércia de torsão de Saint Venant da seção transversal:

$$I_t = \sum_{i=1}^n dA_i \times \frac{(t_i)^2}{3}$$

$$W_t = \frac{I_t}{\min(t_i)}$$

- Cálculo da coordenada setorial em relação ao centro de corte:

$$\omega_{s_j} = \omega_j - \omega_{mean} + Z_{0,sc} \times (y_j - y_{gc}) - Y_{0,sc} \times (z_j - z_{gc})$$

- Cálculo da máxima coordenada setorial em relação ao centro de corte e o módulo de empenamento:

$$\omega_{\text{máx}} = \text{máx}(|\omega_s|)$$

$$W_w = \frac{I_w}{\omega_{\text{máx}}}$$

- Cálculo do momento de inércia polar em relação ao centro de corte:

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

- Cálculo dos coeficientes de assimetria z_i e y_i :

$$y_{ci} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2} - y_{gc}$$

$$z_{ci} = \frac{z_i + z_{i-1}}{2} - z_{gc}$$

$$y_j = y_s - \frac{0,5}{I_z} \times \sum_{i=1}^n \left[(y_{ci})^3 + y_{ci} \times \left[\frac{(y_i - y_{i-1})^2}{4} + (z_{ci})^2 + \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{12} \right] + z_{ci} \times \frac{(z_i - z_{i-1}) \times (y_i - y_{i-1})}{6} \right] \times dA_i$$

$$z_j = z_s - \frac{0,5}{I_y} \times \sum_{i=1}^n \left[(z_{ci})^3 + z_{ci} \times \left[\frac{(z_i - z_{i-1})^2}{4} + (y_{ci})^2 + \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{12} \right] + y_{ci} \times \frac{(y_i - y_{i-1}) \times (z_i - z_{i-1})}{6} \right] \times dA_i$$

- Cálculo das coordenadas dos nós das partes divididas segundo os eixos u e v no centro de gravidade:

$$u_{j,i} = y_{j,i} \times \cos(-\alpha) - z_{j,i} \times \sin(-\alpha) , \text{ coordenada u do nó j do elemento i}$$

$$v_{j,i} = y_{j,i} \times \sin(-\alpha) + z_{j,i} \times \cos(-\alpha) , \text{ coordenada v do nó j do elemento i}$$

$$u_{cg,i} = \frac{(u_j + u_i)}{2}, \text{ coordenada u do centro de gravidade do elemento i}$$

$$v_{cg,i} = \frac{(v_j + v_i)}{2}, \text{ coordenada v do centro de gravidade do elemento i}$$

▪ Cálculo do ângulo θ_i (ângulo de cada parte dividida com a horizontal):

$$\Delta_{y,i} = \Delta_{u,i} = u_j - u_i, \text{ distância em u das coordenadas das extremidades do elemento i}$$

$$\Delta_{z,i} = \Delta_{v,i} = v_j - v_i, \text{ distância em v das coordenadas das extremidades do elemento i}$$

$$\theta_i = \begin{cases} 0^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y > 0 \text{ e } \Delta_z = 0 \\ \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{z_j - z_i}{y_j - y_i}\right) & \xrightarrow{SE} \Delta_y > 0 \text{ e } \Delta_z > 0 \\ 90^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y = 0 \text{ e } \Delta_z > 0 \\ \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{z_j - z_i}{y_j - y_i}\right) + 180^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y < 0 \text{ e } \Delta_z > 0 \\ 180^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y < 0 \text{ e } \Delta_z = 0 \\ \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{z_j - z_i}{y_j - y_i}\right) + 180^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y < 0 \text{ e } \Delta_z < 0 \\ 270^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y = 0 \text{ e } \Delta_z < 0 \\ \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{z_j - z_i}{y_j - y_i}\right) + 360^0 & \xrightarrow{SE} \Delta_y > 0 \text{ e } \Delta_z < 0 \end{cases}$$

▪ Cálculo das coordenadas das fibras extremas da parte dividida segundo os eixos u e v:

$$u_{\min,j} = \min(u_i ; u_j) + \frac{t_i}{2} \times \min(\sin(\theta_i + \alpha_i) ; -\sin(\theta_i + \alpha_i)), \text{ menor coordenada u do elemento i}$$

$$v_{\min,j} = \min(v_i ; v_j) + \frac{t_i}{2} \times \min(\cos(\theta_i + \alpha_i) ; -\cos(\theta_i + \alpha_i)), \text{ menor coordenada v do elemento i}$$

$$u_{\max,j} = \max(u_i ; u_j) + \frac{t_i}{2} \times \max(\sin(\theta_i + \alpha_i) ; -\sin(\theta_i + \alpha_i)), \text{ maior coordenada u do elemento i}$$

$$v_{m\acute{a}x,i} = m\acute{a}x(v_i ; v_j) + \frac{t_i}{2} \times m\acute{a}x(\cos(\theta_i + \alpha_i) ; -\cos(\theta_i + \alpha_i)) , \text{ maior coordenada } v \text{ do elemento } i$$

- C\`alculo das coordenadas das fibras extremas da se\`c\`ao segundo os eixos u e v:

$$u_{min} = \min(u_{minj}) , \text{ menor coordenada } u \text{ de toda a se\`c\`ao transversal}$$

$$v_{min} = \min(v_{minj}) , \text{ menor coordenada } v \text{ de toda a se\`c\`ao transversal}$$

$$u_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x(u_{m\acute{a}x,i}) , \text{ maior coordenada } u \text{ de toda a se\`c\`ao transversal}$$

$$v_{m\acute{a}x} = m\acute{a}x(v_{m\acute{a}x,i}) , \text{ maior coordenada } v \text{ de toda a se\`c\`ao transversal}$$

- C\`alculo das tens\`oes axiais para esfor\`cos m\`aximos nos n\`os de cada parte dividida segundo os eixos u e v:

$$\frac{\sigma_{j,i}^{Mu}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{v_{j,i}}{m\acute{a}x(|v_{m\acute{a}x}| ; |v_{min}|)} , \text{ tens\`ao axial devido ao momento em } u \text{ no n\`o } j \text{ do elemento } i$$

$$\frac{\sigma_{j,i}^{Mv}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{u_{j,i}}{m\acute{a}x(|u_{m\acute{a}x}| ; |u_{min}|)} , \text{ tens\`ao axial devido ao momento em } v \text{ no n\`o } j \text{ do elemento } i$$

- C\`alculo das tens\`oes axiais para esfor\`cos m\`aximos nas fibras extremas segundo os eixos u e v:

$$\frac{\sigma_{min}^{Mu}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{v_{min}}{m\acute{a}x(|v_{m\acute{a}x}| ; |v_{min}|)} , \text{ tens\`ao axial m\`inima devido ao momento em } u \text{ da se\`c\`ao transversal}$$

$$\frac{\sigma_{min}^{Mv}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{u_{min}}{m\acute{a}x(|u_{m\acute{a}x}| ; |u_{min}|)} , \text{ tens\`ao axial m\`inima devido ao momento em } v \text{ da se\`c\`ao transversal}$$

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}^{Mu}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{v_{m\acute{a}x}}{m\acute{a}x(|v_{m\acute{a}x}| ; |v_{min}|)} , \text{ tens\`ao axial m\`axima devido ao momento em } u \text{ da se\`c\`ao transversal}$$

$$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}^{Mv}}{\sigma_{m\acute{a}x,Ed}} = \frac{u_{m\acute{a}x}}{\text{m\acute{a}x}(|v_{m\acute{a}x}|; |v_{m\acute{i}n}|)}, \text{ tensão axial m\acute{a}xima devido ao momento em v da se\c{c}\~{a}o transversal}$$

3.3 C\c{A}LCULO DA RESIST\~{E}NCIA DE SE\c{C}\~{O}ES

3.3.1 CLASSIFICA\c{C}\~{A}O DE SE\c{C}\~{O}ES

A classifica\c{c}\~{a}o de se\c{c}\~{o}es transversais tem como objetivo analisar de que forma a resist\~{e}ncia e a capacidade de rota\c{c}\~{a}o das se\c{c}\~{o}es s\~{a}o limitadas por fen\~{o}menos de encurvadura local (exig\~{e}ncias do c\c{a}lculo pl\c{a}stico). Para uma an\c{a}lise pl\c{a}stica global, \c{e} fundamental que as barras possibilitem a forma\c{c}\~{a}o de r\~{o}tulas pl\c{a}sticas, isto \c{e}, tenham capacidade de deforma\c{c}\~{a}o adequada para que exista uma redistribui\c{c}\~{a}o de esfor\c{c}os [3].

Esta exig\~{e}ncia j\c{a} n\~{a}o se imp\~{o}e quando se realiza uma an\c{a}lise el\c{a}stica, podendo considerar-se qualquer tipo de se\c{c}\~{a}o desde que esta possua capacidade resistente suficiente tendo em conta os poss\c{i}veis fen\~{o}menos de instabilidade.

Desta forma, a norma EN 1993 permite a defini\c{c}\~{a}o de quatro tipos de classes de se\c{c}\~{o}es (ver Figura 3.8) da seguinte forma:

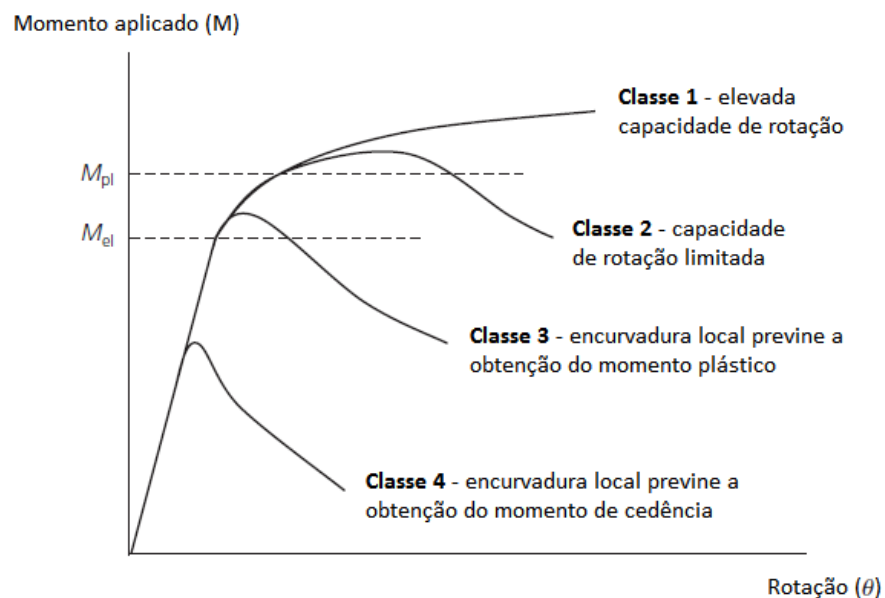


Figura 3.8 – Comportamento das quatro classes de se\c{c}\~{a}o definidas pela norma EN 1993 [15]

- as se\c{c}\~{o}es transversais de Classe 1 s\~{a}o se\c{c}\~{o}es em que se pode formar uma r\~{o}tula pl\c{a}stica, com capacidade de rota\c{c}\~{a}o necess\c{a}ria para uma an\c{a}lise pl\c{a}stica, sem redu\c{c}\~{a}o da sua resist\~{e}ncia;

- as seções transversais de Classe 2 são aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- as seções transversais de Classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- as seções transversais de Classe 4 são seções em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da seção transversal.

As seções de Classe 1 são totalmente efetivas quando submetidas a compressão pura, e são capazes de atingir e manter o seu momento fletor plástico total, podendo desta forma, ser utilizado um dimensionamento plástico. As seções transversais de Classe 2 possuem uma capacidade de deformação baixa, mas são também totalmente efetivas em compressão pura, e capazes de atingir o momento plástico de flexão [15].

Seções de Classe 3 são igualmente totalmente efetivas em compressão pura, mas a encurvadura local não permite a obtenção do momento plástico total em flexão. O momento fletor resistente é, desta forma, limitado ao momento de cedência elástico [15].

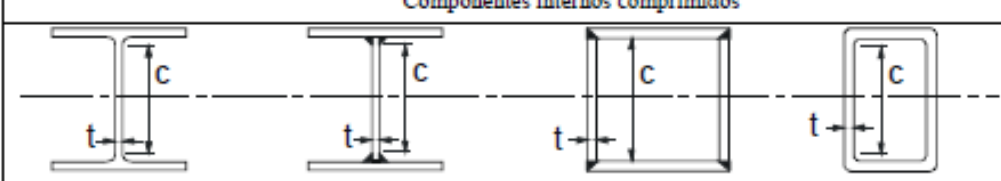
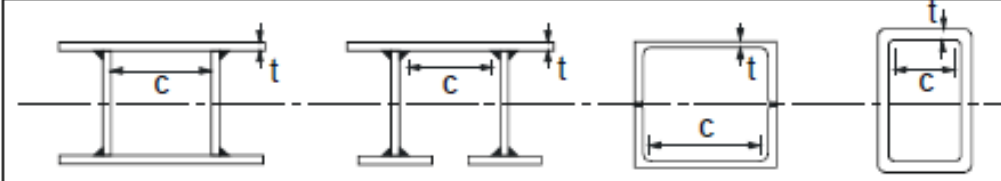
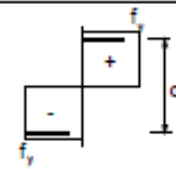
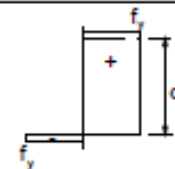
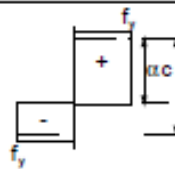
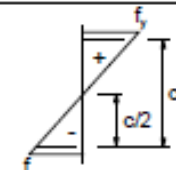
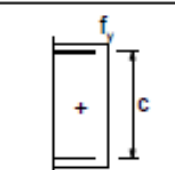
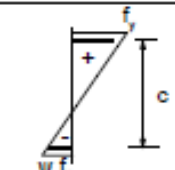
No caso de seções de Classe 4 a encurvadura local ocorre em regime elástico, portanto uma seção efetiva é definida com base na relação entre a largura e espessura dos elementos da seção. Estas relações são posteriormente utilizadas para determinar as resistências da seção transversal [15].

A classificação de uma seção transversal é efetuada classificando os elementos comprimidos da mesma individualmente, através das seguintes tabelas apresentadas (Tabela 3.4 e 3.5), e a partir dos respetivos diagramas de tensões atuantes. Desta forma, a classificação realiza-se com base nos seguintes parâmetros [3]:

- Geometria da seção – parâmetro que depende da largura e da espessura dos elementos comprimidos – esbelteza;
- Esforços atuantes, esforço axial e momento fletor – parâmetro que depende da distribuição das tensões ao longo dos elementos;

- Classe do aço (tensão de cedência = f_{yb}) – este parâmetro permite a obtenção de $\epsilon = \sqrt{235/f_{yb}}$;
- Coefficiente de encurvadura do elemento (k_0) – parâmetro necessário para elementos em consola;
- Parâmetro ψ – relaciona as tensões nas fibras extremas do elemento.

Tabela 3.4 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (parte 1) [3]

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

^{*)} $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$ ou quando a extensão de tração $e_y > f_y/E$.

Tabela 3.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (parte 2) [3]

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_0}$ Para k_0 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

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

É de referir que no dimensionamento de perfis laminados a quente grande parte das secções transversais são de Classe 1, 2 ou 3, onde as respetivas resistências são calculadas com base na secção bruta, obtidas em tabelas de secções. Em secções de Classe 4 (larguras efetivas), os formulários para um adequado dimensionamento encontram-se preconizados na norma EN 1993-1-5 [5] e não na norma EN 1993-1-1 [3].

3.3.2 INSTABILIDADE LOCAL – CÁLCULO DAS LARGURA EFETIVAS

A encurvadura local de elementos comprimidos é referido na norma EN 1993-1-3 [4] fazendo referência à parte 1-5 [5] da mesma norma. Adota-se uma largura efetiva onde porções “inefetivas”

da seção transversal são removidas, sendo que as propriedades devem ser determinadas com base nas porções da seção restantes [15].

Para casos onde se possa utilizar a seção idealizada (elementos com cantos retos) então as larguras nominais (b_p) dos elementos podem basicamente ser tomados como iguais aos elementos idealizados. No entanto a utilização das propriedades brutas nominais permite uma melhor aproximação da realidade [5] [9] [11].

Primeiramente, para se poder calcular as propriedades efetivas de uma seção deve-se determinar a tensão crítica local ($\sigma_{cr,l}$) que pode ser obtida através dos seguintes métodos:

- Método dos Elementos Finitos (MEF) – é o método numérico mais utilizado, visto que permite modelar e simular de forma correta aspetos relacionados com o comportamento estrutural e fenómenos de instabilidade, respetivamente – ex.: Autodesk Robot Structural Analysis [11] [16];
- Método das Faixas Finitas (MFF) e Teoria Generalizada de Vigas (GBT) – estes dois métodos foram desenvolvidos devido às aplicações correntes em projeto e ao facto de serem precisos (na análise de sistemas estruturais enformados a frio) e não necessitarem de grande capacidade computacional como acontece com o MEF – ex.: CUFSM e GBTUL, respetivamente [11] [16].

No entanto, frequentemente utiliza-se um procedimento de cálculo aproximado onde se considera que o fator de encurvadura k_σ de cada elemento da seção é igual à tensão crítica local. Por vezes o valor da tensão crítica local varia em relação a cada elemento devido à relação de tensões a que se encontra sujeito (ψ) [5].

Para se poder aplicar a metodologia disposta na EN 1993-1-5 (art.º 4.4), a norma EN 1993-1-3 (art.º 5.5.2 (3)) refere que [4]:

- O parâmetro ψ (relação de tensões nas extremidades do banzo) a ser utilizado na determinação da largura efetiva do banzo comprimido (submetida à flexão) deve ser obtido com base nas propriedades brutas da seção;
- O parâmetro ψ (relação de tensões nas extremidades da alma) a ser utilizado na determinação da largura efetiva da alma comprimida (submetida à flexão) deve ser obtido com base na área efetiva do banzo comprimido e na área bruta da alma.

Desta forma, a obtenção da largura efetiva de um elemento de Classe 4 de uma seção enformada a frio segue os passos indicados:

(1) Com base na relação entre as tensões atuantes nas extremidades do elemento (ψ), calcula-se o valor do coeficiente de encurvadura do elemento (k_σ). Para tal, utilizam-se as expressões do tipo $k_\sigma = k_\sigma(\psi)$ existentes nas Tabelas 3.6 (elementos interiores) e 3.7 (elementos salientes) da parte 1-5.

Tabela 3.6 – Elementos comprimidos interiores [5]

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva ^p b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,5 b_{\text{eff}}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = b_{\text{eff}} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{\text{eff}} \quad b_{e2} = 0,6 b_{\text{eff}}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	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 3.7 – Elementos comprimidos salientes [5]

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

(2) Com base no coeficiente de encurvadura calcula-se a esbelteza normalizada do elemento, dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_p}{t} \times \sqrt{\frac{12 \times (1 - \nu^2) \times f_{yb}}{\pi^2 \times E \times k_\sigma}} = \frac{\bar{b}_p / t}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_\sigma}}$$

onde:

- b_p = largura do elemento;
- t = espessura do elemento;
- ν = coeficiente de Poisson em regime elástico;
- f_{yb} = tensão de cedência base do aço;
- E = módulo de elasticidade;
- k_σ = coeficiente de encurvadura do elemento (obtido através das Tabelas 3.6 e 3.7);
- ε = parâmetro que depende da tensão de cedência do aço;
- σ_{cr} = tensão crítica de instabilidade local do elemento: $\sigma_{cr} = k_\sigma \times \frac{\pi^2 \times E \times t^2}{12 \times (1 - \nu^2) \times b_p^2}$

(3) Com base na esbelteza normalizada do elemento ($\bar{\lambda}_p$), calcula-se o valor do fator de redução de largura efetiva (ρ), do seguinte modo:

- Elementos comprimidos internos:

$$\rho = \begin{cases} 1,0 & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \times \psi} \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \times \psi} \end{cases}$$

- Elementos comprimidos salientes:

$$\rho = \begin{cases} 1,0 & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0 & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_p > 0,748 \end{cases}$$

(4) Com base no valor do fator de redução de largura efetiva (ρ), calcula-se a largura efetiva da zona de compressão do elemento (b_{eff}). É de mencionar que o comprimento do elemento que se encontra sob compressão pode variar. A expressão que permite o cálculo da largura efetiva do elemento a analisar é:

$$b_{eff} = \rho \times b_p^{\text{comprimido}}$$

No caso de um elemento interior, executa-se uma subdivisão da largura efetiva total (b_{eff}) em duas parcelas (b_{e1} e b_{e2}) de acordo com a distribuição apresentada na Tabela 3.6. No caso de um elemento saliente, a subdivisão é mais simples (Tabela 3.7).

Os pressupostos na norma EN 1993-1-5 dizem respeito aos elementos principais da seção (almas e banzos), mas a parte 1-1 [3] da mesma norma permite aplicar as mesmas regras preconizadas em 1-5 para os reforços extremos da seção, considerando-os como elementos em consola/salientes. Contudo a EN 1993-1-3 possui regras específicas para o cálculo da largura efetiva deste tipo de elementos (art.º 5.5.3.2 (5)).

O método exposto na norma regulamentar referida substitui as Tabelas 3.6 e 3.7 acima apresentadas, pelas seguintes expressões:

$$k_{\sigma} = \begin{cases} 0,50 & \xrightarrow{SE} c/b \leq 0,35 \\ 0,50 + 0,83 \times \sqrt[3]{(c/b - 0,35)^2} & \xrightarrow{SE} 0,35 < c/b \leq 0,60 \end{cases}$$

A largura efetiva dos reforços de extremidade obtém-se através de: $c_{eff} = \rho \times c_p^{\text{comprimido}}$

Salienta-se que estas expressões são muito mais simples de ser aplicadas, visto que não depende do parâmetro ψ (admite-se que a tensão nos reforços extremos é uniforme, $\psi = 1$).

3.3.3 INSTABILIDADE DISTORCIONAL – CÁLCULO DA ESPESSURA REDUZIDA

Como já referido no capítulo 1 do presente relatório de estágio, a instabilidade distorcional ocorre quando o reforço extremo (ou intermédio) não consegue prevenir deslocamentos locais (ex.: em junções do banzo com o reforço).

A norma EN 1993-1-3 considera um método de dimensionamento dos elementos comprimidos com reforços extremos (ou intermédios) que têm em conta o fenómeno de instabilidade distorcional.

Tal como a instabilidade local, também se deve calcular primeiramente a tensão crítica distorcional ($\sigma_{cr,d}$) através de métodos numéricos (MEF, MFF, GBT) ou então através de um método aproximado. Este método de cálculo aproximado considera que a tensão global do banzo comprimido ($\sigma_{cr,s}$) é igual à tensão crítica distorcional [4]. O método é baseado na suposição de que o reforço em análise se comporta como um elemento à compressão com restrição parcial contínua representada por uma mola linear rígida. A mola atua no centróide do “reforço” (reforço extremo + parte do banzo comprimido – b_{e2}) da seção [9] [11] [15] [17].

No presente relatório apenas irá ser abordado casos de banzos com reforços simples de extremidade e tal como no cálculo das larguras efetivas (instabilidade local), a determinação da seção efetiva distorcional (cálculo de espessuras reduzidas) pode ser efetuada apenas numa só iteração ou em várias iterações. Embora o processo iterativo providencie resultados que podem levar a uma diminuição de aço de 10 % a 20 %, esta metodologia não foi implementada visto que o processo de cálculo complexo não se verificava compensatório.

Desta forma o processo de cálculo não iterativo apresentado na EN 1993-1-3 para a determinação da espessura reduzida de “reforços” é o seguinte [4]:

(1) Calcular as larguras efetivas dos elementos da seção (ver 3.3.2) e de seguida calcular as propriedades referentes ao “reforço” (conjunto banzo + reforço) tendo em conta os cantos arredondos, ou seja, utilizando as propriedades nominais da seção.

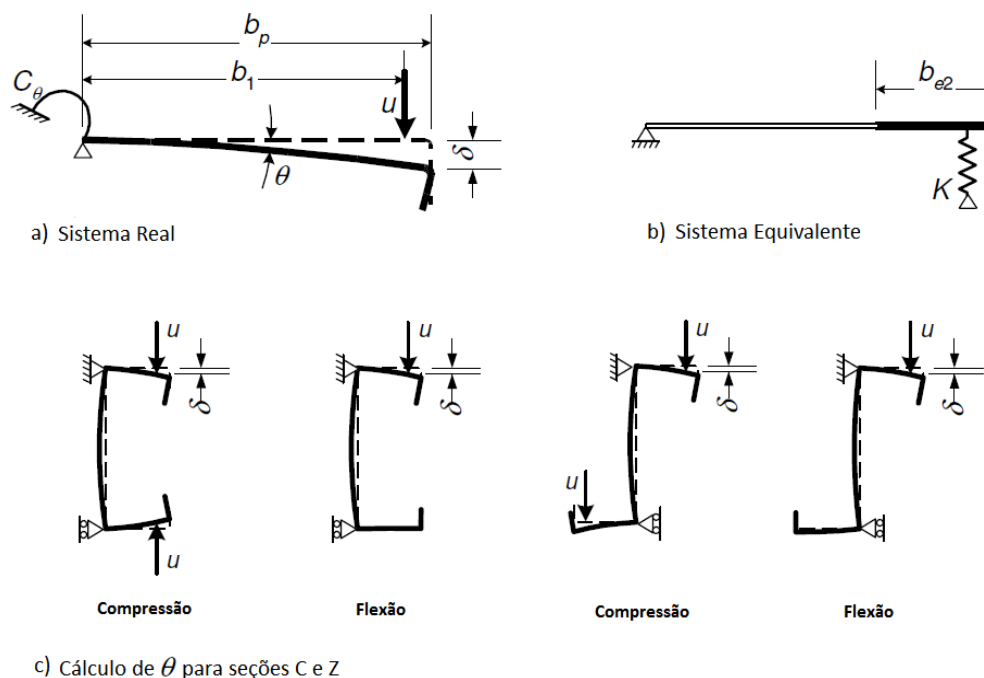


Figura 3.9 – Determinação da rigidez da mola [4]

(2) Com base nas larguras efetivas, determina-se a rigidez equivalente K do “reforço”. Esta rigidez pode derivar devido à análise de cargas unitárias, que devem incluir uma rigidez de flexão do elemento comprimido sob consideração e a restrição da rotação oferecida pelos elementos adjacentes. As molas rotacionais localizadas na extremidade do elemento comprimido, são introduzidas para refletir a restrição rotacional oferecida pelos elementos adjacentes, onde a rotação (C_θ) é dependente da rigidez de flexão, condições dos elementos adjacentes e da distribuição de tensões a que a seção transversal se encontra sujeita [15] [17].

A mola rígida K é obtida da seguinte forma:

$$K = \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h_w + b_1^3 + 0,5 \times b_1 \times b_2 \times h_w \times k_f}$$

onde:

- b_1 = distância da alma ao banzo a partir do centróide do “reforço” extremo efetivo do banzo 1;
- b_2 = distância da alma ao banzo a partir do centróide do “reforço” extremo efetivo do banzo 2;
- h_w = altura da alma;
- E = módulo de elasticidade;
- t = espessura do elemento;
- ν = coeficiente de Poisson em regime elástico;
- k_f = coeficiente dado por:

$$\begin{cases} k_f = 0 & \xrightarrow{SE} & \text{compressão ou flexão em torno de um eixo perpendicular à alma} \\ k_f = \frac{A_{s,2}}{A_{s,1}} & \xrightarrow{SE} & \text{compressão ou flexão em torno de um eixo paralelo à alma} \\ k_f = 1 & \xrightarrow{SE} & \text{seção simétrica em compressão} \end{cases}$$

onde:

- $A_{s,1}$ e $A_{s,2}$ = áreas efetivas dos reforços 1 e 2 respetivamente.

(3) Com base no cálculo da rigidez K da mola, calcula-se a tensão crítica do “reforço” restringido ($\sigma_{cr,s}$). A expressão que traduz esta tensão é:

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

onde:

- K = rigidez da mola do “reforço” (por unidade de comprimento);
- I_s = momento de inércia do “reforço” em torno do eixo a-a (ver Figura 3.10).

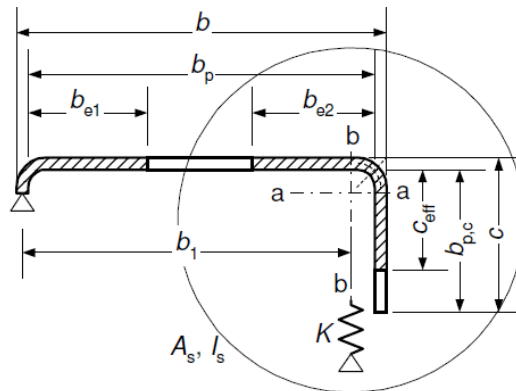


Figura 3.10 – “Reforço” de extremidade

(4) Com base no valor da tensão crítica distorcional (igual à tensão crítica do “reforço”), determina-se a esbelteza normalizada distorcional ($\bar{\lambda}_d$) dado por:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,s}}$$

(5) Com base na esbelteza normalizada distorcional, calcula-se o fator de redução de instabilidade distorcional (χ_d) dado pela expressão:

$$\chi_d = \begin{cases} 1,0 & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \\ 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d & \xrightarrow{SE} 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \\ \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \end{cases}$$

(6) Tendo em conta o fator de redução de instabilidade distorcional, calcula-se a espessura reduzida do “reforço” dado por:

$$t_{red} = t \times \chi_d \leq t$$

onde:

- t = espessura do “reforço”.

(7) Por fim obtém-se a seção efetiva final, ou seja, depois de serem realizados todos os passos acima referidos tanto para a instabilidade local como distorcional, pode-se calcular as propriedades efetivas da seção em análise. As figuras que se seguem refletem um exemplo de uma seção efetiva do tipo C.

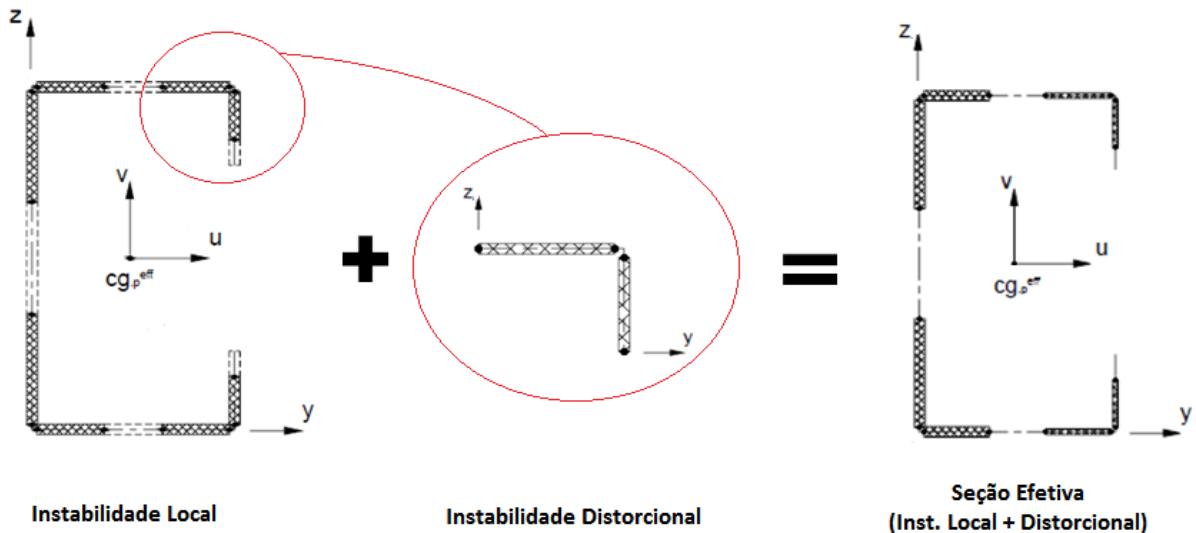


Figura 3.11 – Representação da seção efetiva de uma seção C submetida em compressão pura

3.3.4 ESTADO LIMITE ÚLTIMO – VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Este subcapítulo tem como objetivo verificar a segurança de seções comparando os esforços atuantes com a capacidade resistente das mesmas. Desta forma poderemos avaliar o adequado uso de seções em projetos, através das suas propriedades geométricas e características do material. Geralmente, as verificações de segurança de seções de Classe 4 necessitam do cálculo das seguintes propriedades geométricas:

- Área efetiva (A_{eff}): calculada com base na seção efetiva quando esta se encontra sujeita a esforços de compressão pura;
- Módulo de flexão efetivo ($W_{eff,y}$): calculado com base na seção efetiva com flexão em torno de y ($M_{y,Ed}$);
- Módulo de flexão efetivo ($W_{eff,z}$): calculado com base na seção efetiva com flexão em torno de z ($M_{z,Ed}$).

A norma EN 1993-1-3 [4] apresenta as verificações de segurança a serem realizadas para diferentes esforços atuantes em seções enformadas a frio, tais como esforços axiais de compressão e tração, momentos fletores e até esforços combinados.

3.3.4.1 ESFORÇO AXIAL DE TRAÇÃO

O esforço axial de tração resistente ($N_{t,Rd}$) de uma seção transversal deve ser determinado a partir da seguinte expressão:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya} \times A_g}{\gamma_{M0}}, \text{ mas: } N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd}$$

onde:

- f_{ya} = tensão de cedência média do aço;
- A_g = área bruta da seção;
- γ_{M0} = fator parcial de segurança para a resistência de seções;
- $F_{n,Rd}$ = resistência última da seção com furos (depende do tipo de ligação a utilizar).

Para verificar a segurança, a condição que se segue deve ser cumprida:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- N_{Ed} = esforço axial a que a seção se encontra sujeita.

3.3.4.2 ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO

Para calcular a capacidade resistente da seção a esforços axiais de compressão ($N_{c,Rd}$), a norma EN 1993-1-3 providencia duas formas de avaliação:

(1) Se $A_{eff} \leq A_g$ então:

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

onde:

- A_{eff} = área efetiva da seção (quando submetida a esforços de compressão);
- f_{yb} = tensão de cedência base do aço.

(2) Se $A_{eff} = A_g$ então:

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

onde:

- $\bar{\lambda}$ = esbelteza relativa do elemento ao qual corresponde o maior valor de $\frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}}$;

Para elementos interiores: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$;

Para elementos exteriores: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$.

Para verificar a segurança, a condição que se segue deve ser cumprida:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

3.3.4.3 FLEXÃO SIMPLES

Na verificação que se segue é apresentado o módulo de flexão de seções, o qual é obtido através da menor relação entre o momento de inércia em torno de um dos eixos principais e a distância desse eixo ao centro de gravidade da seção. Assim, têm-se que:

$$W_{eff,y} = \min \left\{ \frac{I_{y,eff}^{My+}}{Z_{cg,eff}^{My+}}; \frac{I_{y,eff}^{My-}}{Z_{cg,eff}^{My-}} \right\} \quad \text{e} \quad W_{eff,z} = \min \left\{ \frac{I_{z,eff}^{Mz+}}{Y_{cg,eff}^{Mz+}}; \frac{I_{z,eff}^{Mz-}}{Y_{cg,eff}^{Mz-}} \right\}$$

onde:

- $W_{eff,y}$ = módulo de flexão efetivo da seção, em torno do eixo y;
- $W_{eff,z}$ = módulo de flexão efetivo da seção, em torno do eixo z;
- $I_{y,eff}^{My+}$ = momento de inércia da seção efetiva em torno do eixo positivo de y;

- $I_{y,eff}^{My-}$ = momento de inércia da seção efetiva em torno do eixo negativo de y;
- $I_{z,eff}^{Mz+}$ = momento de inércia da seção efetiva em torno do eixo positivo de z;
- $I_{z,eff}^{Mz-}$ = momento de inércia da seção efetiva em torno do eixo negativo de z;
- $z_{cg,eff}^{My+}$ = distância do eixo positivo de y ao centro de gravidade da seção;
- $z_{cg,eff}^{My-}$ = distância do eixo negativo de y ao centro de gravidade da seção;
- $y_{cg,eff}^{Mz+}$ = distância do eixo positivo de z ao centro de gravidade da seção;
- $y_{cg,eff}^{Mz-}$ = distância do eixo negativo de z ao centro de gravidade da seção.

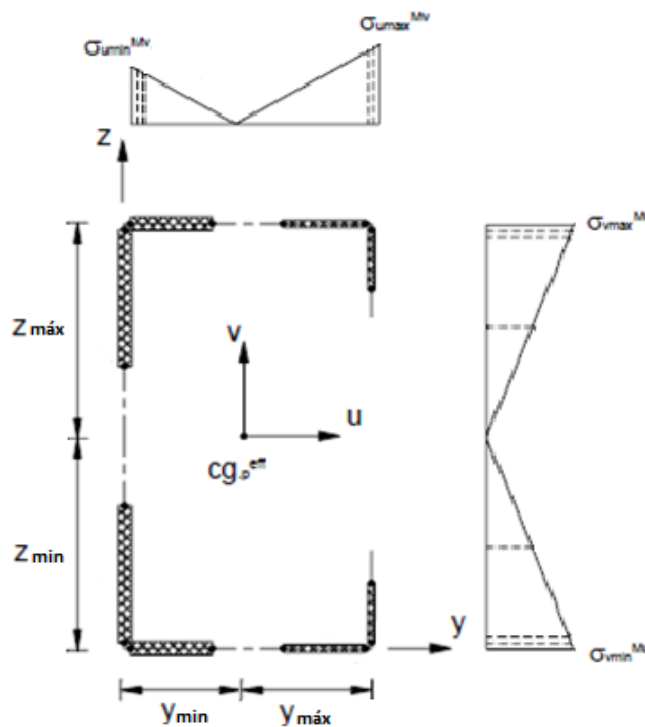


Figura 3.12 – Distribuição de tensões e distâncias das fibras extremas ao centro de gravidade da seção [11]

Tal como acontecia no cálculo do esforço axial de compressão resistente, existem também duas formas de determinação da capacidade resistente do momento fletor da seção:

(1) Se $W_{eff} \leq W_{el}$ então:

$$M_{Rd} = \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

onde:

- W_{el} = módulo de flexão elástico (determinado a partir das propriedades nominais da seção) – depende também do eixo considerado (y ou z);
- W_{eff} = módulo de flexão efetivo da seção em relação ao eixo considerado (y ou z).

(2) Se $W_{eff} = W_{el}$ então:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yb} \times \left[W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \times 4 \times \left(1 - \frac{\bar{\lambda}_{e \text{ máx}}}{\bar{\lambda}_{e0}} \right) \right]}{\gamma_{M0}} \leq \frac{W_{pl} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$$

onde:

- W_{pl} = módulo de flexão plástico da seção em relação ao eixo considerado (y ou z) – calculado como no dimensionamento de perfis laminados a quente;
- $\bar{\lambda}_{e \text{ máx}}$ = esbelteza relativa do elemento ao qual corresponde o maior valor de $\frac{\bar{\lambda}_e}{\bar{\lambda}_{e0}}$;

Para elementos não reforçados: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0,673$;

Para elementos reforçados: $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_d$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0,65$;

Para elemento suportados duplamente (ex.: almas): $\bar{\lambda}_e = \bar{\lambda}_p$ e $\bar{\lambda}_{e0} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,055 \times (3 + \psi)}$, onde ψ traduz o rácio de tensões.

A norma EN 1993-1-3 menciona ainda que a expressão acima apresentada (2), apenas é utilizada se as seguintes condições forem cumpridas [4]:

- O momento fletor apenas pode ser aplicado sobre um dos eixos principais de inércia da seção transversal;
- A barra não deve estar sob torção ou qualquer instabilidade por torção, instabilidade global (flexão-torção) ou encurvadura distorcional;
- O ângulo existente entre a alma e o banzo tem de ser superior a 60°.

Desta forma, se estas condições não forem validadas, então: $M_{Rd} = \frac{W_{el} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}$.

Para verificar a segurança, a condição que se segue deve ser cumprida:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- M_{Ed} = momento fletor atuante na seção.

3.3.4.4 ESFORÇO TRANSVERSO

O valor do esforço transversal resistente ($V_{b,Rd}$) de uma seção transversal deve ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\sin \phi} \times t \times f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

onde:

- h_w = altura da alma (distância medida entre as linhas médias dos banzos);
- t = espessura da alma da seção;
- f_{bv} = tensão resistente ao esforço transversal com a influência da encurvadura por corte (depende da esbelteza normalizada ao esforço transversal, $\bar{\lambda}_w$ e da existência ou não de reforços nos apoios) – ver Tabela 3.8;
- ϕ = ângulo existente entre a alma e o banzo de uma seção.

Tabela 3.8 – Tensão resistente ao esforço transversal, f_{bv} [4]

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

¹⁾ Stiffening at the support, such as cleats, arranged to prevent distortion of the web and designed to resist the support reaction.

A esbelteza normalizada ao esforço transversal (apresentada na Tabela 3.8) pode ser calculada de duas formas distintas descritas na EN 1933-1-3 (art.º 6.1.5 (2)):

(1) Para almas sem reforços longitudinais, então:

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

(2) Para almas com reforços longitudinais, então

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \times \frac{s_d}{t} \times \sqrt{\frac{5,34}{k_\tau} \times \frac{f_{yb}}{E}}, \text{ mas: } \bar{\lambda}_w \geq 0,346 \times \frac{s_p}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}}$$

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

onde:

- s_w = comprimento nominal da alma (entre os pontos médios da seção);
- s_d = comprimento total da linha média da alma;
- s_p = comprimento do maior elemento plano da alma;
- I_s = momento de inércia do reforço longitudinal em relação ao eixo a-a (Figura 3.13).

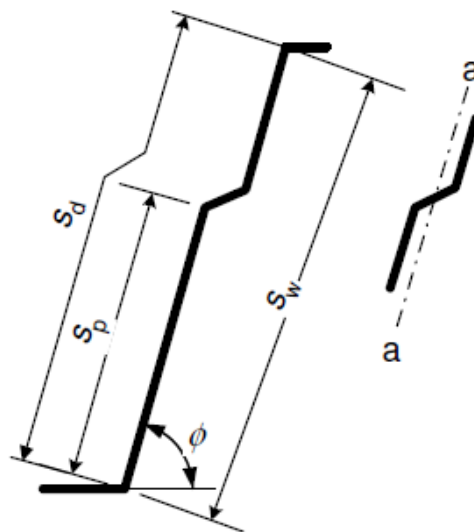


Figura 3.13 – Alma com reforço longitudinal

Para verificar a segurança, a condição que se segue deve ser cumprida:

$$\frac{|V_{Ed}|}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- V_{Ed} = esforço transversal atuante na seção transversal.

3.3.4.5 FORÇAS CONCENTRADAS

As seções enformadas a frio são bastantes suscetíveis quando estas se encontram sujeitas a forças concentradas, isto porque possuem geralmente baixa espessura e por consequente uma baixa esbelteza dos elementos que a constituem [9] [11] [18].

Estas forças concentradas normalmente são aplicadas sobre a alma da seção transversal a considerar, o que frequentemente provoca o denominado fenómeno “web crippling” – esmagamento da alma. Desta forma, a verificação de segurança apresentada seguidamente, que relaciona a força concentrada atuante e resistente, deve ser cumprida para que este tipo de problema não ocorra:

$$\frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- F_{Ed} = força concentrada atuante na seção transversal;
- $R_{w,Rd}$ = força concentrada resistente para a seção transversal.

Para o cálculo do valor da força concentrada resistente, a EN 1993-1-3 descreve três possíveis formas de obtenção, tais como [4]:

- Seções transversais com uma alma não reforçada;
- Seções transversais com diversas almas não reforçadas (inclui também chapas perfiladas);
- Seções transversais com alma reforçada.

No presente relatório apenas serão abordados os procedimentos de cálculo disponíveis para seções do tipo C e Z (seções com apenas uma alma não reforçada) suscetíveis à rotação, ou seja, que não possuem qualquer tipo de restrição.

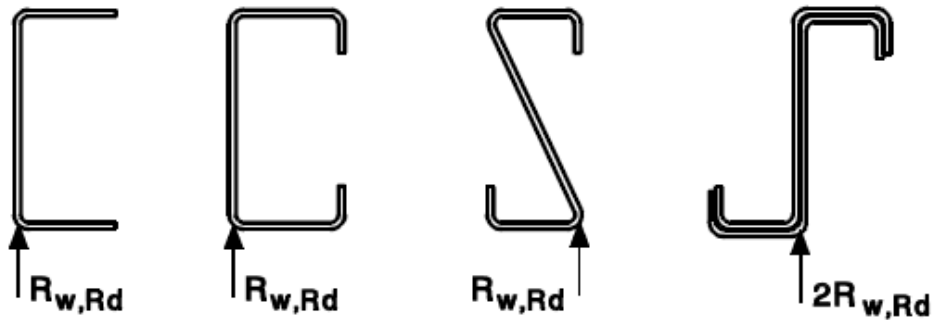


Figura 3.14 – Seções com apenas uma alma não reforçada e não suscetível à rotação [4]

Desta forma, o valor da força concentrada resistente de seções com apenas uma alma não reforçada deve ser calculado como ilustram as Tabelas 3.9 e 3.10, desde que primeiramente as seguintes condições sejam cumpridas:

$$\left[\begin{array}{l} \bullet \frac{h_w}{t} \leq 200 \\ \bullet \frac{r}{t} \leq 6 \\ \bullet 45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ \end{array} \right.$$

onde:

- h_w = altura da alma (distância medida entre as linhas médias dos banzos);
- r = raio interno dos cantos da seção;
- t = espessura da alma da seção;
- ϕ = ângulo existente entre a alma e o banzo de uma seção.

Se as condições acima apresentadas forem verificadas, então com já referido, o cálculo de $R_{w,Rd}$ pode prosseguir tendo em conta que os coeficientes k_n (n varia entre 1 e 5) que surgem nas Tabelas 3.9 e 3.10 são obtidos da seguinte forma:

- $k_1 = 1,33 - 0,33 \times k$
- $k_2 = 1,15 - 0,15 \times \frac{r}{t}$, mas: $k_2 \geq 0,50$ e $k_2 \leq 1,0$
- $k_3 = 0,7 + 0,3 \times \left(\frac{\phi}{90}\right)^2$
- $k_4 = 1,22 - 0,22 \times k$
- $k_5 = 1,06 - 0,06 \times \frac{r}{t}$, mas: $k_5 \leq 1,0$

onde:

- k = coeficiente determinado através da seguinte expressão: $k = \frac{f_{yb}}{228}$;
- s_s = largura real do apoio (distribuição da força) – ver Tabelas 3.9 e 3.10.

Tabela 3.9 – Carga única ou reação no apoio – seções transversais com apenas uma alma [4]

	<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> <p>- for a cross-section with stiffened flanges:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[9,04 - \frac{h_w/t}{60} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15a)$ <p>- for a cross-section with unstiffened flanges:</p> <p>- if $s_s/t \leq 60$:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[1 + 0,01 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15b)$ <p>- if $s_s/t > 60$:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_1 k_2 k_3 \left[5,92 - \frac{h_w/t}{132} \right] \left[0,71 + 0,015 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15c)$
	<p>ii) $c > 1,5 h_w$ clear from a free end:</p> <p>- if $s_s/t \leq 60$:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[1 + 0,007 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15d)$ <p>- if $s_s/t > 60$:</p> $R_{w,Rd} = \frac{k_3 k_4 k_5 \left[14,7 - \frac{h_w/t}{49,5} \right] \left[0,75 + 0,011 \frac{s_s}{t} \right] t^2 f_{yb}}{\gamma_{M1}} \quad (6.15e)$

Tabela 3.10 – Duas cargas opostas afastadas de $1,5 \times h_w$ – seções transversais com apenas uma alma [4]

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

3.3.4.6 FLEXÃO DESVIADA

Caso exista flexão em torno dos dois eixos principais de inércia (y e z), então estamos perante uma situação de flexão desviada e como tal, a seguinte verificação de segurança deverá ser cumprida:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- $M_{y,Ed}$ = momento fletor atuante na seção transversal, segundo o eixo principal y;
- $M_{z,Ed}$ = momento fletor atuante na seção transversal, segundo o eixo principal z;
- $M_{y,Rd}$ = momento fletor resistente da seção transversal, segundo o eixo principal y;
- $M_{z,Rd}$ = momento fletor resistente da seção transversal, segundo o eixo principal z.

3.3.4.7 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM TRAÇÃO

A verificação de segurança da seção em relação à flexão composta desviada com tração é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

onde:

- N_{Ed} = esforço axial de tração atuante na seção transversal;
- N_{Rd} = esforço axial de tração resistente da seção transversal
- $M_{y,Ed}$ = momento fletor atuante na seção transversal, segundo o eixo y;
- $M_{y,Rd}$ = momento fletor resistente da seção transversal, segundo o eixo y;
- $M_{z,Ed}$ = momento fletor atuante na seção transversal, segundo o eixo z;
- $M_{z,Rd}$ = momento fletor resistente da seção transversal, segundo o eixo z.

3.3.4.8 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM COMPRESSÃO

Na verificação da flexão composta desviada com compressão, surge a contabilização de momentos atuantes adicionais ($\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$), isto porque, a seção pode ser de Classe 4 e o centro de gravidade da seção efetiva pode não coincidir com o centro de gravidade da seção bruta.

Quando se verifica a existência destes momentos complementares, então, segundo a EN 1993-1-3, estes são quantificados da seguinte forma:

$$\left[\begin{array}{l} \bullet \Delta M_{y,Ed} = |N_{Ed}| \times e_{Ny} \\ \bullet \Delta M_{z,Ed} = |N_{Ed}| \times e_{Nz} \end{array} \right.$$

onde:

- $e_{Ny} = z_{cg,eff}^N - z_{cg}$
- $e_{Nz} = y_{cg,eff}^N - y_{cg}$

Assim, a verificação de segurança da seção em relação à flexão composta desviada com compressão é dada pela expressão:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}| + \Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}| + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

3.3.4.9 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA E ESFORÇO TRANSVERSO

Neste tipo de verificação, se o valor de esforço transversal atuante na seção for inferior a metade do esforço transversal resistente da mesma, então a verificação da flexão composta desviada e esforço transversal, pode ser desprezada ($V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{w,Rd}$). Se tal condição referida não for cumprida, então a verificação de segurança deve ser realizada como apresentado seguidamente:

$$\frac{|N_{Ed}|}{N_{Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \times \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

onde:

- N_{Ed} = esforço axial atuante de tração ou compressão da seção transversal;
- N_{Rd} = esforço axial resistente de tração ou compressão da seção transversal;
- $M_{y,Ed}$ = momento fletor atuante na seção transversal, segundo o eixo y;
- $M_{y,Rd}$ = momento fletor resistente da seção transversal, segundo o eixo y;
- V_{Ed} = esforço transversal atuante na seção transversal;
- $V_{w,Rd}$ = esforço transversal resistente da seção transversal;
- $M_{f,Rd}$ = momento resistente da seção transversal composta apenas pela área dos banzos (EN 1993-

1-5) – este esforço é calculado a partir da seguinte expressão: $M_{f,Rd} = \frac{A_f \times f_{yb} \times (h_w - t)}{\gamma_{M1}}$, sendo:

- A_f = área dos banzos;
- t = espessura dos banzos;

- $M_{pl,Rd}$ = momento fletor plástico da seção transversal (EN 1993-1-5) – este esforço é calculado a

partir da seguinte expressão: $M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + \frac{t \times f_{yb} \times \left(\frac{h_p}{2}\right)^2}{\gamma_{M1}}$.

3.3.4.10 FLEXÃO COMPOSTA E FORÇA CONCENTRADA OU REAÇÃO NO APOIO

A verificação de segurança da seção em relação a uma seção onde atuam simultaneamente, momento fletor, reação no apoio ou carga concentrada, é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{|M_{Ed}|}{M_{Rd}} + \frac{|F_{Ed}|}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$$

3.4 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE BARRAS – INSTABILIDADE GLOBAL

Tal como os perfis laminados a quente, os enformados a frio também são suscetíveis a fenômenos de encurvadura global, ou seja, a seção não deforma no seu plano, apenas envolve deformação no eixo da peça (frequentemente é um caso crítico que ocorre numa seção, podendo levar ao colapso da mesma) [4] [18].

Se a seção transversal for passível de sofrer distorção, então terão de ser tido em conta a possível ocorrência, nos banzos comprimidos, de encurvadura lateral. Desta forma torna-se necessário conhecer a capacidade resistente da seção em relação aos diferentes modos de encurvadura.

A norma EN 1993-1-3 diferencia a instabilidade global de barras em três tipos:

- Barras submetidas à compressão (ex.: pilares/colunas);
- Barras submetidas à flexão (ex.: vigas);
- Barras submetidas à flexão composta com compressão (ex.: vigas-colunas ou colunas-vigas).

3.4.1 COMPRIMENTO DE ENCURVADURA

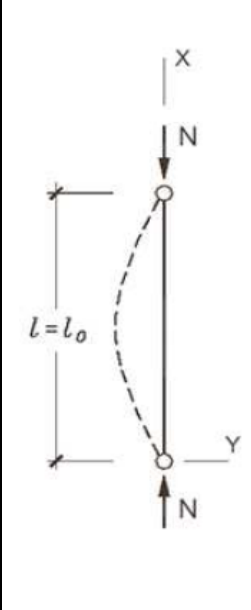
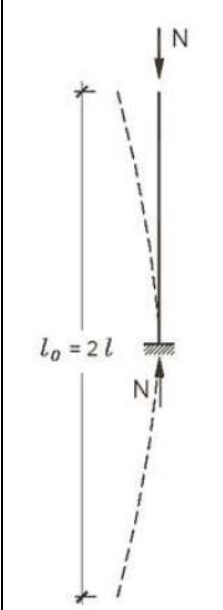
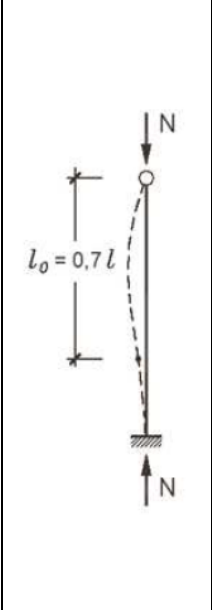
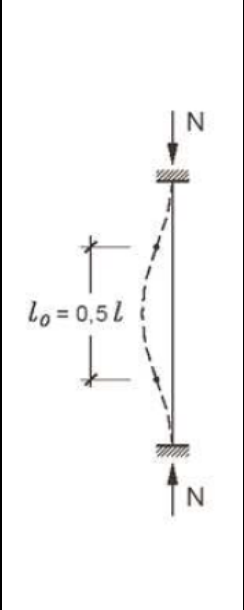
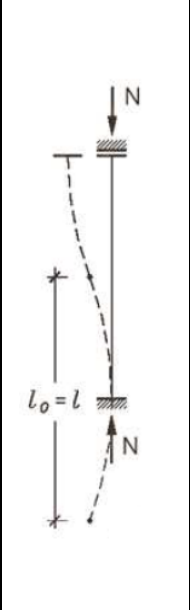
O comprimento de encurvadura (L_{cr}) é um dos parâmetros necessários para poder conhecer a capacidade resistente da seção à encurvadura lateral. O comprimento de encurvadura traduz-se pelo comprimento “fictício” entre pontos de inflexão da respetiva deformada (depende das condições de apoio da barra a analisar e do tipo de carregamento associado) [9] [11].

Assim, o L_{cr} pode ser calculado diretamente, necessitando apenas de conhecer qual o formato da deformada da barra analisada, por outras palavras, L_{cr} pode ser obtido através da relação entre o

comprimento da barra (L) e o coeficiente obtido conforme as condições de apoio da mesma (k) – ver Tabela 3.11.

$$L_{cr} = L \times k$$

Tabela 3.11 – Deformadas de barras submetidas à compressão

				
k = 1,0	k = 2,0	k = 0,7	k = 0,5	k = 1,0

Apesar do descrito anteriormente, a norma EN 1993-1-3 também refere que os comprimentos de encurvadura para a encurvadura lateral devem ser determinados tendo em conta o grau de restrição à torsão/empenamento. Assim, dependendo do tipo de restrição torsional oferecida à seção transversal enformada a frio, os valores propostos pela norma referida são [4]:

- $k_w = \frac{L_{cr,w}}{L} = 1,0$, para ligações que providenciam restrição parcial em relação à torsão e ao empenamento;
- $k_w = \frac{L_{cr,w}}{L} = 0,7$, para ligações que providenciam restrição significativa em relação à torsão e ao empenamento.

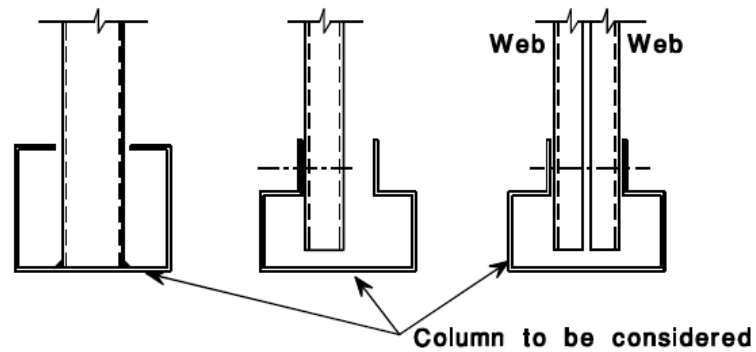


Figura 3.15 – Ligações capazes de proporcionar restrição parcial à torsão e empenamento [4]

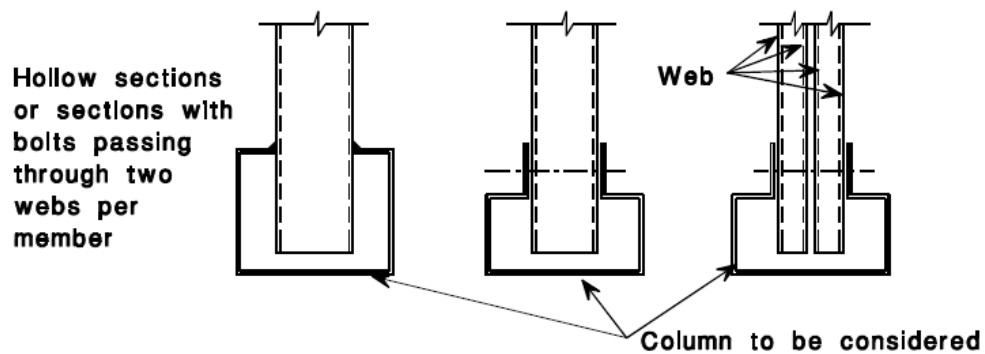


Figura 3.16 – Ligações capazes de proporcionar restrição significativa à torsão e empenamento [4]

3.4.2 VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA GLOBAL DE COLUNAS

Dependendo da configuração da seção transversal, a encurvadura de barras comprimidas encontra-se associada a diversos tipos de instabilidade, tais como [18]:

- Encurvadura por flexão;
- Encurvadura por torsão;
- Encurvadura por flexão-torsão.

Para verificar a segurança à encurvadura global deste tipo de elementos, é importante conhecer o valor de cálculo da carga crítica (P_{cr}), que se encontra disponível na norma EN 1993-1-3 através de algumas expressões. É de referir que a parte 1-1 da mesma norma não refere qualquer formulação para este tipo de cálculo e que a determinação de P_{cr} deve ser sempre realizada com base na seção bruta da seção.

No que se refere à instabilidade global de colunas é também relevante entender qual a configuração da seção transversal a analisar, ou seja, seção com um eixo de simetria, seção com dois eixos de simetria ou então seção sem simetria.

3.4.2.1 CÁLCULO DA CARGA CRÍTICA DE ENCURVADURA

Para o cálculo da carga crítica de colunas é necessário, previamente conhecer algumas propriedades geométricas referentes à seção transversal em análise, tais como:

- Momento de inércia de flexão em torno de y e de z (I_y e I_z);
- Constantes de empenamento e de torção (I_w e I_t , respetivamente);
- Posição do centro de gravidade relativamente ao centro de corte (y_s e z_s);
- Comprimentos de encurvadura (L_y , L_z e L_w);
- Raio de giração da seção transversal em relação ao centro de corte (i_0): $i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_s^2 + z_s^2}$

onde:

- $i_y^2 = I_y / A_s$
- $i_z^2 = I_z / A_s$

(1) Seções sem simetria:

A carga crítica para seções sem qualquer tipo de simetria (ex.: seção tipo Z com diferentes dimensões de banzos) é obtida através da menor raiz da expressão (polinómio de 3.ª grau) abaixo representada e deverá ser inferior a qualquer uma das cargas críticas dos três modos críticos associados a este tipo de seção (modo crítico que envolve flexão em torno de y – P_{Ey} , modo crítico que envolve flexão em torno de z – P_{Ez} , e modo crítico que envolve torção – P_ϕ) [18].

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

onde:

- $P_{Ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2}$;

- $P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z};$
- $P_{Ey} = \frac{1}{i_0^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L_w^2} \right).$

com: $P_{cr} = \min (P_{Ey}; P_{Ez}; P_{\phi})$

(2) Seções com um eixo de simetria:

A carga crítica para seções com um eixo de simetria (ex.: seção tipo C, U, “Hat”, “Rack”, Sigma, entre outras) é obtida através do menor valor entre os dois modos críticos associados (modo crítico que envolve flexão em torno de z – $P_{cr,F} = P_{Ez}$, e modo crítico que envolve flexão em torno de y e torsão – $P_{cr,FT}$).

Assim, temos que:

$$P_{cr} = \min (P_{cr,F}; P_{cr,FT})$$

onde:

- $P_{cr,F} = P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2};$
- $P_{cr,FT} = \frac{1}{2 \times \beta} \times \left[P_{Ey} + P_{\phi} - \sqrt{(P_{Ey} + P_{\phi})^2 - 4 \times \beta \times P_{Ey} \times P_{\phi}} \right],$ com: $\beta = 1 - \left(\frac{y_s}{i_0} \right)^2$

(3) Seções com dois eixos de simetria:

A carga crítica para seções com dois eixos de simetria (ex.: seção tipo Z com banzos iguais, seções compostas – “built-up”) é obtida através do menor valor entre os mesmos três modos críticos referidos para seções sem qualquer simetria

$$P_{cr} = \min (P_{Ey}; P_{Ez}; P_{\phi})$$

3.4.2.2 CÁLCULO DO ESFORÇO AXIAL RESISTENTE À ENCURVADURA

A carga crítica demonstra ser uma maneira de estimar o nível de sensibilidade da coluna em relação ao esforço de compressão, mas por outro lado, não contabiliza a resistência do material.

Assim sendo, torna-se necessário o cálculo do esforço resistente à encurvadura ($N_{b,Rd}$) que pode ser determinado da mesma forma independentemente do tipo de simetria da seção transversal.

O esforço $N_{b,Rd}$, segundo as normas EN 1993-1-1 e 1-3 obtém-se através da aplicação da seguinte metodologia:

(1) Primeiramente deve-se calcular a esbelteza normalizada da seção ($\bar{\lambda}$). Visto que estamos perante seções enformadas a frio (normalmente de Classe 4), então:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_{yb}}{N_{cr}}}, \text{ se: } \begin{cases} \bar{\lambda} \leq 2 \\ N_{Ed} / N_{cr} \leq 0,04 \end{cases} \text{ , então: } \underline{\underline{\text{NÃO EXISTE ENCURVADURA}}}$$

onde:

- A_{eff} = área efetiva da seção transversal;
- f_{yb} = tensão de cedência base do aço;
- N_{cr} = carga crítica de encurvadura (depende do tipo de seção a analisar - P_{cr}).

(2) De seguida escolhe-se o valor do fator de imperfeição (α), referido na norma EN 1993-1-1 (Tabela 6.1), e a curva de resistência, que se encontra na parte 1-3 (Tabela 6.3) da mesma norma, referentes ao tipo de seção a estudar.

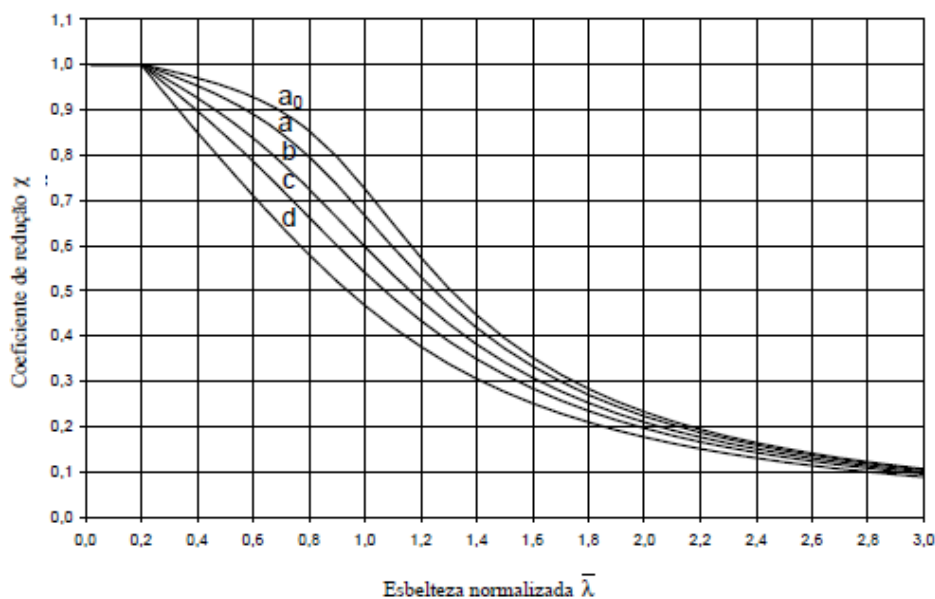
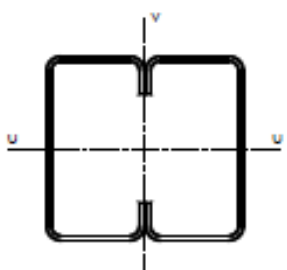
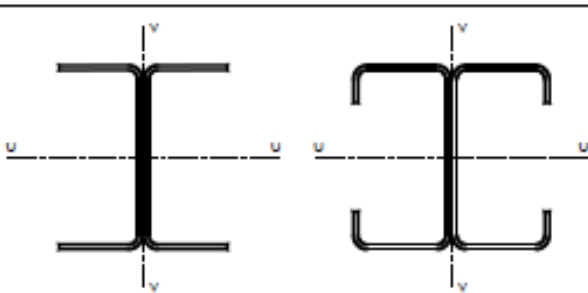
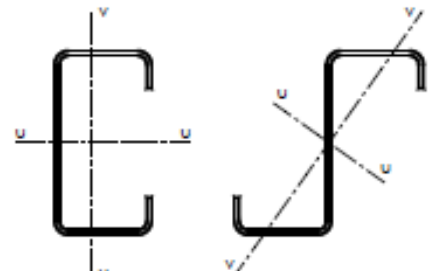
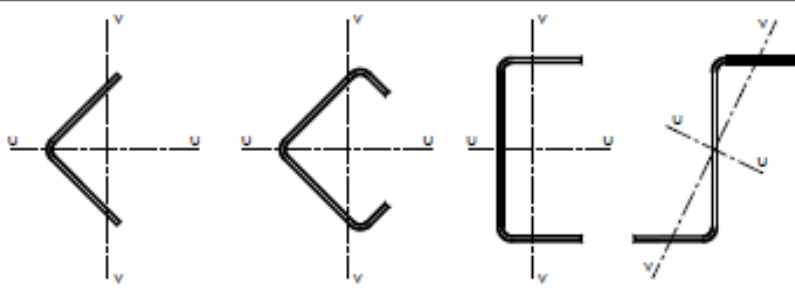


Figura 3.17 – Curvas de encurvadura [3]

Tabela 3.12 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [3]

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 3.13 – Curvas de encurvadura para uma determinada seção transversal [3] [4] [11]

Tipos de secção	Eixo de Encurvad.	Curva de Encurvad.
 <p>Se se usar f_{yb}</p> <p>Se se usar $f_{yd}^{*)}$</p>	Qualquer	b
	u-u	a
	v-v	b
	Qualquer	b
	Qualquer	c

*) A tensão de cedência média f_{yd} só deverá ser utilizada se $A_{ef} = A_g$

(3) Com base na esbelteza normalizada e no fator de imperfeição da seção, calcula-se o fator de redução (χ):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

onde:

- $\Phi = 0,5 \times \left(1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$

(4) Finalmente, com base no fator de redução, calcula-se o esforço axial resistente à encurvadura ($N_{b,Rd}$):

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} \geq |N_{Ed}|$$

É de referir que como estamos perante seções esbeltas enformadas a frio (Classe 4), verifica-se que a resistência da barra à encurvadura depende da resistência da sua própria seção (A_{eff} – que por sua vez é influenciada pelos fenómenos de instabilidade local e distorcional) e da redução proveniente da encurvadura global (χ).

3.4.3 VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA GLOBAL DE VIGAS

A encurvadura de barras sujeitas à flexão encontra-se sempre associada a instabilidade por flexão-torsão, ou seja, instabilidade lateral.

Desta forma, as verificações de segurança à encurvadura de vigas são realizadas tendo em conta o cálculo do momento crítico de instabilidade lateral (M_{cr}) da seção [4] [9] [11].

Para o cálculo deste momento crítico (tem de ser tido em conta com base na seção bruta) é necessário, previamente conhecer também algumas propriedades geométricas referentes à seção transversal em análise, tais como:

- Momento de inércia de flexão em torno de z (I_z);
- Constantes de empenamento e de torsão (I_w e I_t , respetivamente);
- Posição do centro de gravidade relativamente ao centro de corte (y_s e z_s);
- Comprimentos de encurvadura (L_z e L_w);
- Raio de giração da seção transversal em relação ao centro de corte (i_0).

Este cálculo era descrito na versão ENV da norma EN 1993-1-1 (Anexo F) através de expressões, mas, presentemente, no caso de estarmos a considerar uma viga simplesmente apoiada submetida

a flexão uniforme e com seção bi-simétrica, podemos estimar o valor do momento crítico como sendo [18]:

$$M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L^2} \right)} = i_0 \times \sqrt{P_{Ez} \times P_\phi} \quad (\text{solução conservativa})$$

Por outro lado, as condições de carregamento da viga podem ser tidas em conta através da utilização de um momento equivalente (C_1) [18]:

$$M_{cr} = \frac{1}{C_1} \times \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L^2} \right)}$$

onde:

▪ C_1 pode ser estimado através da expressão:
$$C_1 = \frac{25 \times M_{\text{máx}}}{5 \times M_{\text{máx}} + 6 \times M_{1/4} + 4 \times M_{1/2} + 6 \times M_{3/4}}$$

A expressão é genérica para diagramas lineares e não lineares. É importante referir que todos os valores dos momentos ($M_{\text{máx}}$, $M_{1/4}$, $M_{1/2}$ e $M_{3/4}$) devem entrar na expressão com valor absoluto.

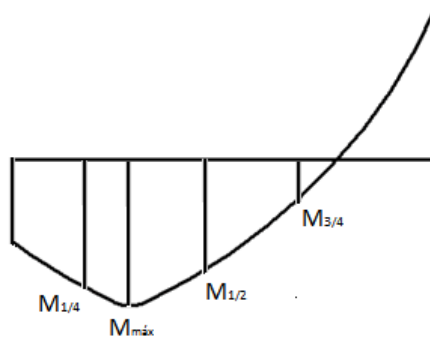


Figura 3.18 – Esquema representativo dos momentos para o cálculo de C_1

Tal como acontece na encurvadura global de colunas (esforço axial de encurvadura), também nas vigas é importante o cálculo do momento fletor resistente à encurvadura ($M_{b,Rd}$), que pode ser obtido através da seguinte metodologia:

(1) Deve-se calcular a esbelteza normalizada da seção ($\bar{\lambda}_{LT}$). Visto que estamos perante seções de Classe 4, então:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{M_{cr}}}$$

onde:

- $W_{eff,y}$ = módulo de flexão efetivo da seção transversal, em torno do eixo y;
- f_{yb} = tensão de cedência base do aço;
- M_{cr} = momento crítico de encurvadura.

(2) Ao contrário do que ocorre no caso de colunas, a escolha da curva de resistência para as vigas é exposta de uma forma muito direta na EN 1993-1-3, onde são apresentadas apenas as curvas a e b (EN 1993-1-1 – Tabela 6.3). Com o valor adotado da curva de resistência, determina-se o valor do fator de imperfeição (α_{LT}).

Tabela 3.14 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral [3]

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

onde:

- $\alpha_{LT} = 0,21 \xrightarrow{SE} h/b \leq 2$
 $\alpha_{LT} = 0,34 \xrightarrow{SE} h/b > 2$, sendo: **h e b** = altura da alma e largura do banço, respetivamente.

(3) Com base na esbelteza normalizada e no fator de imperfeição da seção, calcula-se o fator de redução (χ_{LT}):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

onde:

- $\Phi = 0,5 \times \left(1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right)$

(4) Finalmente, com base no fator de redução, calcula-se o momento fletor resistente de encurvadura ($M_{b,Rd}$):

$$M_{b,Rd} = \chi \times \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} \geq |M_{Ed}|$$

Verifica-se que a resistência da barra à encurvadura, tal como na encurvadura global de colunas, depende da resistência da sua própria seção (W_{eff}) e da redução proveniente da encurvadura global (χ_{LT}).

3.4.4 VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA GLOBAL DE VIGAS-COLUNA

A verificação da resistência de vigas-coluna é normalmente realizada em dois casos particulares:

- Flexão composta desviada com tração (apenas encurvadura lateral – vigas tracionadas);
- Flexão composta desviada com compressão (encurvadura por flexão e por encurvadura lateral).

Desta forma, a verificação deste tipo de barras pode ser efetuado através da utilização da norma EN 1993-1-1, tal como se realiza nos perfis laminados a quente (fórmulas de interação). Normalmente, a validade destas fórmulas de interação é restrita para determinados casos, mas os valores obtidos são aceitáveis quando se utilizam fora destes casos referidos. Contudo, como as expressões não dizem respeito a vigas-coluna com seções enformadas a frio, é adequado ter cuidado com os resultados, procurando sempre utilizar abordagens conservativas (estar do lado da segurança) [18].

3.4.4.1 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM COMPRESSÃO

Como já referido anteriormente, as fórmulas de interação que a norma EN 1993-1-1 utiliza incluem-se apenas no contexto de barras com as seguintes propriedades [18]:

- Seção constante;
- Inexistência de deformações locais, ou seja, seção de Classe 1 e 2;
- Seção com dupla simetria.

Para além dos aspetos referenciados, aquando a aplicação das fórmulas de interação irá ser feita uma diferenciação entre barras não suscetíveis a deformações por torsão (ex.: barras de seção tubular circular ou quadrada, ou barras contraventadas em relação à torsão) e barras suscetíveis a deformações por torsão (ex.: restantes barras que não se encontram contraventadas de forma adequada em relação à torsão) [3].

A verificação de segurança de vigas-coluna encontra-se assegurada se a seguinte metodologia de cálculo for implementada:

(1) Inicialmente calculam-se os denominados valores característicos dos esforços resistentes para seções de Classe 4, onde são obtidos da seguinte forma:

$$\begin{cases} N_{Rk} = f_{yb} \times A_{eff} \\ M_{y,Rk} = f_{yb} \times W_{eff,y} \\ M_{z,Rk} = f_{yb} \times W_{eff,z} \end{cases}$$

(2) Após o cálculo dos valores característicos dos esforços resistentes da seção transversal, determina-se o momento fletor crítico de encurvadura (M_{cr} – ver 3.4.3).

(3) Verificar a possibilidade da seção a analisar ser ou não suscetível à deformação por torção, através do cálculo da esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_{LT}$):

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

onde:

$$\begin{cases} \text{barra suscetível à deformação por torção} & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_{LT} > 0,2 \\ \text{barra não suscetível à deformação por torção} & \xrightarrow{SE} \bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \end{cases}$$

(4) Com base em $\bar{\lambda}_{LT}$, calculam-se os fatores de redução necessários para o problema a analisar (χ_{LT} , χ_y e χ_z) e também as restantes esbeltezas normalizadas ($\bar{\lambda}_y$ e $\bar{\lambda}_z$). Para este efeito são utilizadas as curvas de encurvadura descritas na EN 1993-1-3 e os fatores de imperfeição descritos na parte 1-1 da mesma norma.

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{RK}}{N_{cr,y}}}, \quad \text{com:} \quad N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{RK}}{N_{cr,z}}}, \quad \text{com:} \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L_z^2}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \leq 1,0$$


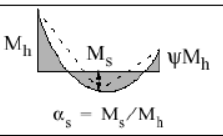
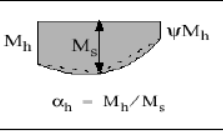
$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \leq 1,0$$

onde:

- $\Phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$
- $\Phi_y = 0,5 \times \left(1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right)$
- $\Phi_z = 0,5 \times \left(1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right)$

(5) Depois de obter todos os parâmetros anteriormente referidos, calculam-se os fatores de momento uniforme equivalente ($C_{m,y}$, $C_{m,z}$ e $C_{m,LT}$). É necessário referir que no presente relatório apenas se optou pelo uso do Método B da norma EN 1993-1-1 (método que diferencia as barras suscetíveis e não suscetíveis à deformação por torsão e utiliza fatores de interação) [3].

Tabela 3.15 – Coeficientes de momento uniforme equivalente [3]

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		C_{my} e C_{mz} e $C_{m,LT}$	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
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 $C_{m,LT}$ 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		
$C_{m,LT}$	y-y	y-y		

Como os coeficientes de momento uniforme equivalente não se encontram calibrados para seções enformadas a frio, então utilizou-se o rácio de tensões com sendo igual a zero ($\psi = 0$), daí ter-se dito inicialmente que em algumas ocasiões era necessário ser conservativo na obtenção dos resultados.

(6) Depois da obtenção dos coeficientes, então determinam-se os fatores de interação (EN 1993-1-1) expostos nas Tabelas 3.16 e 3.17 que se seguem.

Estes fatores (k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz}) são fatores que quantificam diversos fenómenos, entre os quais configurações dos diagramas de esforços, efeitos de segunda ordem, tensões residuais, geometria da secção transversal, entre outras.

Tabela 3.16 – Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torsão [3]

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 3.17 – Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torsão [3]

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

(7) Finalmente verificação a segurança da viga-coluna através de duas expressões:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad \text{(1.ª Condição)}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \quad \text{(2.ª Condição)}$$

Alternativamente ao Método B da norma EN 1993-1-1 utilizado, a parte 1-3 da mesma regulamentação preconiza um método alternativo através de expressões muito simplificadas (soluções conservativas) pelo simples facto de não ter em conta os fatores de interação. Assim, a formulação referenciada traduz-se em [4]:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \right)^{0,8} + \left(\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \right)^{0,8} \leq 1,0$$

3.4.4.2 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM TRAÇÃO

A realização da verificação de vigas-coluna à flexão composta desviada com tração foi efetuada no presente relatório com base em Veríssimo [11], visto que a EN 1993 não aborda qualquer tipo de situação para casos destes.

Assim, adotou-se por retirar da expressão utilizada na verificação de barras à flexão composta desviada com compressão a parcela que diz respeito ao esforço axial, isto porque esforços de tração não são capazes de provocar encurvadura na barra. Também se desprezaram a utilização dos fatores de interação. Desta forma, obteve-se a seguinte expressão:

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

4 MADRES DE COBERTURA TRAVADAS POR PAINÉIS DO TIPO SANDWICH

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo do relatório de estágio apresentam-se inicialmente algumas considerações gerais sobre o sistema madre-painel de cobertura tais como a sua fixação à estrutura e funcionamento. Posteriormente exibir-se-á de que forma é realizada a interação do sistema referido de acordo com o preconizado na norma EN 1993-1-3 [4] e em outra bibliografia da especialidade (ECCS 135 (2014) – “European Recommendations on the Stabilization of Steel Structures by Sandwich Panels”) [6], onde se traduzem as restrições (fornecidas pelos painéis) de madres de cobertura.

Após o estudo da interação, referido anteriormente, efetua-se o dimensionamento de vigas travadas por painéis onde se verificam os critérios de dimensionamento, a resistência do sistema quando sujeita a determinadas cargas atuantes e ainda a restrição rotacional providenciada pelo painel. Por fim executa-se também uma verificação do sistema em relação ao Estado Limite de Serviço.

4.2 SISTEMA MADRE-PAINEL – CONSIDERAÇÕES

Os tipos de seções transversais de madres enformadas a frio que normalmente são utilizadas em estruturas deste tipo são as seções em C e Z (possibilitam maior facilidade de conexão entre o sistema madre-painel), mas também podem ser aplicadas outros modelos (perfis em Σ) [4] [19].

Entre os diferentes sistemas de coberturas existentes, os painéis do tipo sandwich são geralmente a solução mais adotada na construção pelo facto de constituir uma solução simples, completa e de fácil aplicação. Este tipo de painéis são suportados por uma estrutura secundária enformada a frio (madres) que por sua vez se encontram apoiadas na estrutura principal [14].

É de referir que a existência de nervuras nas chapas perfiladas constituintes do painel de cobertura provoca um aumento de resistência a cargas atuantes, que conseqüentemente proporciona à viga uma certa restrição lateral e rotacional.

Desta forma, o desempenho geral do sistema madre-painel traduz-se pela interação existente entre o painel, a madre e também o parafuso existente no ponto de conexão (esta conexão pode ser realizada através de parafusos auto-perfurantes ou outros tipos de fixação como os parafusos auto-atarrachantes, entre outros).

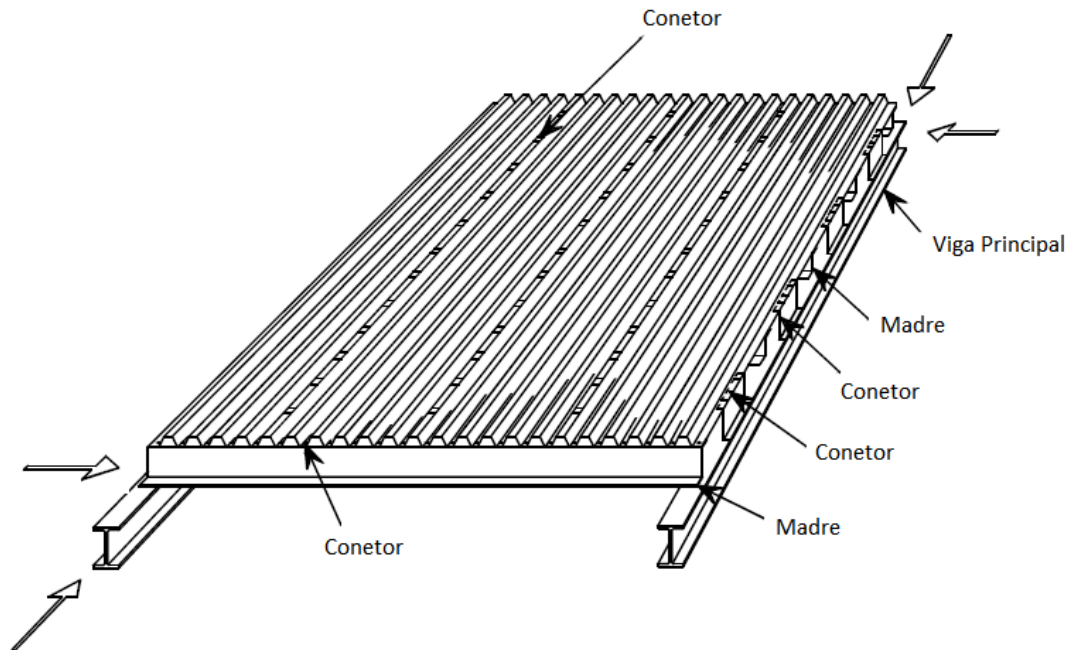


Figura 4.1 – Elementos base constituintes de um sistema madre-painel [4]

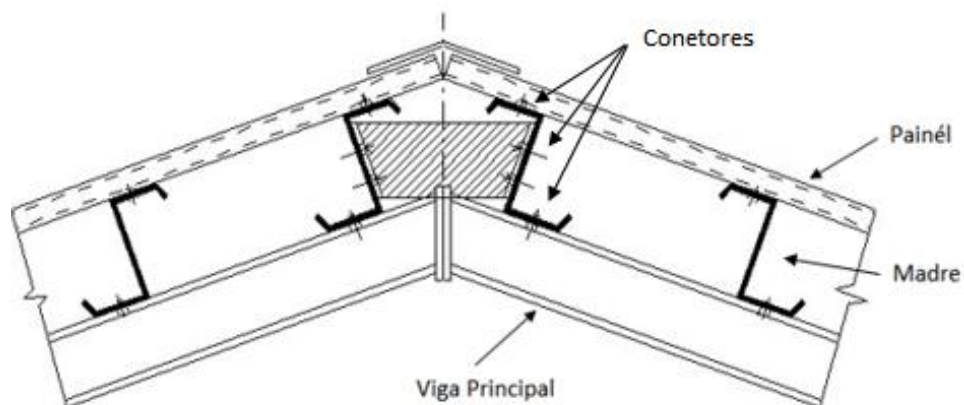


Figura 4.2 – Identificação dos elementos de uma cobertura inclinada

Os painéis são normalmente instalados em contato com o banzo superior da madre enformada a frio (ver Figura 4.3) de forma a conseguir evitar a ocorrência de encurvadura lateral nesse mesmo elemento da madre. Em coberturas, o sistema em destaque é submetido a cargas descendentes (ex.: cargas permanentes, peso próprio, sobrecargas e neve) e cargas ascendentes (ex.: ação do vento), pelo que tanto o banzo inferior como o superior podem estar comprimidos. Desta forma apenas quando o banzo superior estiver comprimido, o fenómeno de encurvadura lateral pode ser assegurado de forma direta enquanto se o banzo inferior se encontrar comprimido, deverá ser realizada uma adequada verificação de segurança [4] [14].

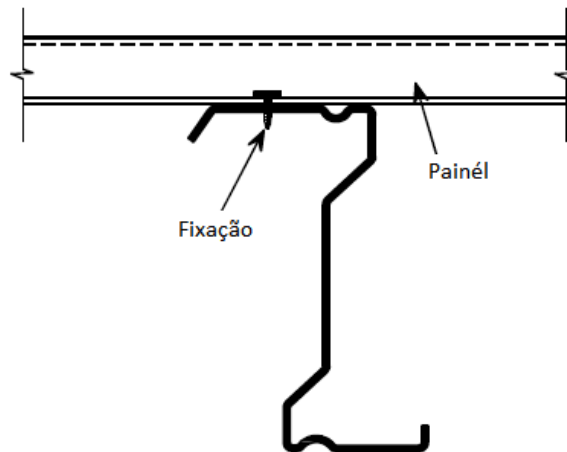


Figura 4.3 – Localização do painel de cobertura na madre [4]

Para além do tipo de carregamento atuante na estrutura (cargas descendentes ou ascendentes) é importante também conhecer as condições de apoio da madre (simplesmente apoiada ou contínua – pode incluir sobreposições de perfis nos apoios). A Figura 4.4 apresenta diferentes tipos de condições de apoio que podem ser analisadas [1] [4].

Em situações em que o sistema de restrição não consegue ter rigidez de translação e rotacional suficiente de forma a ser eficaz, então podem ser aplicados tirantes (ver Figura 4.5) para que a estrutura se comporte de forma mais adequada.

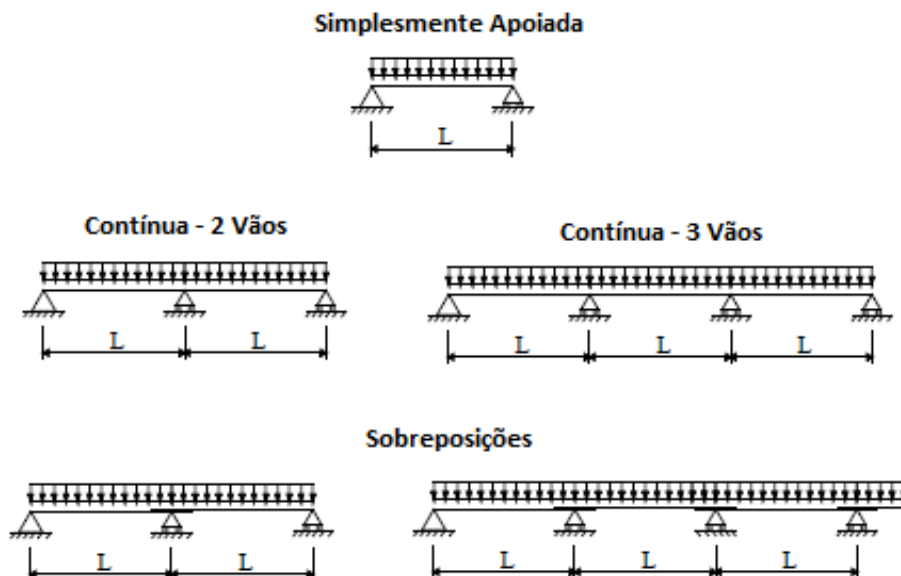


Figura 4.4 – Condições de apoio de madres [1]

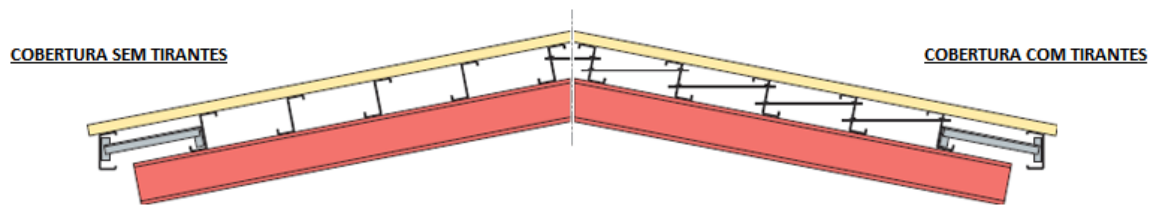


Figura 4.5 – Posição de tirantes em coberturas

4.3 FIXAÇÕES DO SISTEMA MADRE-PAINEL

Como referido anteriormente, as conexões dos sistemas madre-painel são geralmente realizadas utilizando parafusos auto-perfurantes (capazes de realizar o seu próprio furo em elementos de espessura reduzida) em elementos enformados a frio. Os parafusos auto-perfurantes são inseridos no exterior do painel que devido ao seu formato e com o auxílio de um equipamento de aparafusar, conseguem executar o seu próprio buraco resultando numa boa estabilização da estrutura.

Para além deste tipo de fixação mecânica existem também outros tipos de soluções que não serão abordadas no presente relatório, mas que podem ser aplicados, tais como [1] [11] [21]:

- Parafusos roscados com porca (fixação mecânica) – elementos de fixação que são introduzidos em orifícios previamente abertos;
- Parafusos auto-atarrachantes (fixação mecânica);
- Rebites (fixação mecânica) – fixação capaz de unir elementos onde o acesso é limitado a apenas um dos lados.
- Pinos cravados (fixação mecânica) – consiste no disparo de pinos que penetram a estrutura a ser fixa. Este tipo de fixação, geralmente não são utilizadas em sistemas madre-painel, visto que, quando empregues provocam deformações locais instantâneas na chapa do painel.
- Soldaduras – também não são frequentemente utilizadas este tipo de ligação devido ao facto dos elementos a soldar possuírem espessuras reduzidas.

É de referir que a pressão instalada na aplicação do parafuso, o tamanho e formato da cabeça do parafuso, abertura, assim como as propriedades mecânicas da anilha têm influência na restrição rotacional do sistema madre-painel.

Tabela 4.1 – Tipos de parafusos utilizados na fixação de diferentes elementos de aço

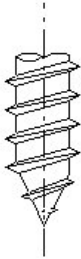
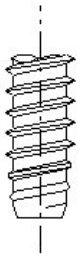
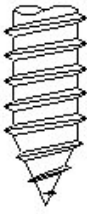
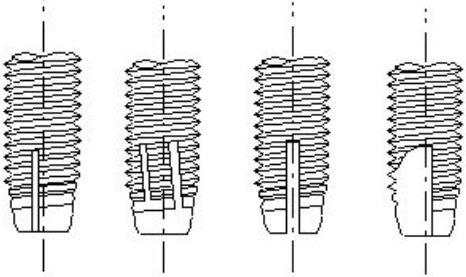
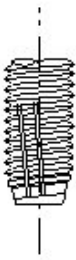
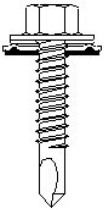


Fixações mecânicas – Parafusos		
		
<p>Tipo de parafuso utilizado para realizar a conexão entre elementos de reduzida espessura.</p>	<p>Usado em fixações de elementos de aço com espessuras maiores do que 2 mm.</p>	<p>Parafuso muito utilizado na fixação de elementos de aço esbeltos com espessuras maiores do que 4 mm.</p>
		
Tipos e formas de fios de parafusos auto-atarrachantes		
		
<p>Tipos de parafusos auto-perfurantes</p>		<p>Parafusos com porcas</p>

Tabela 4.2 – Campos de aplicação de fixações mecânicas (ECCS)

Conexão entre elementos de reduzida espessura – ("Thin to Thin Steel")	Parafusos com diâmetros de M5 a M16
	Parafusos de cabeça hexagonal com diâmetros de 6,3 ou 6,5 mm com anilha de diâmetro ≥ 16 mm e elastômero com 1 mm de espessura
	Parafusos auto-perfurantes com diâmetros entre 4,22 e 4,8 mm. Também podem ser adotados diâmetros com 5,5 mm e 6,3 mm.
	Rebites com diâmetros de 4 mm, 4,8 mm e 6,4 mm
	Junção entre duas peças de aço, através da dobra das extremidades sobrepostas uma contra a outra
Conexão entre elementos de reduzida e grande espessura – ("Thin to Thick Steel")	Parafusos com diâmetros de M5 a M16
	Parafusos auto-atarrachantes de 6,3 mm de diâmetro, com anilha de diâmetro ≥ 16 mm e elastômero com 1 mm de espessura
	Parafusos auto-perfurantes com diâmetros entre 4,22 e 4,8 mm. Também podem ser adotados diâmetros com 5,5 mm e 6,3 mm.
	Parafusos com 8 mm de diâmetro e anilha de diâmetro ≥ 16 mm e elastômero com 1 mm de espessura (opcional)
	Pinos cravados através de equipamentos de disparo

Na região onde são posicionados os parafusos, originam-se deformações locais no painel devido à concentração de tensões, causando danos graves na estrutura. Um dos maiores fenômenos mais frequentes de ocorrer devido a esta instabilidade é o denominado pull-over, que se verifica quando a cabeça do parafuso atravessa a chapa de aço completamente [14] [21].

Outro modo de falha possível é aquele que ocorre no painel quando este se encontra sujeito a cargas ascendentes tais como a ação do vento. A este fenômeno de designa-se de pull-out, ou seja, a ação atuante provoca a desagregação do sistema de cobertura incitando conseqüentemente um decréscimo da sua capacidade resistente.

Na utilização de madres de aço enformadas a frio, para além dos fenômenos acima descritos, também são geralmente possíveis de se observar outros modos de falha, tais como os apresentados seguidamente:




▪ Modos de falha de fixações submetidas ao corte:

- falha da fixação por deslizamento;
- esmagamento da fixação;
- arrancamento e inclinação da fixação;
- cedência pela chapa de aço com menor espessura;
- cedência pelas duas chapas de aço;
- falha nas extremidades.

▪ Modos de falha de fixações submetidas à tração:

- falha por tração da fixação;
- pull-out;
- pull-over;
- pull through;
- distorsão da chapa de aço.

Tabela 4.3 – Modos de falha das fixações mecânicas sujeitas a esforços de corte

Modos de falha das fixações mecânicas quando submetidas a esforços de corte		
		
Falha da fixação por deslizamento	Esmagamento da fixação	Arrancamento e inclinação da fixação
<p>Tipo de falha que pode ocorrer quando a chapa de aço é muito espessa em comparação com o diâmetro da fixação, ou quando são utilizadas fixações incompatíveis para a situação a estudar. Visto que o modo de falha é relativamente frágil, é preferível que não ocorra.</p>	<p>O esmagamento da fixação pode ocorrer com fixações ocas e em combinação com inclinação do fixador e cedência.</p>	<p>Modo de falha normal de ocorrer na fixação de chapas de aço esbeltas no qual os fios da fixação origina o arrancamento do rebite pela chapa inferior. Pode ocorrer devido à cedência de ambas as chapas de aço em conjunto com distorsão da chapa.</p>




		
Cedência pela chapa de aço com menor espessura	Cedência pelas duas chapas de aço	Falha nas extremidades
Como pode ser observado nas duas figuras representadas acima, a cedência pode ser originada apenas na chapa mais esbelta ou em ambas as chapas. Este modo de falha é o mais dúctil.		Modo de rotura que pode ocorrer quando a distância às extremidades das chapas é reduzida.

Tabela 4.4 – Modos de falha das fixações mecânicas sujeitas a esforços de tração

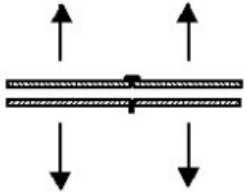
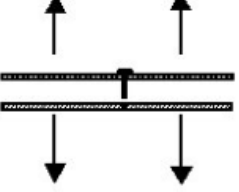
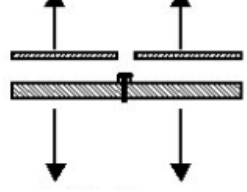
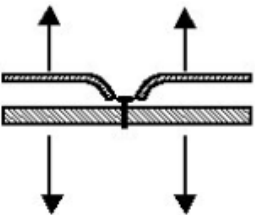
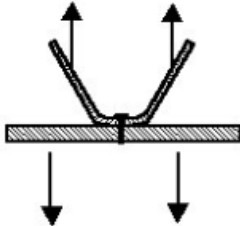
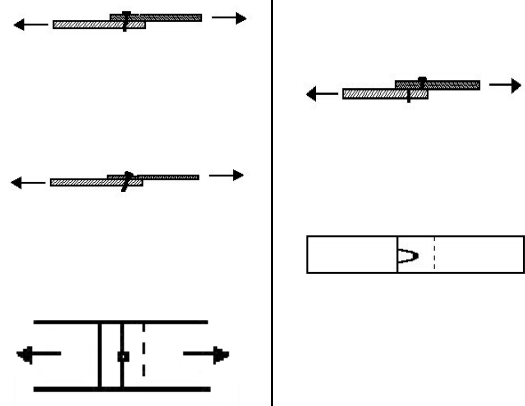
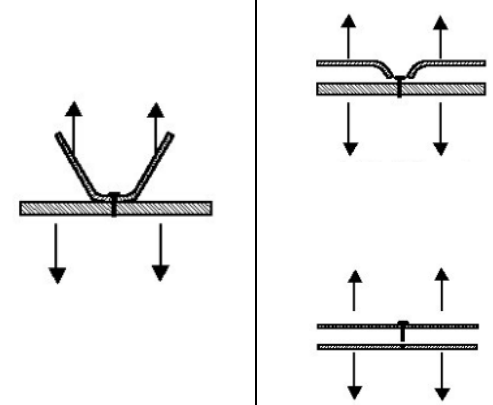
Modos de falha das fixações mecânicas quando submetidas a esforços de tração		
		
Falha por tração da fixação	Pull out	Pull over
Modo de falha por tração que pode ocorrer quando a chapa de aço é muito espessa em relação à fixação, ou quando a fixação não é a mais apropriada para a situação a estudar.	Ocorre quando o membro de apoio não possui espessura suficiente, ou quando existe reduzida ancoragem por parte da fixação.	Ocorre falha porque a cabeça da fixação é demasiado pequena para a situação em análise.
		
Pull through	Distorsão da chapa de aço	
Modo de falha que envolve flexão local da chapa de aço e pode ser acompanhado pela distorsão da anilha.	A distorsão da chapa perfilada é contabilizada como um modo de falha, e ocorre quando a fixação se encontra conetada com chapas de aço grandes e pouco rígidas.	

Tabela 4.5 – Tabela síntese com os diferentes tipos de fixações, conexões e modos de falha

Tipo de carregamento	Tipo de conexão		Tipo de fixação	Modo de falha	
	<i>“Thin to Thick”</i>	<i>“Thin to Thin”</i>		<u>Aceitável</u>	<u>Indesejável</u>
Cargas de corte	✗	✓	Rebites		
	✗	✓	Parafusos auto-perfurantes		
	✓	✓	Parafusos auto-atarrachantes		
	✓	✓	Soldaduras		
	✓	✗	Pinos cravados com alta pressão		
	✓	✗	Parafusos com porcas		
	✓	✓	Parafusos de elevada resistência à fricção		
	✓	✓	Adesivos		
Cargas de tração	✗	✓	Rebites		
	✗	✓	Parafusos auto-perfurantes		
	✓	✓	Parafusos auto-atarrachantes		
	✓	✗	Pinos cravados com alta pressão		
	✓	✓	Parafusos com porcas		
	✓	✓	Parafusos de elevada resistência à fricção		

Este tipo de informação sobre a fixação dos painéis às madres em coberturas é essencial para uma melhor compreensão do processo, tal como o conhecimento dos fenómenos associados às conexões para que no funcionamento dos sistemas terça-painel estes impactos, devido ao correspondente modo de falha, possam ser contabilizados.

4.3.1 DIMENSIONAMENTO DE FIXAÇÕES

O dimensionamento das fixações do sistema madre-painel é efetuada com base no preconizado na norma EN 1993-1-3. Na norma referida existem diferentes modos de dimensionamento de acordo com o tipo de fixação a utilizar no sistema, mas no presente relatório apenas serão estudados os parafusos auto-perfurantes (fixações mais utilizadas neste tipo de sistema) [4].

Previamente ao cálculo das fixações, devem-se conhecer as características do painel e parafuso adotados para um determinado caso de estudo.

▪ Caraterísticas do painel sandwich:

- tensão de cedência do painel (f_{yb});
- tensão última do painel (f_u);
- largura do painel (B);
- espessura da chapa externa do painel (t_{F1});
- espessura da chapa interna do painel (t_{F2});
- espaçamento entre nervuras da chapa perfilada (s);
- altura das nervuras da chapa perfilada (h_w);
- tipo de isolamento (pode ser de poliuretano, lã de rocha, EPS ou XPS)
- espessura do isolamento (D).

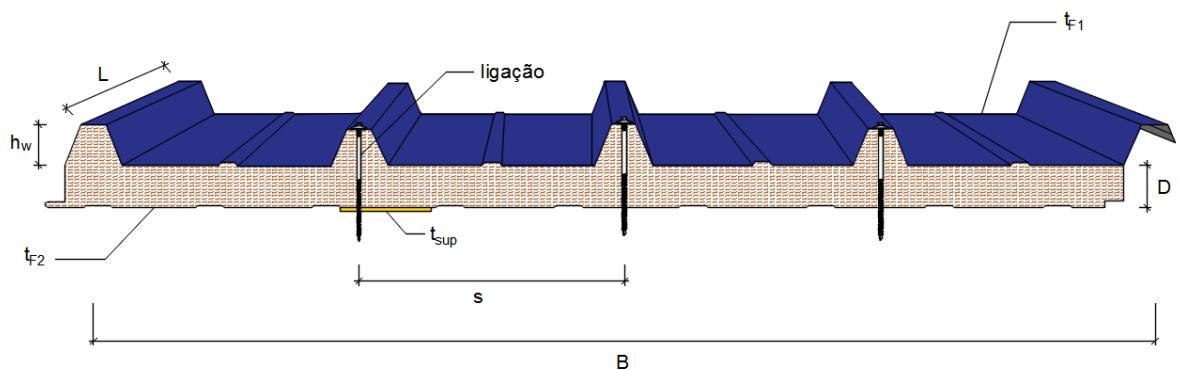


Figura 4.6 – Identificação dos diferentes elementos de um painel sandwich

▪ Caraterísticas do parafuso auto-perfurante:

- diâmetro nominal do parafuso (d);
- diâmetro da anilha ou cabeça do parafuso (d_w);
- menor diâmetro da zona roscada do parafuso (d_1);
- passo da zona roscada do parafuso (s);
- diâmetro da zona não roscada (d_s);
- resistência caraterística de corte do parafuso ($F_{v,Rk}$);
- resistência caraterística de tração do parafuso ($F_{t,Rk}$).

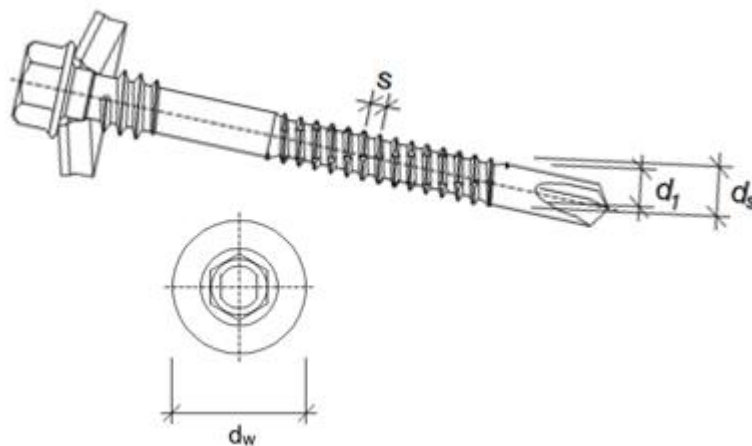


Figura 4.7 – Identificação dos diferentes elementos de um parafuso auto-perfurante

Depois de se possuírem as propriedades dos elementos referidos anteriormente, inicia-se o dimensionamento das ligações:

(1) Inicialmente verifica-se a possibilidade de se poder utilizar o parafuso escolhido, através de um conjunto de condições. Estas condições dizem respeito à posição dos parafusos (ver Figura 4.8) na estrutura e ainda ao comportamento dos mesmos em situações de tração.

▪ Condições relativas ao posicionamento dos parafusos:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 3 \times d \\ e_2 \geq 1,5 \times d \\ p_1 \geq 3 \times d \\ p_2 \geq 3 \times d \\ 3,0 \text{ mm} \leq d \leq 8,0 \text{ mm} \end{array} \right.$$

onde:

- e_1 = distância entre o centro do parafuso e a extremidade adjacente da parte conetada, na direção da transferência de carga;
- e_2 = distância entre o centro do parafuso e o canto adjacente da parte conetada, na direção perpendicular à transferência de carga;
- p_1 = distância entre o centro de dois parafusos, na direção da transferência de carga;
- p_2 = distância entre o centro de dois parafusos, na direção perpendicular à transferência de carga;
- d = diâmetro nominal do parafuso.

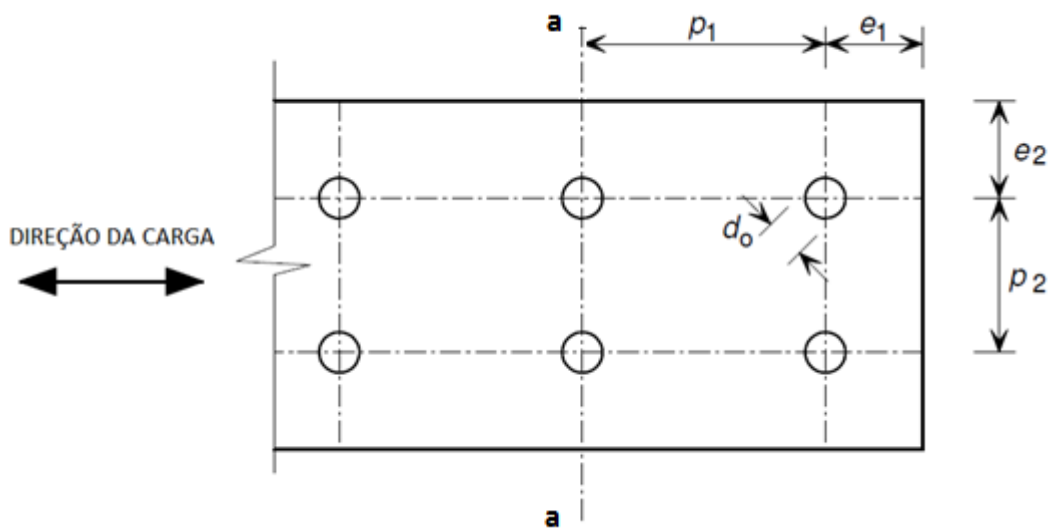


Figura 4.8 – Posição das ligações na estrutura (distâncias entre parafusos, distâncias aos cantos e distâncias às extremidades) [4]

- Condições relativas ao comportamento em tração:

$$\begin{cases} 0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \\ t_1 \geq 0,9 \text{ mm} \\ f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2 \end{cases}$$

onde:

- t = espessura da chapa externa do parafuso;
- t_1 = espessura da madre (perfil de aço enformada a frio adotado);
- f_u = tensão última do painel.

(2) Depois de terem sido verificadas e cumpridas as condições acima mencionadas, prossegue-se com o dimensionamento das ligações começando pela análise do parafuso a esforços de corte ($F_{b,Rd}$ – resistência do contato entre do parafuso + painel e $F_{v,Rd}$ – resistência do parafuso ao corte).

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

onde:

- f_u = tensão última do painel;
- d = diâmetro nominal do parafuso;
- t = espessura da chapa externa do parafuso;
- γ_{M2} = fator parcial de segurança relativo à resistência de ligações;
- α = fator dado por:

Se: $t = t_1$	— então —>	$\alpha = 3,2 \times \sqrt{t / d}$, mas: $\alpha \leq 2,1$
Se: $t_1 \geq 2,5 \times t$ e $t < 1,0$ mm	— então —>	$\alpha = 3,2 \times \sqrt{t / d}$, mas: $\alpha \leq 2,1$
Se: $t_1 \geq 2,5 \times t$ e $t \geq 1,0$ mm	— então —>	$\alpha = 2,1$
Se: $t < t_1 < 2,5 \times t$	— então —>	$\alpha =$ obtido através de interpolação

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_{M2}}$$

onde:

- $F_{v,Rk}$ = resistência característica de corte do parafuso.

Para averiguar a resistência adequada do parafuso aos esforços de corte, a seguinte condição de segurança deve ser verificada:

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 \times F_{b,Rd}$$

(3) Após a verificação da resistência da ligação ao corte, analisa-se também a capacidade resistente da mesma a esforços de tração ($F_{p,Rd}$ – capacidade resistente do parafuso ao esmagamento (Pull-through), $F_{o,Rd}$ – resistência do parafuso ao arrancamento (Pull-out) e $F_{t,Rd}$ – resistência do parafuso à tração).

No cálculo de $F_{p,Rd}$ devem-se ter em conta duas situações de carregamento (adota-se a mais condicionante):

- Parafusos sujeitos apenas a cargas estáticas (não intervém a ação do vento):

$$F_{p,Rd}^{\text{estático}} = \frac{d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

- Parafusos sujeitos à ação do vento e à combinação de cargas devido ao vento + cargas estáticas:

$$F_{p,Rd}^{\text{vento+estático}} = \frac{0,5 \times d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

onde:

- d_w = diâmetro da anilha ou cabeça do parafuso;
- t = espessura da chapa externa do parafuso;
- f_u = tensão última do painel.

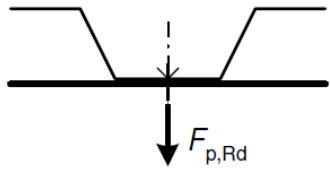
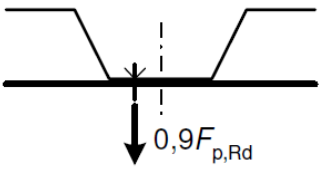
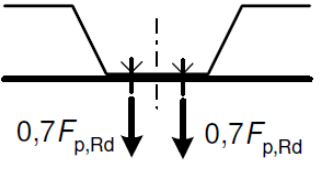
Devido à posição dos parafusos, a norma EN 1993-1-3 prevê uma redução do valor de $F_{p,Rd}$ que se efetua da seguinte forma:

$$F_{p,Rd}^{\text{reduzido}} = \min \left(F_{p,Rd}^{\text{estático}} ; F_{p,Rd}^{\text{vento+estático}} \right) \times k$$

onde:

- k = fator que depende da posição dos parafusos (ver Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – Fator de redução da resistência ao esmagamento devido à posição dos parafusos

		
$k = 1,0$	$k = 0,9$	$k = 0,7$

Os restantes valores necessários para avaliar a ligação aos esforços de tração são obtidos através da utilização das expressões:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Se: } \frac{t_{\text{sup}}}{s} < 1,0 \\ \text{Se: } \frac{t_{\text{sup}}}{s} \geq 1,0 \end{array} \right. \begin{array}{l} \xrightarrow{\text{então}} \\ \xrightarrow{\text{então}} \end{array} \begin{array}{l} F_{0,Rd} = \frac{0,45 \times d \times t_{\text{sup}} \times f_{u,\text{sup}}}{\gamma_{M2}} \\ F_{0,Rd} = \frac{0,65 \times d \times t_{\text{sup}} \times f_{u,\text{sup}}}{\gamma_{M2}} \end{array}$$

onde:

- t_{sup} = espessura da madre;
- s = passo da zona roscada do parafuso;
- d = diâmetro nominal do parafuso;
- $f_{u,\text{sup}}$ = tensão última da madre.

$$F_{t,Rd} = \frac{F_{t,Rk}}{\gamma_{M2}}$$

onde:

- $F_{t,Rk}$ = resistência característica de tração do parafuso.

As seguintes condições de segurança devem ser verificadas para analisar a capacidade resistente da ligação a esforços de tração (pelo menos uma das expressões deve ser cumprida):

$$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd} \quad \text{ou} \quad F_{t,Rd} \geq F_{0,Rd}$$

(4) Por fim calculam-se o número de parafusos (n_f) a ser utilizados num metro de comprimento de painel, conhecendo os esforços condicionantes de corte ($F_v^{\text{condicionante}}$) e tração ($F_t^{\text{condicionante}}$) da ligação estudada.

$$F_v^{\text{condicionante}} = \min (F_{b,Rd} ; F_{v,Rd})$$

$$F_t^{\text{condicionante}} = \min (F_{p,Rd}^{\text{reduzido}} ; F_{0,Rd} ; F_{t,Rd})$$

$$n_f = \frac{w_k}{\min (F_v^{\text{condicionante}} ; F_t^{\text{condicionante}})}$$

onde:

- w_k = combinação de ações atuante no parafuso: $w_k = (W \times L_i) + V_{s,m\acute{a}x}$, com:
 - W = ação do vento;
 - L_i = espaçamento entre madres;
 - $V_{s,m\acute{a}x}$ = força de corte máxima (ver 4.4.1.2).

Nesta etapa do dimensionamento da ligação de sistemas madres-painéis deverá garantir-se que o número de parafusos não seja superior a 4 ($n_f \leq 4$ parafusos/m), isto porque se tal não acontecer, o ECCS 135 para o estudo da interação do sistema deixa de ser aplicável.

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \Leftrightarrow \frac{w_k}{n_f} \leq \min (F_v^{\text{condicionante}} ; F_t^{\text{condicionante}})$$

Por fim a norma EN 1993-1-3 disponibiliza uma expressão para a verificação de segurança da ligação para a combinação de esforço de corte com esforço de tração:

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min (F_{p,Rd} ; F_{o,Rd})} + \frac{F_{v,Ed}}{\min (F_{b,Rd} ; F_{n,Rd})} \leq 1,0$$

onde:

- $F_{t,Ed}$ = esforço de tração atuante;
- $F_{v,Ed}$ = esforço de corte atuante;
- $F_{n,Rd}$ = resistência de corte da ligação segundo o eixo a-a (ver Figura 4.8) – como no caso de sistemas madres-painéis só podemos ter um alinhamento de parafusos ao longo de um metro de painel, este valor traduz-se com sendo nulo.

4.4 INTERAÇÃO ENTRE O SISTEMA MADRE-PAINEL

Na caracterização e estudo do tipo de sistema em análise é importante a consideração da interação da madre com o painel para que exista um adequado dimensionamento. Neste contexto, normalmente, o painel deve ser capaz de ter rigidez suficiente no seu plano para resistir às cargas

atuantes [14]. Assim, é essencial que o painel possua capacidade resistente suficiente para conseguir travar a madre lateralmente (restrição lateral (S) – resistência de corte no plano – ver Figura 4.9), tendo sempre em conta a rigidez de flexão do painel se existir uma ligação adequada à madre (através da chapa perfilada).

De acordo com a norma EN 1993-1-3 e o ECCS 135, a expressão que se segue utiliza-se em situações onde o painel se encontra fixo à madre e pretende-se analisar a sua capacidade resistente de conseguir restringir lateralmente no plano [3] [4] [6].

$$S_i \geq S \Leftrightarrow S_i \geq \left(E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{L^2} \times \frac{h^2}{4} \right) \times \frac{70}{h^2}$$

onde:

- S_i = rigidez de corte para a estabilização de uma madre (ver 4.4.1.2);
- $E \times I_w$ = rigidez de empenamento da madre;
- $G \times I_T$ = rigidez torsional da madre;
- $E \times I_z$ = rigidez de flexão da madre;
- L = comprimento da viga (vão) a ser estabilizada;
- h = altura da seção transversal (perfil adotado para a madre).

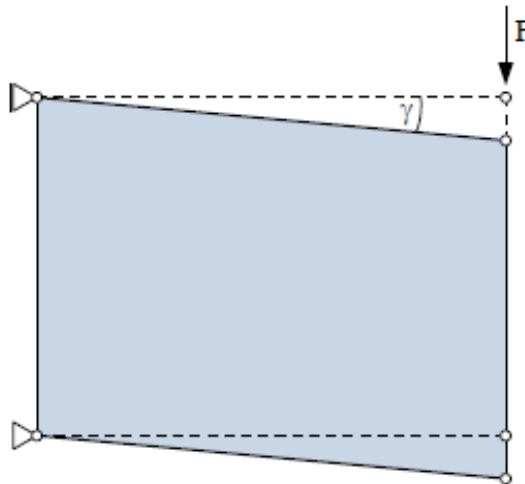


Figura 4.9 – Representação esquemática da movimentação lateral do painel

O comportamento da madre restringida lateralmente pelo painel deve ser modelado como apresentado na figura 4.9. A ligação entre a madre e o painel deve ser assumida como

suficientemente rígida, tal que exista restrição torsional da viga. Esta restrição, segundo a norma EN 1993-1-3 é representada por uma mola rotacional de rigidez $C_{\vartheta} = C_D$ [6].

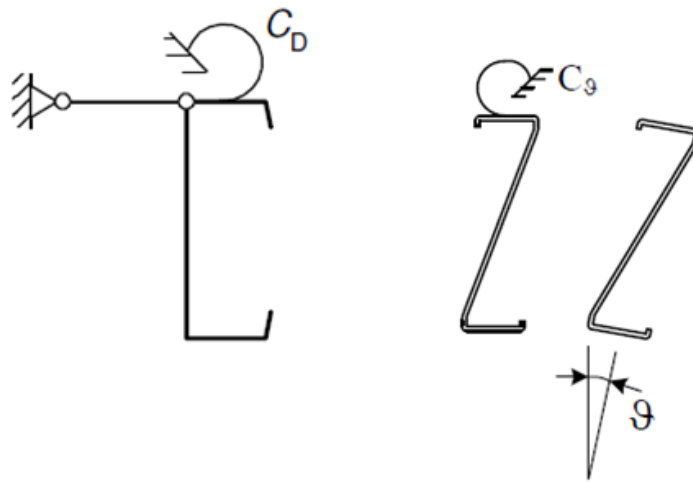


Figura 4.10 – Restrição torsional [6]

Desta forma, o banzo livre da madre é considerado como uma viga numa fundação elástica onde q_{Ed} é uma carga vertical, K é a rigidez de uma mola lateral equivalente e k_h é um fator de carga lateral equivalente.

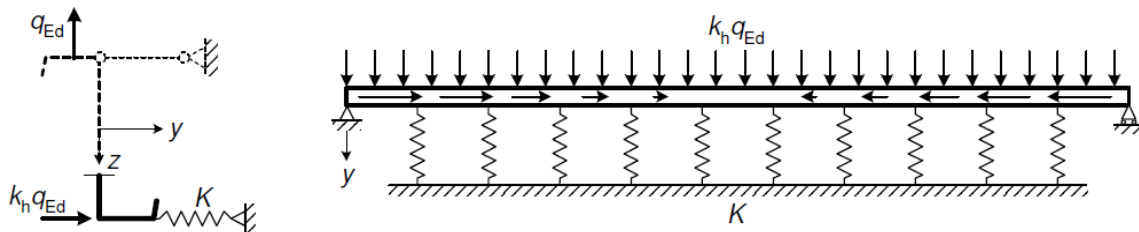


Figura 4.11 – Modelo de madres restringidas à torção por painéis [4]

Observando a Figura 4.11 podemos constatar que existe uma substituição da mola rotacional C_{ϑ} por uma mola lateral de rigidez K . É também importante salientar que o modelo que simula o banzo livre como uma viga em fundação elástica, apresenta efeitos de torção e encurvadura lateral (incluindo distorsão da seção transversal) em vãos simplesmente apoiados e em situações de cargas ascendentes (ex.: ação do vento). Em suma, os parâmetros utilizados no cálculo da rigidez da mola lateral K são [1] [4] [14] [19]:

- Rigidez rotacional da ligação entre o painel e a madre ($C_{\vartheta,A} = C_{D,A}$);

- Distorsão da seção transversal da madre enformada a frio (K_{θ});

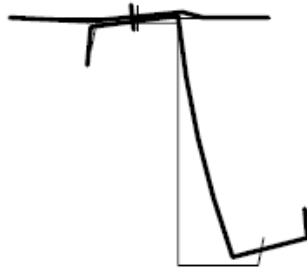


Figura 4.12 – Distorsão da seção transversal [4]

- Rigidez de flexão do painel ($C_{\theta,c} = C_{D,c}$).

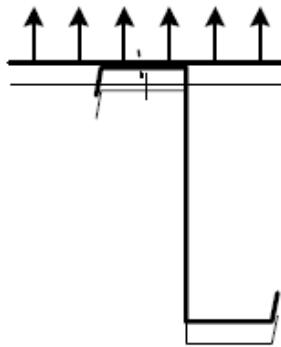


Figura 4.13 – Flexão da madre [4]

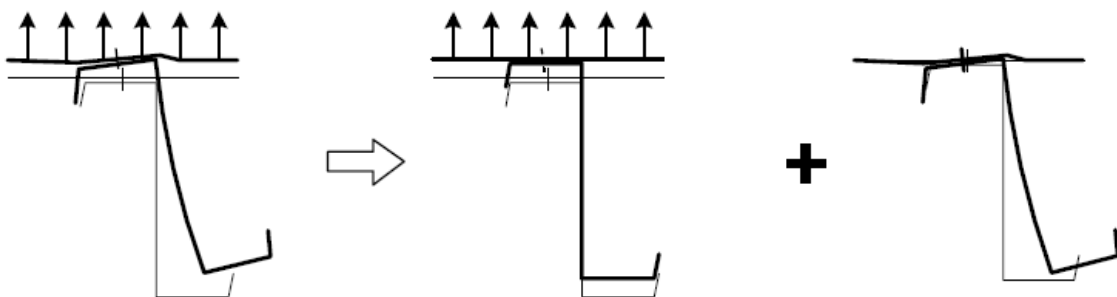


Figura 4.14 – Deformação total da madre (distorsão + flexão)

Segundo a norma EN 1993-1-3, a restrição torsional da madre, dada pela mola rotacional C_{θ} deve ser calculada com base na rigidez da ligação do sistema e a rigidez do painel. Desta forma, a expressão preconizada na norma referida traduz-se da seguinte forma [4] [6]:

$$\frac{1}{C_{\theta}} = \frac{1}{C_{\theta,A}} + \frac{1}{C_{\theta,C}}$$

onde:

- C_{θ} = rigidez rotacional da mola;
- $C_{\theta,A}$ = rigidez da conexão entre o painel e a madre;
- $C_{\theta,C}$ = rigidez de flexão do painel.

O cálculo de $C_{\theta,A}$ é referenciado na EN 1993-1-3 através de expressões (limitadas a um determinado tipo de ligação) e testes experimentais. O valor de $C_{\theta,C}$ também se encontra exposto na mesma norma.

É importante referir que na elaboração do presente relatório de estágio calculou-se $C_{\theta,C}$ como mencionado na EN1993-1-3, mas $C_{\theta,A}$ calculou-se através do ECCS 135 (devido às expressões limitadas referidas anteriormente). Também é de salientar que a restrição lateral da madre (resistência ao corte no plano – S) foi calculada através do ECCS 135 visto que a EN 1993-1-3 não disponibiliza qualquer expressão ou método de cálculo.

4.4.1 RESTRIÇÃO DA MADRE NO PLANO DE CORTE

Como anteriormente referido, os painéis sandwich possuem uma elevada rigidez quando submetidos a cargas no seu plano, por isso é que são muito utilizados para estabilizar madres em coberturas (entre outras aplicações).

A deformação dos painéis sandwich quando fixos às madres em coberturas, provocam cargas de corte no plano que podem ser geralmente desprezadas (a flexibilidade das ligações frequentemente são responsáveis pela flexibilidade de corte).

Desta forma, as ligações no sistema devem ser dimensionadas para ter em conta as cargas de corte no seu plano fazendo com que os estudos da resistência de corte de painéis, de forma individual, devam ser efetuados. Esta resistência mencionada é influenciada por imperfeições que possam existir através do mau contato entre o painel e madre (má fixação do sistema), propriedades de materiais e espessura interveniente nos cálculos [1] [14].

Neste contexto, antes de se iniciar os processos de cálculo preconizados no ECCS 135, é necessário conhecer alguns parâmetros em relação à cobertura em estudo (cargas atuantes (descendentes e ascendentes) e disposição de madres), às ligações e ao painel (ver 4.3.1) e também verificar as condições de aplicabilidade na norma mencionada, através de um conjunto de condições.

▪ Parâmetros referentes à cobertura:

- vão a estabilizar (L);
- número de vigas a estabilizar (m);
- espaçamento entre madres (L_i);
- inclinação da cobertura (β);
- número de tirantes;
- distância entre tirantes (L_a);
- número de vãos entre madres (L_s);
- cargas atuantes na cobertura (PP_{perfil} , cargas permanentes – G , sobrecargas – Q , ação do vento – W).

É importante referir que após conhecer-se as cargas atuantes na cobertura, é necessário proceder-se ao cálculo da carga e momento descendente atuante (q_d^{gravity} e M_{Ed}^{gravity}) e ao cálculo da carga e momento ascendente atuante (q_d^{uplift} e M_{Ed}^{uplift}).

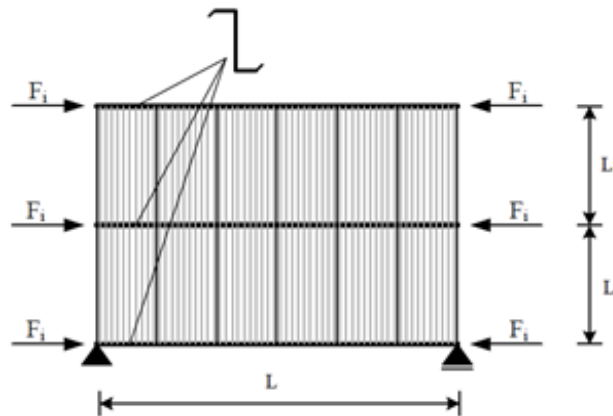


Figura 4.15 – Parâmetros intervenientes no sistema madre-painel [6]

▪ Verificação da aplicabilidade do ECCS 135:

$5.5 \text{ mm} \leq d \leq 8.0 \text{ mm}$
$40 \text{ mm} \leq D$
$0.40 \text{ mm} \leq t_{\text{cor},F2} \leq 1.00 \text{ mm}$
$1.50 \text{ mm} \leq t_{\text{cor},\text{sup}} \leq 10.0 \text{ mm}$

Figura 4.16 – Condições de aplicabilidade do ECCS 135 para avaliar a restrição lateral [6]

onde:

- d = diâmetro nominal do parafuso;
- D = espessura do isolamento do painel;
- $t_{cor,F2}$ = espessura da chapa interna do painel;
- $t_{cor,sup}$ = espessura do elemento de suporte (madre).

Após a validação das condições acima descritas, então pode-se iniciar a verificação do sistema em relação à restrição lateral.

4.4.1.1 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO DO SISTEMA

A rigidez da ligação do painel à estrutura de suporte (k_v), segundo o ECCS 135, é condicionada pelos seguintes parâmetros [6]:

- rigidez de flexão do parafuso ($E \times I$);
- fixação da cabeça do parafuso;
- rigidez da fixação do parafuso à madre (C_{sup});
- rigidez da chapa perfilada interna do painel (k_{F2});
- rigidez da chapa perfilada externa do painel (k_{F1}).

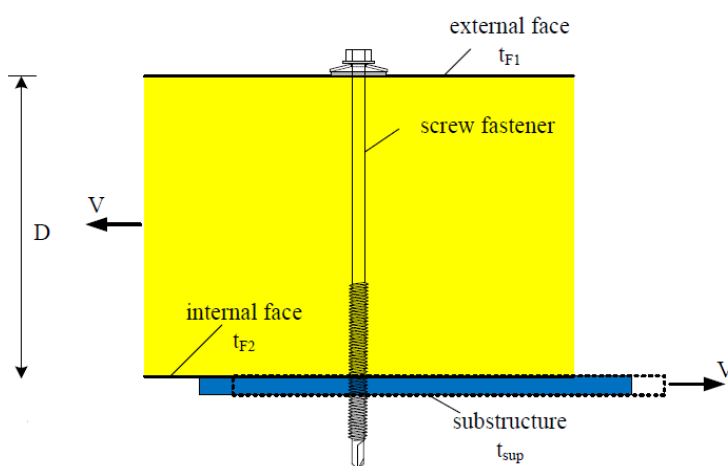


Figura 4.17 – Componentes individuais intervenientes na fixação do sistema madre-painel [6]

Neste contexto, a rigidez de translação da ligação do sistema calcula-se através da aplicação das seguintes expressões:

$$k_{F2} = \begin{cases} \frac{6,93 \times f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,26 \text{ mm} + 0,8 \times t_{F2}} & \xrightarrow{SE} & 0,40 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 0,70 \text{ mm} \\ \frac{4,2 \times f_{u,F2} \times \sqrt{t_{cor,F2}^3 \times d_1}}{0,373 \text{ mm}} & \xrightarrow{SE} & 0,70 \text{ mm} \leq t_{cor,F2} \leq 1,00 \text{ mm} \end{cases}$$

onde:

- $t_{cor,F2}$ = espessura da chapa perfilada interna do painel;
- $f_{u,F2}$ = tensão última da chapa interna do painel;
- d_1 = menor diâmetro da zona roscada do parafuso.

$$C_{sup} = 2400 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{t_{cor,sup} \times d_1^5}$$

onde:

- $t_{cor,sup}$ = espessura da estrutura de suporte.

$$E \times I = 200000 \text{ N/mm}^2 \times \frac{\pi \times d_s^4}{64}$$

onde:

- d_s = diâmetro da zona não roscada do parafuso.

$$x_F = 1 - \frac{\frac{1}{k_{F2}} - \frac{D \times t_{cor,sup}}{2 \times C_{sup}} - \frac{D \times t_{cor,sup}^2}{8 \times E \times I}}{\frac{1}{k_{F2}} + \frac{D^2}{C_{sup}} + \frac{D^2 \times (2 \times D + 3 \times t_{cor,sup})}{6 \times E \times I}}$$

onde:

- x_F = fator interveniente no cálculo da rigidez da ligação do sistema;
- D = espessura do isolamento do painel.

$$k_v = \frac{1}{\frac{x_F}{k_{F2}} + \frac{t_{cor,sup}^2 + 2 \times (1 - x_F) \times D \times t_{cor,sup}}{4 \times C_{sup}} + \frac{3 \times (1 - x_F) \times D \times t_{cor,sup}^2 + t_{cor,sup}^3}{24 \times E \times I}}$$

4.4.1.2 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DE CORTE

Na determinação da rigidez de corte (S) para estabilizar uma madre necessita-se de conhecer, primeiramente, os afastamentos dos parafusos no painel sandwich tal como demonstra a figura que se segue [6]:

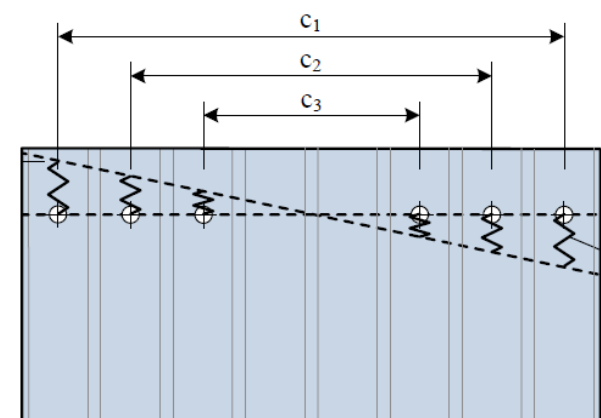


Figura 4.18 – Posição dos parafusos no painel [6]

onde:

- c_1 = distância entre parafusos extremos;
- c_2 = distância entre parafusos internos;
- c_3 = distância entre os dois parafusos mais próximos (como por metro de painel apenas podemos ter 4 parafusos, então c_3 é nulo).

Após a obtenção da posição e distância dos parafusos que irão atuar no sistema, calculam-se as forças de estabilização (forças de compressão – F_i – ver Figura 4.15) e verifica-se a expressão $S_i \geq S$ (ver 4.4) para analisar o travamento lateral da madre. Dependendo da situação de apoio das vigas em análise é necessário avaliar a deformação inicial (e_0) observada aquando a atuação das forças de estabilização referidas. Tratando-se de vigas simplesmente apoiadas (momento máximo a meio vão), e_0 calcula-se da seguinte forma [6]:

$$e_0 = \frac{L}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

onde:

- L = vão total a estabilizar;

- m = número de vigas a estabilizar.

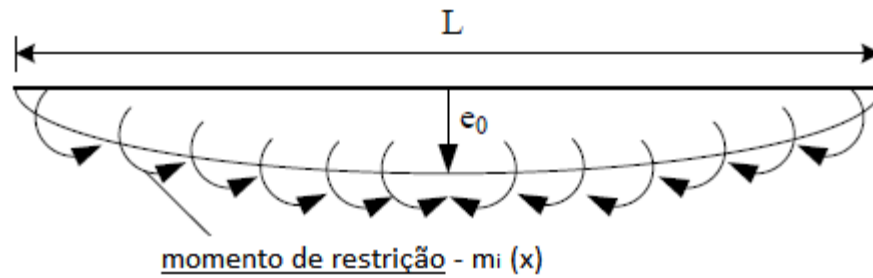


Figura 4.19 – Deformação inicial a meio vão da viga e momento de restrição [6]

Refere-se ainda que as forças de compressão estabilizadoras que atuam nas madres mantêm-se constante na direção longitudinal da viga. Se forem consideradas vigas sem carga axial, a força normal resultante do momento fletor M_d no banzo comprimido calcula-se aplicando [6]:

$$F_i = \frac{M_d}{h}$$

onde:

- M_d = máximo momento atuante na cobertura entre $M_{Ed}^{gravity}$ e M_{Ed}^{uplift} ;
- h = altura da seção transversal.

Na estabilização de um elemento comprimido sujeito a esforços axiais, F_i deve ser calculado de forma diferente:

$$F_i = N_d$$

onde:

- N_d = esforço axial atuante.

Para a estabilização de elementos submetidos a esforços axiais e momento fletor (encurvadura por flexão), F_i calcula-se:

$$F_i = N_d + \frac{M_d}{h}$$

Se elementos propícios de sofrer encurvadura lateral, então:

$$F_i = \frac{N_d}{2} + \frac{M_d}{h}$$

Desta forma, após a determinação das forças estabilizadoras atuantes na estrutura de suporte, verifica-se o travamento da viga lateralmente. Se a condição já referida for cumprida então pode-se constatar que a madre se encontra restringida contra deslocamentos laterais no plano do painel.

$$S_i \geq S \Leftrightarrow S_i \geq \left(E \times I_w \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_T + E \times I_z \times \frac{\pi^2}{L^2} \times \frac{h^2}{4} \right) \times \frac{70}{h^2}$$

onde:

$$S_i = \frac{k_v}{2 \times B} \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2, \text{ com: } B = \text{largura do painel sandwich.}$$

Depois da verificação do travamento lateral da madre, é importante também calcular as forças que se originam nos parafusos. Estas forças devem ser consideradas também no dimensionamento dos parafusos (mesmo que a condição para se adotar a viga lateralmente travada for cumprida), daí a menção desta particularidade feita em 4.3.1.

Assim, devido a estas forças, o momento de restrição (m_i) é convertido num momento $M_{S,m\acute{a}x}$ (momento de restrição máximo) que pode ser aproximadamente calculado através da seguinte expressão [6]:

$$M_{S,m\acute{a}x} = m_{i,m\acute{a}x} \times B = F_i \times \left(\frac{\pi}{L} \right) \times e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \times B$$

Contudo, o momento de restrição máximo ($M_{S,m\acute{a}x}$) resulta em forças de corte V_S^M nos parafusos que atuam na direção longitudinal do painel. Os maiores valores destas forças observam-se nas fixações mais afastadas do painel, pelo que se traduzem da seguinte forma:

$$V_{S,m\acute{a}x}^M = \frac{M_{S,m\acute{a}x}}{\sum \frac{c_k}{c_1}}$$

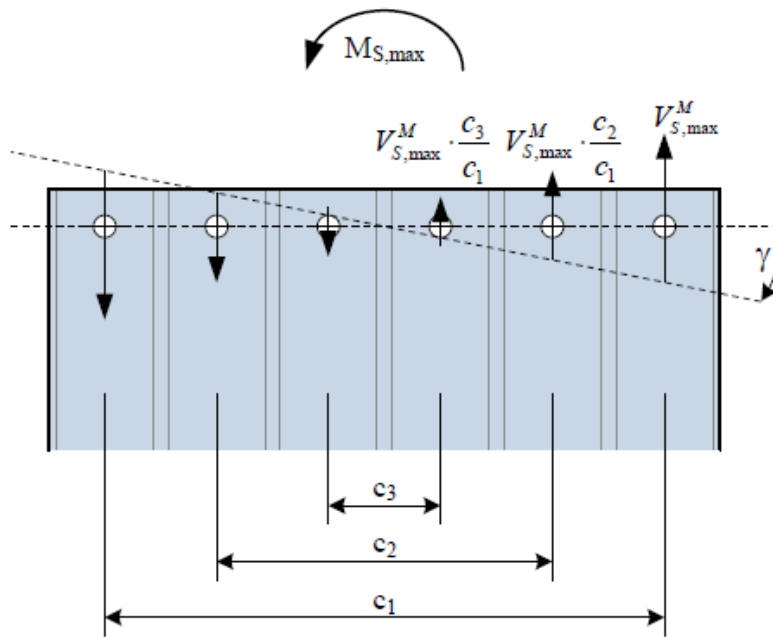


Figura 4.20 – Forças resultantes do momento de restrição máximo ($M_{S,máx}$) [6]

Realizando uma análise na Figura 4.20, observa-se que o painel possui momentos M_S resultantes da estabilização da madre enformada a frio, mas nos apoios extremos constata-se o aparecimento de forças adicionais Q_S na direção transversal devido ao momento de equilíbrio. Se for assumida uma distribuição constante nos parafusos do canto transversal, então uma força V^Q para apenas uma fixação pode ser tomado como [6]:

$$V_{S,máx}^Q = \frac{m \times M_{S,máx}}{L_S \times n_f}$$

Depois da obtenção de $V_{S,máx}^M$ e $V_{S,máx}^Q$ finaliza-se com o cálculo da força de corte máxima de um parafuso ($V_{S,máx}$) que deverá ser acrescentada aquando do dimensionamento das fixações. Esta força determina-se através da seguinte equação:

$$V_{S,máx} = \sqrt{(V_{S,máx}^M)^2 + (V_{S,máx}^Q)^2}$$

Por fim, os deslocamentos resultantes da estabilização devem ser verificados (limitação de deformações). Assim, o ângulo existente entre o painel sandwich e a viga estabilizada ($\gamma_{máx}$) deve tomar maior valor nos extremos da mesma.

$$\gamma_{\text{máx}} \leq \gamma_{\text{limite}} \Leftrightarrow e_0 \times \frac{\pi}{L} \times \frac{1}{\frac{S_i}{F_i} - 1} \leq \frac{1}{750}$$

4.4.2 RESTRIÇÃO TORSIONAL DA MADRE

4.4.2.1 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DE FLEXÃO DO PAINEL

Como referido anteriormente, a rigidez de flexão do painel sandwich ($C_{\theta,c}$) calcula-se com base em expressões preconizadas na norma EN 1993-1-3. Desta forma, de forma conservativa, $C_{\theta,c}$ pode ser obtido através da seguinte aplicação [4]:

$$C_{\theta,c} = \frac{k \times E \times I_{\text{eff}}}{s}$$

onde:

- E = módulo de elasticidade;
- I_{eff} = momento de inércia efetivo do painel sandwich;
- s = espaçamento entre madres;
- k = coeficiente numérico (ver Figura 4.21).

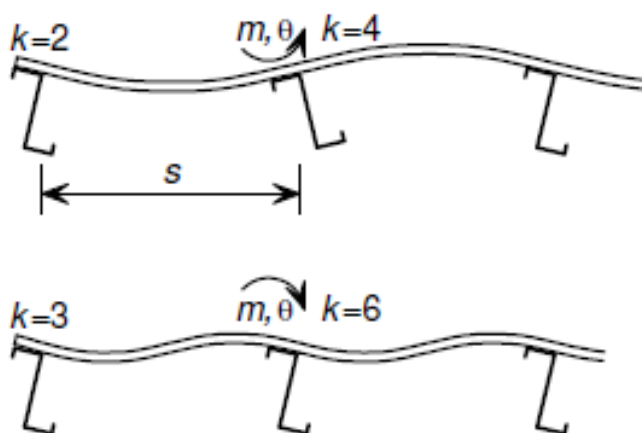


Figura 4.21 – Modelo para o cálculo de $C_{\theta,c}$

Normalmente utilizam-se mais os valores de $k = 2$ ou $k = 4$ (esquema superior), isto porque o esquema inferior traduz uma deformada mais difícil de ocorrer em casos de sistemas madre-painel.

4.4.2.2 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA CONEXÃO ENTRE O PAINEL E A MADRE

A análise da rigidez da conexão entre o sistema madre-painel ($C_{\theta,A}$) efetua-se através de procedimentos descritos no ECCS 135 [6] onde é necessário, inicialmente, verificar um conjunto de condições de aplicabilidade da norma mencionada. É ainda necessário um cálculo prévio do módulo de elasticidade do isolamento do painel (E_c) a utilizar.

Existem diferentes tipos de isolamentos de painéis sandwich, mas os mais frequentes de se utilizarem são os de poliuretano (PUR) e os de lã de rocha (MW), logo, serão estes os abordados no relatório.

▪ Cálculo de E_c :

Para se obter o valor do módulo de elasticidade do isolamento do painel, é necessário conhecer também os valores dos módulos de elasticidade de compressão e de tração do mesmo (E_{cc} e E_{ct} respetivamente). Estes módulos de elasticidade são obtidos de acordo com o tipo de isolamento adotado, tal como [6]:

$$\begin{cases} E_{cc} = 4 \text{ N/mm}^2 & \xrightarrow{SE} & \text{Isolamento em poliuretano (PUR)} \\ E_{cc} = 4 \text{ N/mm}^2 & \xrightarrow{SE} & \text{Isolamento em lã de rocha (MW)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_{ct} = 3 \text{ N/mm}^2 & \xrightarrow{SE} & \text{Isolamento em poliuretano (PUR)} \\ E_{ct} = 6 \text{ N/mm}^2 & \xrightarrow{SE} & \text{Isolamento em lã de rocha (MW)} \end{cases}$$

Desta forma, E_c calcula-se aplicando:

$$E_c = 0,5 \times (E_{cc} + E_{ct})$$

▪ Critérios de aplicabilidade do ECCS 135:

Na verificação destes critérios, é de referir que apenas a condição referente à força de tração característica do isolamento do painel não será analisada, isto porque, não existem dados suficientes para tal.

Tabela 4.7 – Critérios de aplicabilidade do ECCS 135 para a análise da restrição torsional de madres [6]

$60 \text{ mm} \leq b \leq 180 \text{ mm}$	hot rolled beams symmetric about minor axis
$60 \text{ mm} \leq b \leq 80 \text{ mm}$	cold formed Σ -, Z-, U- or C-section
$2.0 \text{ N/mm}^2 \leq E_C \leq 8.0 \text{ N/mm}^2$	elastic modulus of the core material (mean value)
$0.38 \text{ mm} \leq t_{\text{cor}} \leq 0.71 \text{ mm}$	core sheet thickness of the face t_{F1} , t_{F2} (steel)
$0.50 \text{ mm} \leq t \leq 0.65 \text{ mm}$	sheet thickness of the face t_{F1}, t_{F2} (aluminium)
$1 \text{ m}^{-1} \leq n_f \leq 4 \text{ m}^{-1}$	number of fasteners per meter length in the governing line of fixing
q	torsional restraint is only provided with downward loading and only for predominantly static loading
f_{cc}	compression strength of the core material (characteristic value) $f_{cc} \geq 0.08 \text{ N/mm}^2$ core materials PU and EPS $f_{cc} \geq 0.05 \text{ N/mm}^2$ core material mineral wool
$f_{ct} \geq 0.06 \text{ N/mm}^2$	tensile strength of the core material (characteristic value)
$d_w \geq 16 \text{ mm}$	diameter of washer
$L_e \geq d_c$	overhang of the panel (see Fig. 2.4), distance to the edge of an opening

onde:

- b = largura do banço da seção transversal;
- E_C = módulo de elasticidade do isolamento do painel;
- t_{cor} = espessura da chapa perfilada externa e interna do painel;
- n_f = número de parafusos/m de painel;
- f_{cc} = força de compressão característica do isolamento do painel;
- f_{ct} = força de tração característica do isolamento do painel;
- d_w = diâmetro da anilha ou cabeça do parafuso.

Após a validação das condições acima descritas, começa-se por determinar os parâmetros c_1 , c_2 , c_3 que dependem não só do tipo de isolamento do painel, como também da geometria da chapa externa do painel (chapa perfilada ou ligeiramente perfilada/lisa).

Estes parâmetros encontram-se descritos na Tabela 4.8, mas só podem ser aplicados se a seguinte condição geométrica for verificada:

$$h_w = \text{altura da nervura da chapa} \geq 30 \text{ mm}$$

Tabela 4.8 – Parâmetros c_1 , c_2 e c_3

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				

Para além dos parâmetros referidos, é também importante conhecer os valores de $C_{\theta 1}$ e $C_{\theta 2}$ (parâmetros que intervêm no cálculo da rigidez torsional) – ver Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Parâmetros $C_{\theta 1}$ e $C_{\theta 2}$

	hot rolled beams symmetric about minor axis	cold formed Σ -, Z-, U- or C-section
$C_{\theta 1}$	$c_1 \cdot E_{C,t,\theta} \cdot b^2$	$c_3 \cdot E_{C,t,\theta}$
$C_{\theta 2}$	$c_2 \cdot n_f \cdot E_{C,t,\theta} \cdot b_k^2$ ¹⁾	0
$E_{C,t,\theta}$	$E_{C,t,\theta} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\theta,t}} \cdot \sqrt{k_1^3}$, where $k_1 = \frac{\sigma_{w,+80^\circ C}}{\sigma_{w,+20^\circ C}}$ ²⁾	
m_K	$q \cdot \frac{b}{2}$	$q \cdot b$
¹⁾ $C_{\theta 2} = 0$ for hidden fixings		
²⁾ for defining the factor k_1 see also EN 14509 [24], A.5.5.5		

onde:

- b_k = distância entre uma linha de fixação e a linha de contato (ver Figura 4.22);
- $E_{C,t,\theta}$ = parâmetro necessário para o cálculo de $C_{\theta 1}$;
- k_1 e $\varphi_{\theta,t}$ = fator de redução que considera as tensões de enrugamento causadas pelas temperaturas elevadas, e fator que depende da carga de menor duração (ex.: ação do vento), respetivamente.

Estes dois últimos fatores referidos não são muito explícitos no ECCS 135, e por essa razão procuraram-se soluções noutra bibliografia da especialidade. Desta forma, utilizou-se a prEN 14509 (2006) [7] que refere que k_1 pode tomar valor igual a 1 ($k_1 = 1$) e $\varphi_{\theta,t}$ pode ser considerado nulo ($\varphi_{\theta,t} = 0$).

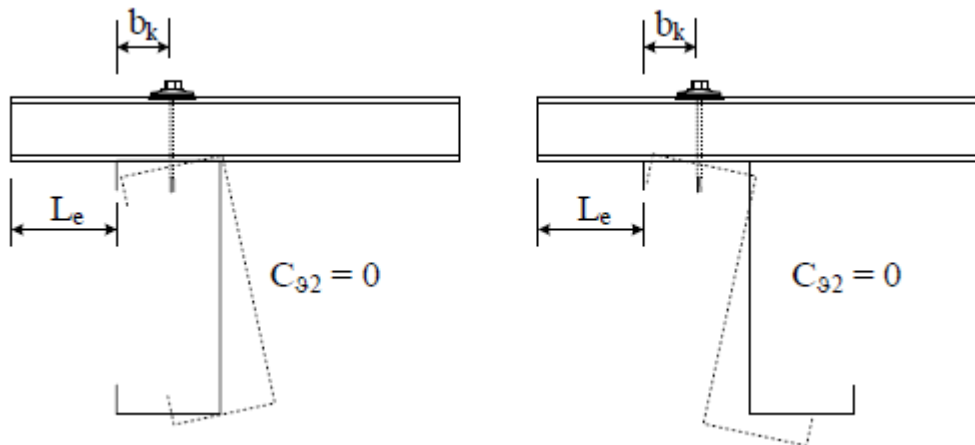


Figura 4.22 – Definição de b_k [6]

Por fim, depois da obtenção de todos os fatores e parâmetros, procede-se ao cálculo da rigidez da conexão do sistema madre-painel ($C_{\vartheta,A}$). Nesta região ocorre uma relação momento-rotação geral que é tida em conta no dimensionamento da rigidez da mola (C_{ϑ}) da ligação do painel quando submetido a cargas descendentes – ver Figura 4.23.

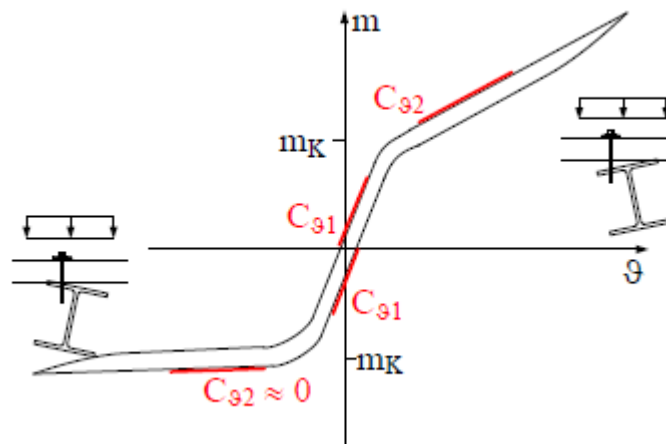


Figura 4.23 – Relação momento-rotação geral da ligação entre o painel e a madre [6]

Desta forma, $C_{\vartheta,A}$ calcula-se através de:

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

Finaliza-se a análise de $C_{\vartheta,A}$ verificando a limitação do momento estabilizador ($m_{\vartheta,A}$) e a limitação da rotação da madre estabilizada (ϑ).

▪ Limitação do momento estabilizador:

Devido à rigidez da ligação entre a madre e o painel ($C_{\vartheta,A}$), o momento estabilizador deve ser limitado ao momento de contato (m_k). De acordo com a expressão seguinte, o momento estabilizador obtêm-se aplicando:

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









onde:

- ϑ_0 = rotação/imperfeição inicial, que deve ser considerada com valor de 0,06;
- k_c = fator de correção (EN 1993-1-1) – ver Tabela 4.10;
- I_z = momento de inércia da seção, em torno do eixo z;

O momento de contato (m_k) é determinado para o Estado Limite Último (ELU), ou seja:

$$m_k = q_d^{ELU} \times b$$

Tabela 4.10 – Fator de correção k_c [3]

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

- Limitação da rotação da madre estabilizada:

A limitação da rotação é limitada através da seguinte expressão:

$$\vartheta \leq 0,08 \Leftrightarrow \frac{m_k}{C_{\vartheta,A}} \leq 0,08$$

O momento de contato (m_k) é determinado para o Estado Limite de Serviço (ELS), ou seja, para a combinação de ações característica:

$$m_k = q_d^{\text{ELS}} \times b$$

4.4.2.3 DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ TORSIONAL

A obtenção da rigidez torsional é efetuada através da expressão já referida em 4.4, mas o ECCS 135 disponibiliza também uma verificação adicional a ser efetuada para quantificar o nível de travamento que o painel providencia à madre.

Neste contexto, a expressão é dada por [3] [6]:

$$C_{\vartheta} \geq \frac{M_{pl,k}^2}{E \times I_z} \times K_{\vartheta} \times K_v$$

onde:

- M_{pl} = momento plástico de flexão da madre a estabilizar;
- K_v = fator que toma os seguintes valores:

$$\left\{ \begin{array}{ll} K_v = 0,35 & \xrightarrow{\text{SE}} \text{ dimensionamento elástico} \\ K_v = 1,00 & \xrightarrow{\text{SE}} \text{ dimensionamento plástico} \end{array} \right.$$

- K_{ϑ} = fator que depende da distribuição de momentos (EN 1993-1-1).

A Tabela 4.11 apresenta os diferentes valores de K_{ϑ} para os diferentes tipos de distribuição de momentos, que é consequentemente dependente das condições de apoio da viga a estabilizar.

Tabela 4.11 – Coeficiente K_{θ} (depende do travamento e distribuição de momentos) [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

Se a expressão referida anteriormente for cumprida, então a viga pode ser considerada totalmente restringida em relação à torsão.

Por outro lado, se nem a expressão da rigidez torsional, nem a expressão da rigidez de corte forem cumpridas, então considera-se apenas a existência de restrição parcial da madre pelo painel sandwich [6].

4.5 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ACORDO COM A NORMA EN 1993-1-3

A norma EN 1993-1-3 disponibiliza algumas provisões que devem ser aplicadas a madres de seção transversal Z, C, Σ , U e “Hat” com $h / t < 233$, $c / t \leq 20$ (reforços simples) e $d / t \leq 20$ (reforços duplos) [1] [4] [19].

É referido ainda que as condições propostas podem ser utilizadas em sistemas estruturais de madres com tirantes, contínuas, e sistemas sobrepostos.

Para obter uma restrição lateral adequada, geralmente utilizam-se chapas de aço trapezoidais ou outros perfis de chapa de aço com rigidez suficiente, conectadas continuamente ao banzo superior da madre.

As madres de cobertura deve também possuir dispositivos nos apoios, tais como grampos (ver Figura 4.24), que previnem a rotação e deslocamento lateral nos apoios. Os efeitos das forças no

plano do painel, que são transmitidos aos apoios viga, devem ser tidos em conta no dimensionamento destes mesmos dispositivos.

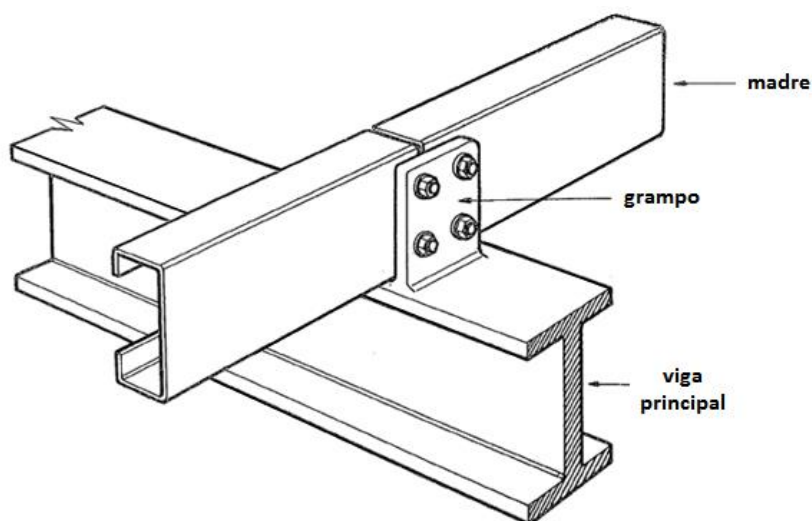


Figura 4.24 – Localização de grampos em madres

Quando o banzo livre de uma mãe simplesmente apoiada se encontrar à compressão devido a cargas ascendentes (ação do vento), deve ser permitida uma amplificação dos esforços devido à torsão e distorsão [4].

4.5.1 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

No caso de cargas descendentes (forças gravíticas), as madres simplesmente apoiadas devem satisfazer os critérios dispostos na EN 1993-1-3 para a resistência da seção transversal. Por outro lado, se a viga for submetida a compressão axial deve também satisfazer os critérios estabelecidos para a verificação da estabilidade do banzo livre [4].

Para situações de cargas ascendentes, as madres simplesmente apoiadas devem também satisfazer os mesmos critérios referidos anteriormente para cargas descendentes.

Em madres contínuas de dois vãos sem sobreposições, os momentos devido às cargas descendentes podem ser obtidos através de cálculo ou através de testes, mas se adquiridos através de procedimentos de cálculo devem ser determinados com base numa análise global elástica. Para o momento no apoio interno, também deve se verificar o critério de estabilidade do banzo livre. No apoio médio deve-se verificar para o momento fletor + reação no apoio (esmagamento da alma

se não forem utilizados grampos) e momento fletor + forças de corte (dependendo do caso a considerar).

Em madres contínuas de dois vãos sem sobreposições, os momentos devido às cargas também devem ser calculados com base numa análise global elástica. O momento sobre o apoio interno deve ser satisfeito para critério de resistência da seção transversal. O apoio médio deve ser verificado também para a interação entre o momento fletor e as forças de corte (como acontece no caso de cargas descendentes).

Em situações em que a continuidade de madres entre dois vãos é dada através de sobreposições ou mangas nos apoios internos, os momentos devem ser determinados tendo em conta as propriedades da seção efetiva da seção transversal e os efeitos das sobreposições ou mangas.

Também podem ser realizados testes nos apoios para determinar as seguintes propriedades:

- rigidez de flexão da região sobreposta;
- característica do momento-rotação da região sobreposta;
- resistência da região sobreposta para a combinação de reação no apoio e o momento fletor;
- resistência da região não sobreposta para a combinação de esforço de corte e momento fletor.

Em alternativa, as características do apoio médio podem ser determinadas através de métodos numéricos se o procedimento de dimensionamento for validado através da execução de um número relevante de testes.

Para situações de cargas descendentes a madre deve satisfazer os seguintes critérios:

- em apoios internos, a resistência para a combinação de reação no apoio e momento, deve ser determinado, por exemplo, através de testes;
- em apoios próximos, a resistência para a combinação de esforço de corte e momento, deve ser também determinado, por exemplo, através de testes;
- critério para a resistência da secção transversal, em vãos de madres;
- critério para a estabilização do banzo livre, se a madre for submetida a compressão axial.

Para cargas ascendentes, a madre deve satisfazer os seguintes critérios:

- em apoios internos, a resistência para a combinação de reação no apoio e momento, deve ser determinado por exemplo através de testes, tendo em conta o facto de a reação no apoio ser uma força de tensão neste caso;
- em apoios próximos, a resistência para a combinação de esforço de corte e momento, deve ser determinado, por exemplo, também através de testes;
- critério para a estabilização do banzo livre, em vãos de madres;
- critério para a estabilização do banzo livre, se a madre se encontrar sujeita a compressão axial.

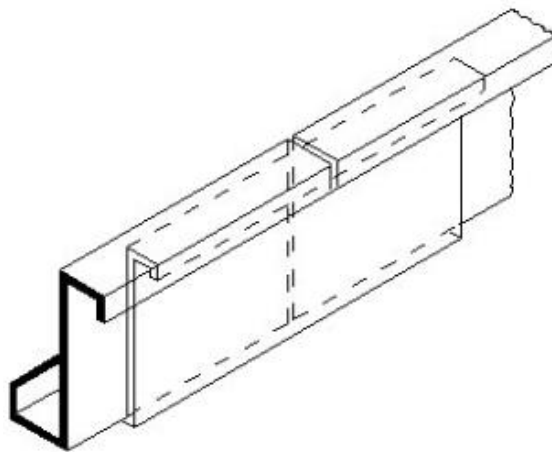


Figura 4.25 – Sistema de mangas

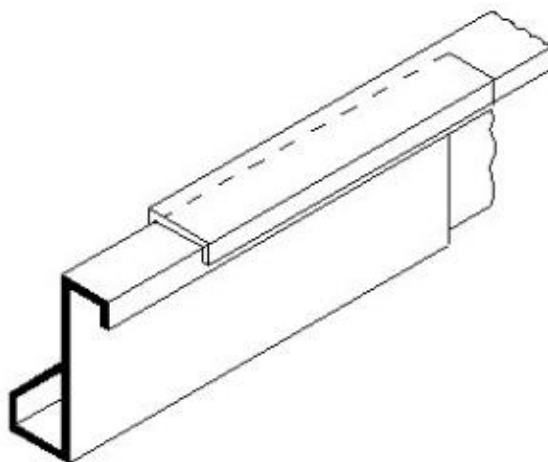


Figura 4.26 – Sistema de sobreposição

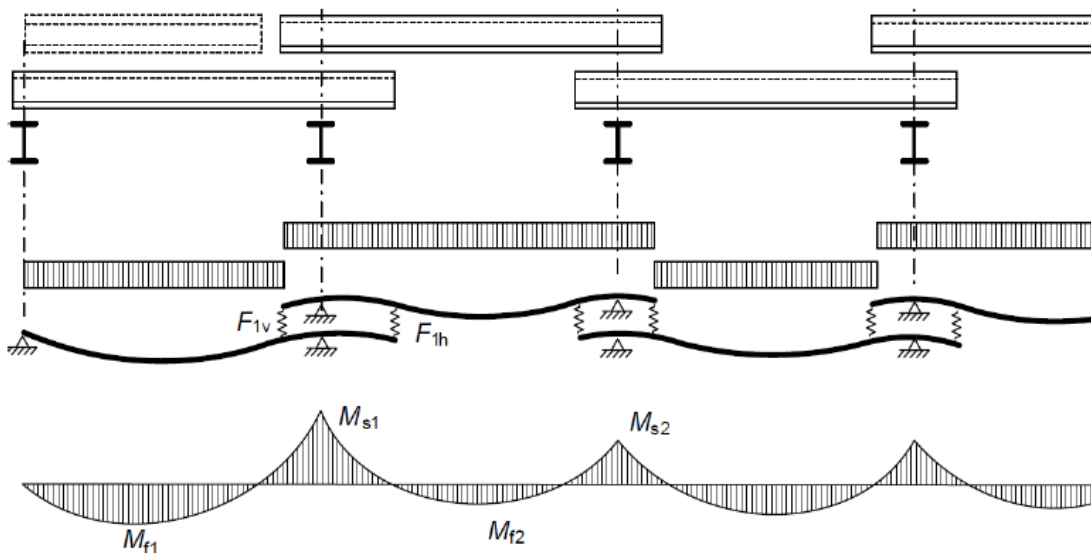


Figura 4.27 – Modelo de sistema com madres sobrepostas [1]

Apesar de todas as situações de apoio referidas anteriormente (simplesmente apoiadas, contínuas, sobrepostas, semi-contínuas, entre outras), no presente relatório apenas se irá dar ênfase a madres enformadas a frio em condição de apoio simplesmente apoiadas.

4.5.2 RESISTÊNCIA DE SEÇÕES TRANSVERSAIS

Para madres sujeitas a esforços axiais e cargas transversais, a resistência da seção transversal deve ser verificada como indicada na Figura 4.28 através da sobreposição de esforços devido a [4]:

- Momento fletor no plano ($M_{y,Ed}$);
- Força axial (N_{Ed});
- Carga lateral equivalente ($q_{h,Ed}$) que atua no banzo livre, devido à torsão e encurvadura lateral.

No cálculo da resistência de seções transversais, as máximas tensões devem satisfazer as seguintes condições:

- Banzo restringido:

$$\sigma_{\text{máx,Ed}} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

▪ Banzo livre:

$$\sigma_{\text{máx,Ed}} = \frac{M_{y,\text{Ed}}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{\text{Ed}}}{A_{\text{eff}}} + \frac{M_{fz,\text{Ed}}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M}$$

onde:

- A_{eff} = área efetiva da seção transversal para compressão pura;
- f_y = tensão de cedência base do aço;
- $M_{fz,\text{Ed}}$ = momento fletor no banzo livre devido à carga lateral $q_{h,\text{Ed}}$;
- $M_{y,\text{Ed}}$ = momento fletor atuante, em torno do eixo y ;
- $W_{\text{eff},y}$ = modulo de flexão efetiva, em torno do eixo y ;
- W_{fz} = módulo de flexão do banzo livre + contribuição da região da alma para flexão em torno do eixo z - z (ver Figura 4.28). A região da alma a contabilizar deve ser considerada igual a $1/5$ da altura da mesma desde o ponto de interseção da alma com o banzo, em casos de seções do tipo C e Z. Para seções do tipo Σ , a região da alma considerada é de $1/6$.
- N_{Ed} = esforço axial atuante;
- γ_M = coeficiente parcial de segurança que depende das seguintes condições:

$$\begin{cases} \gamma_M = \gamma_{M0} & \xrightarrow{\text{SE}} & A_{\text{eff}} = A_g \text{ ou } W_{\text{eff},y} = W_{\text{el},y} \text{ e } N_{\text{Ed}} = 0 \\ \gamma_M = \gamma_{M1} & \xrightarrow{\text{SE}} & \text{outros casos} \end{cases}$$

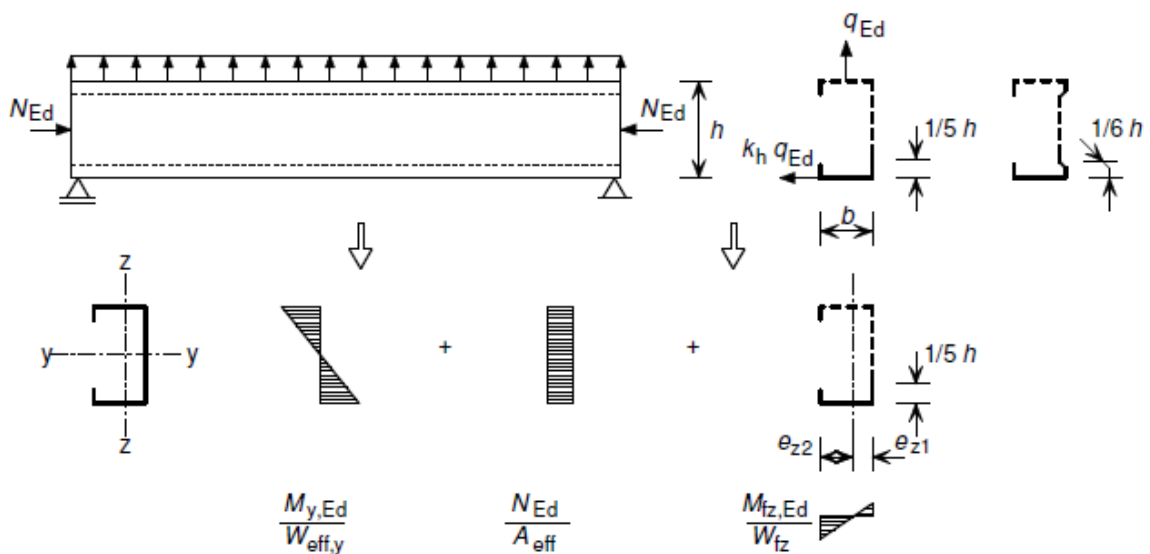


Figura 4.28 – Sobreposição de esforços

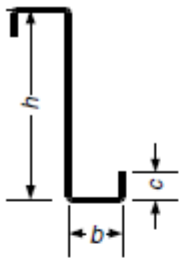
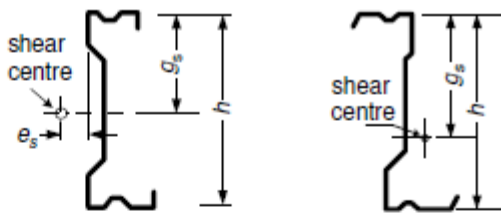
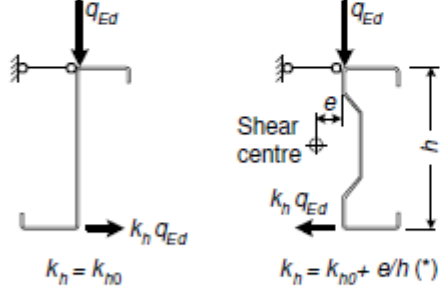
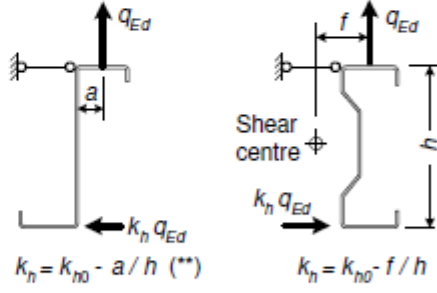
A carga lateral equivalente ($q_{h,Ed}$) que atua no banzo livre, devido à torsão e encurvadura lateral, deve ser obtido a partir da seguinte expressão [4]:

$$q_{h,Ed} = k_h \times q_{Ed}$$

onde:

- k_h = coeficiente que depende do tipo de seção transversal – ver Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Conversão da torsão e encurvadura lateral numa carga lateral equivalente ($k_h \times q_{Ed}$) [4]

 $k_{h0} = \frac{ht(b^2 + 2cb - 2c^2b/h)}{4I_y}$ <p>Simple symmetrical Z section</p>	 $k_{h0} = \frac{I_{yz} g_s}{I_y h}$ <p>Z, C or Σ sections</p>
<p>a) k_{h0} factor for lateral load on free bottom flange. (k_{h0} corresponds to loading in the shear centre)</p>	
 <p>$k_h = k_{h0}$</p> <p>$k_h = k_{h0} + e/h$ (*)</p> <p>b) Gravity loading</p>	 <p>$k_h = k_{h0} - a/h$ (**)</p> <p>$k_h = k_{h0} - f/h$ (***)</p> <p>c) Uplift loading</p>
<p>Equivalent lateral load factor k_h</p>	

(*) If the shear centre is at the right hand side of the load q_{Ed} then the load is acting in the opposite direction.

(**) If $a/h > k_{h0}$ then the load is acting in the opposite direction.

(***) The value of f is limited to the position of the load q_{Ed} between the edges of the top flange.

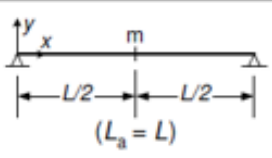
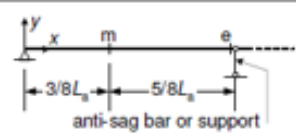
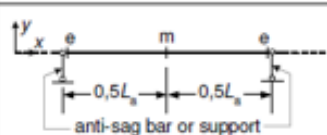
O momento fletor lateral ($M_{fz,Ed}$) deve ser determinado através da expressão que se segue excepto para casos em que a viga possua o banzo livre tracionado, onde, devido à influência do enrolamento do banzo e momento efectivo de segunda ordem, $M_{fz,Ed}$ pode ser considerado nulo. Desta forma:

$$M_{fz,Ed} = \kappa_R \times M_{0,fz,Ed}$$

onde:

- κ_R = fator de correção para a mola de apoio efetiva – ver Tabela 4.13;
- $M_{0,fz,Ed}$ = momento fletor inicial no banzo livre sem qualquer mola de apoio.

Tabela 4.13 – Valores de $M_{0,fz,Ed}$ e κ_R

	System	Location	$M_{0,fz,Ed}$	κ_R
Diagrama A		m	$\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0225R}{1 + 1,013R}$
Diagrama B		m	$\frac{9}{128} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0141R}{1 + 0,416R}$
		e	$-\frac{1}{8} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0314R}{1 + 0,396R}$
Diagrama C		m	$\frac{1}{24} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 - 0,0125R}{1 + 0,198R}$
		e	$-\frac{1}{12} q_{h,Ed} L_a^2$	$\kappa_R = \frac{1 + 0,0178R}{1 + 0,191R}$

Através da tabela apresentada anteriormente, verifica-se que o momento fletor lateral inicial no banzo livre ($M_{0,fz,Ed}$) pode ser determinado para os locais mais críticos no vão da viga, nos apoios, nos tirantes e entre tirantes [4].

Por outro lado, o fator de correção (κ_R) para os locais mais relevantes pode ser calculado utilizando o valor do coeficiente R da mola no apoio dado através da expressão:

$$R = \frac{K \times L_a^4}{\pi^4 \times E \times I_{fz}}$$

onde:

- I_{fz} = momento de inércia da seção bruta da seção transversal do banzo livre acrescido da contribuição da parte da alma;
- K = rigidez lateral da mola por unidade de comprimento;
- L_a = distância entre tirantes (se não existirem, então: $L_a = L$).

É de salientar que a Tabela 4.13 apenas é válida para um valor de $R \leq 40$.

4.5.3 RESISTÊNCIA À ENCURVADURA DO BANZO LIVRE

Se o banzo livre estiver sob compressão, a sua resistência à encurvadura deve ser verificada aplicando a seguinte expressão [4]:

$$\frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

Na utilização da expressão referida, a norma EN 1993-1-3 recomenda o uso da parte 1-1 da mesma regulamentação para a verificação à encurvadura lateral do banzo livre da madre. Neste contexto, os valores a empregar são [3]:

$$\begin{cases} \alpha_{LT} = 0,34 \\ \bar{\lambda}_{LT} = 0,20 \\ \beta = 1,00 \end{cases}$$

A esbelteza relativa ($\bar{\lambda}_{fz}$) para a encurvadura lateral do banzo livre deve ser determinada da seguinte forma:

$$\bar{\lambda}_{fz} = \frac{l_{fz}/i_{fz}}{\lambda_1}$$

onde:

- l_{fz} = comprimento de encurvadura para o banzo livre;
- i_{fz} = raio de giração da seção transversal bruta do banzo livre acrescida de parte da alma.

- $\lambda_1 = \pi \times (E/f_{yb})^{0,5}$

O comprimento de encurvadura do banzo livre para a variação dos esforços de compressão sobre o comprimento L (ver Figura 4.29), desde que $0 \leq R \leq 200$, pode ser obtido através da expressão abaixo exposta:

$$l_{fz} = \eta_1 \times L_a \times (1 + \eta_2 \times R^{\eta_3})^{\eta_4}$$

onde:

- η_i = coeficientes traduzidos pelas Tabelas 4.14 e 4.15.

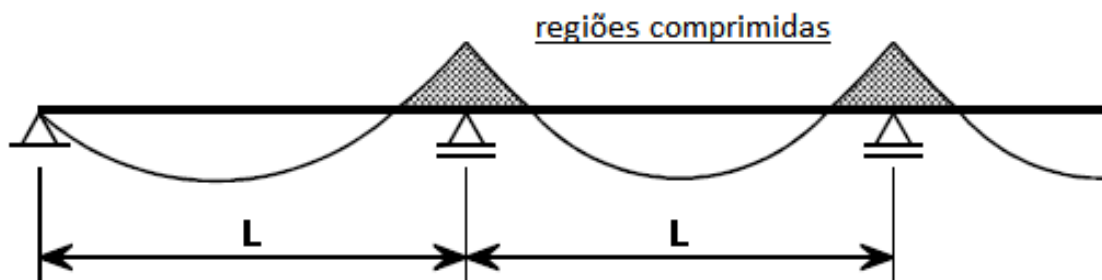


Figura 4.29 – Variação dos esforços de compressão no banzo livre para casos de cargas descendentes [4]

Tabela 4.14 – Coeficientes η_i para cargas descendentes com 0,1,2,3 e 4 tirantes [4]

Situation	Anti sag-bar Number	η_1	η_2	η_3	η_4
End span	0	0.414	1.72	1.11	-0.178
Intermediate span		0.657	8.17	2.22	-0.107
End span	1	0.515	1.26	0.868	-0.242
Intermediate span		0.596	2.33	1.15	-0.192
End and intermediate span	2	0.596	2.33	1.15	-0.192
End and intermediate span	3 and 4	0.694	5.45	1.27	-0.168

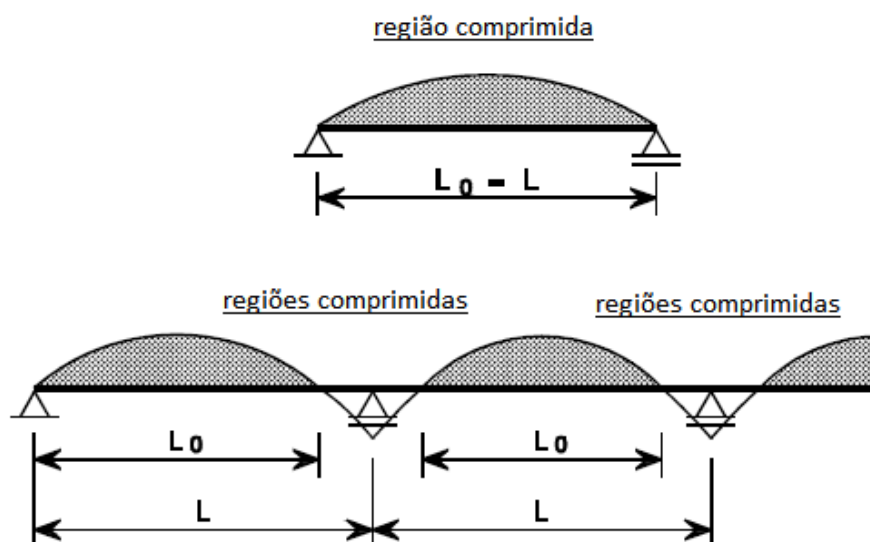


Figura 4.30 – Variação dos esforços de compressão no banzo livre para casos de cargas ascendentes [4]

Tabela 4.15 – Coeficientes η_i para cargas ascendentes com 0,1,2,3 e 4 tirantes [4]

Situation	Anti sag-bar Number	η_1	η_2	η_3	η_4
Simple span	0	0.694	5.45	1.27	-0.168
End span		0.515	1.26	0.868	-0.242
Intermediate span		0.306	0.232	0.742	-0.279
Simple and end spans	1	0.800	6.75	1.49	-0.155
Intermediate span		0.515	1.26	0.868	-0.242
Simple span	2	0.902	8.55	2.18	-0.111
End and intermediate spans		0.800	6.75	1.49	-0.155
Simple and end spans	3 and 4	0.902	8.55	2.18	-0.111
Intermediate span		0.800	6.75	1.49	-0.155

4.5.4 RESTRIÇÃO ROTACIONAL ATRAVÉS DO PAINEL – RIGIDEZ DA MOLA LATERAL

O apoio da mola lateral dado ao banzo livre da madre pelo painel deve ser modelado como uma mola lateral que atua no banzo livre (Figura 4.31). Desta forma, a rigidez total da mola lateral (K) por unidade de comprimento deve ser determinada da seguinte forma [4]:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_C}$$

onde:

- K_A = rigidez lateral correspondente à rigidez rotacional na zona da ligação entre o painel e a madre;
- K_B = rigidez lateral devido à distorsão da seção transversal da madre;
- K_C = rigidez lateral devido à rigidez de flexão do painel.

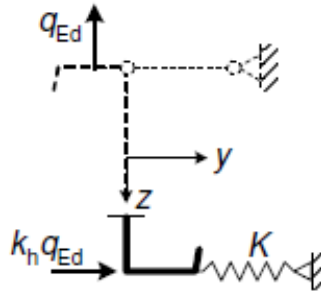


Figura 4.31 – Mola lateral com rigidez K [4]

Geralmente assume-se que é tanto seguro como aceitável desprezar $\frac{1}{K_C}$, isto porque K_C é muito grande comparado com K_A e K_B . Assim, o valor de K deve ser obtido a partir de uma nova expressão:

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B}}$$

O valor de $\frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B}$ deve ser obtido através de testes ou então, através de cálculos.

A rigidez da mola lateral (K) por unidade de comprimento pode ser determinada por cálculo utilizando [4]:

$$\frac{1}{K} = \frac{4 \times (1 - \nu^2) \times h^2 \times (h_d + b_{\text{mod}})}{E \times t^3} + \frac{h^2}{C_\vartheta}$$

onde:

- t = espessura da madre (seção transversal);
- a = distância da fixação madre-painel à alma da madre (ver Figura 4.32);
- b = largura do banzo da madre conetado ao painel sandwich (ver Figura 4.32);
- C_ϑ = rigidez total da mola rotacional (ver 4.4);
- h = altura da alma da madre;

- h_d = altura desenvolvida da alma da madre (ver Figura 4.32);
- b_{mod} = dimensão que é determinada da seguinte forma:

(1) Para casos onde a força lateral equivalente ($q_{h,Ed}$) faz com que a madre entre em contato com o painel através da alma da seção:

$$b_{mod} = a$$

(2) Para casos onde a força lateral equivalente ($q_{h,Ed}$) faz com que a madre entre em contato com o painel através do banzo da seção:

$$b_{mod} = 2 \times a + b$$

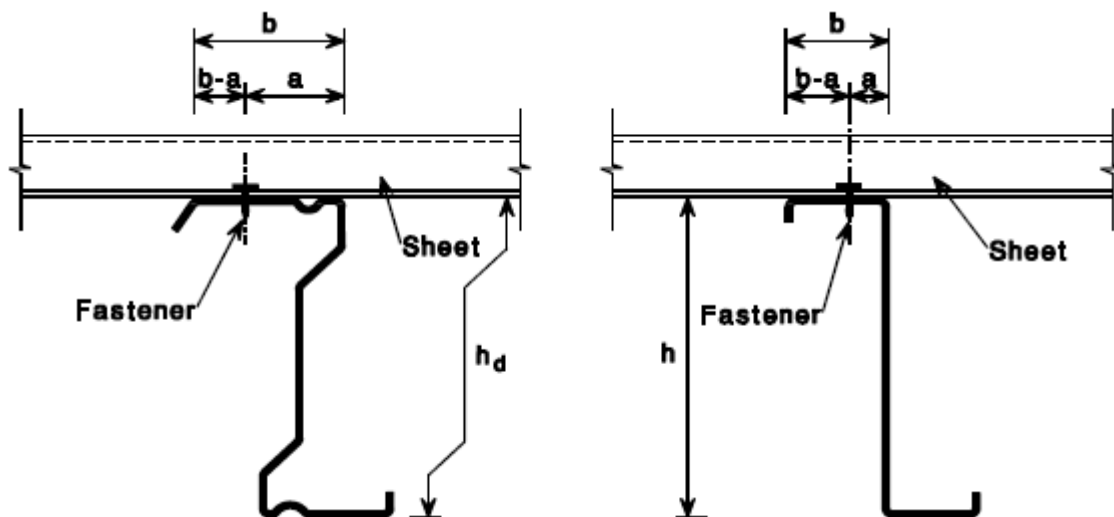


Figura 4.32 – Madre e painel associado [4]

4.6 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

As regras para Estado Limite de Serviço descritas na norma EN 1993-1-1 podem ser aplicadas em seções transversais enformadas a frio travadas por painéis sandwich, mas as propriedades efetivas da mesma para o mesmo estado limite devem ser utilizadas [1] [4].

O momento de inércia (I_{fic}) calcula-se por interpolação entre a seção bruta e seção efetiva da seção transversal como traduz a seguinte expressão:

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

onde:

- I_{gr} = momento de inércia da seção transversal bruta;
- z_{gr} = posição do centro de gravidade da seção bruta;
- σ_{gr} = máxima tensão de compressão à flexão em ELS, com base na seção bruta (valor absoluto);
- $I(\sigma)_{eff}$ = momento de inércia da seção efetiva com possibilidade para encurvadura local calculada para a máxima tensão ($\sigma \geq \sigma_{gr}$), com:

$$\sigma_{gr} = \frac{M_{Ed}^{ELS}}{\frac{I_{gr}}{z_{gr}}} \quad e \quad \sigma = f_{yb}$$

Por fim, torna-se necessário, a verificação da deformação (δ) da seção:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed}^{ELS} \times L^4}{E \times I_{fic}} \leq \frac{L}{X}$$

onde:

- X = denominador da expressão adotada para a limitação da deformação da seção (ver Tabela 4.16).

Tabela 4.16 – Valores recomendados para deformações verticais [1]

Conditions	Deflection limits	
	w_{max}	w_3
Roofs generally	$L/200$	$L/250$
Roofs frequently carrying personnel other than for maintenance	$L/250$	$L/300$
Floors generally	$L/250$	$L/300$
Floors or roofs supporting plaster or other brittle finish or non-flexible partitions	$L/250$	$L/350$
Floors supporting columns (unless the deflection has been included in the global analysis for the ultimate limit state)	$L/400$	$L/500$
Cases where w_{max} may impair the appearance of the building	$L/250$	-

5 FOLHA DE CÁLCULO

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo tem como objetivo descrever a ferramenta de cálculo desenvolvida no ambiente do estágio curricular, realizado na empresa SE2P, pretendendo exibir-se as suas principais funcionalidades explicando de que forma esta deve ser utilizada e apresentando alguns tipos de resultados por ela gerados.

É de salientar que a folha de cálculo foi desenvolvida com o auxílio do programa Microsoft Office Excel e utilizando também uma linguagem de programação denominada de Visual Basic (ferramenta que possibilita a criação de programas com facilidade e utilização de bancos de dados que tornam o manuseamento de elevadas quantidades de informação exequível).

A folha referida necessita do preenchimento de dois menus (incluem botões programados em linguagem Visual Basic) cujos valores introduzidos serão direcionados para os diversos separadores constituintes da folha de Excel:

▪ MENU 1

▪ MENU 2

5.2 MENU 1

Inicialmente ao identificar o Menu 1 (ver Figura 5.1) deve-se premir o botão “Dados a Introduzir” para proceder à exibição de um formulário com parâmetros (preenchimento manual) importantes sobre as características de perfis. Os dados inseridos neste formulário referem-se especificamente a um conjunto de separadores, da folha de Excel, cujo principal objetivo focasse na determinação da resistência de seções e barras enformadas a frio de acordo com o adequado cálculo das suas propriedades efetivas e características específicas. Após o preenchimento dos parâmetros que são exigidos deve-se pressionar o botão “Submeter” para que todos os valores indicados sejam distribuídos pelos separadores da folha referidos anteriormente e esta possa efetuar todos os cálculos para a qual foi programada.

Salienta-se ainda a existência de legendas no interior do formulário para que exista uma melhor percepção do significado de cada um dos elementos descritos.



Figura 5.1 – Configuração do Menu 1

Seguidamente apresenta-se o formulário que é apresentado quando os seguintes botões do Menu 1 são premidos:

- “Dados a Introduzir”;
- “Ajuda”.

Dimensionamento de perfis enformados a frio

INTRODUÇÃO DE DADOS | LEGENDA

Propriedades do Material

Aço

E (GPa) =

v =

Coefficientes Parciais de Segurança do Material

γ_{M0} =

γ_{M1} =

γ_{M2} =

Dados de Fabrico da Seção

Tipo de Seção

Tipo de Enformagem

n =

ϕ (°) =

Geometria da Seção

Templates

Introdução Manual

h (mm) = c2 (mm) =

b1 (mm) = r (mm) =

b2 (mm) = tnom (mm) =

c1 (mm) = tcoat (mm) =

Importação AutoCAD

tnom (mm) = tcoat (mm) =

r (mm) =

Submeter

Fechar

Figura 5.2 – Formulário proveniente do botão “Dados a Introduzir” do Menu 1

Acerca do formulário observado na Figura 5.2 observa-se a existência de parâmetros relativos ao material, ao processo de fabrico e às características de perfis enformados a frio. É de referir que a programação da folha de cálculo permite uma introdução dos dados geométricos da seção a partir de três formas diferentes, sendo elas do tipo:

- Templates – constitui uma base de dados colecionada a partir de diversos fabricantes de perfis;
- Introdução Manual – caso se pretenda uma seção que não venha em nenhum catálogo comercial;

- Importação AutoCAD – após desenhar a seção é possível efetuar a importação dos dados geométricos a partir de pontos e coordenadas.

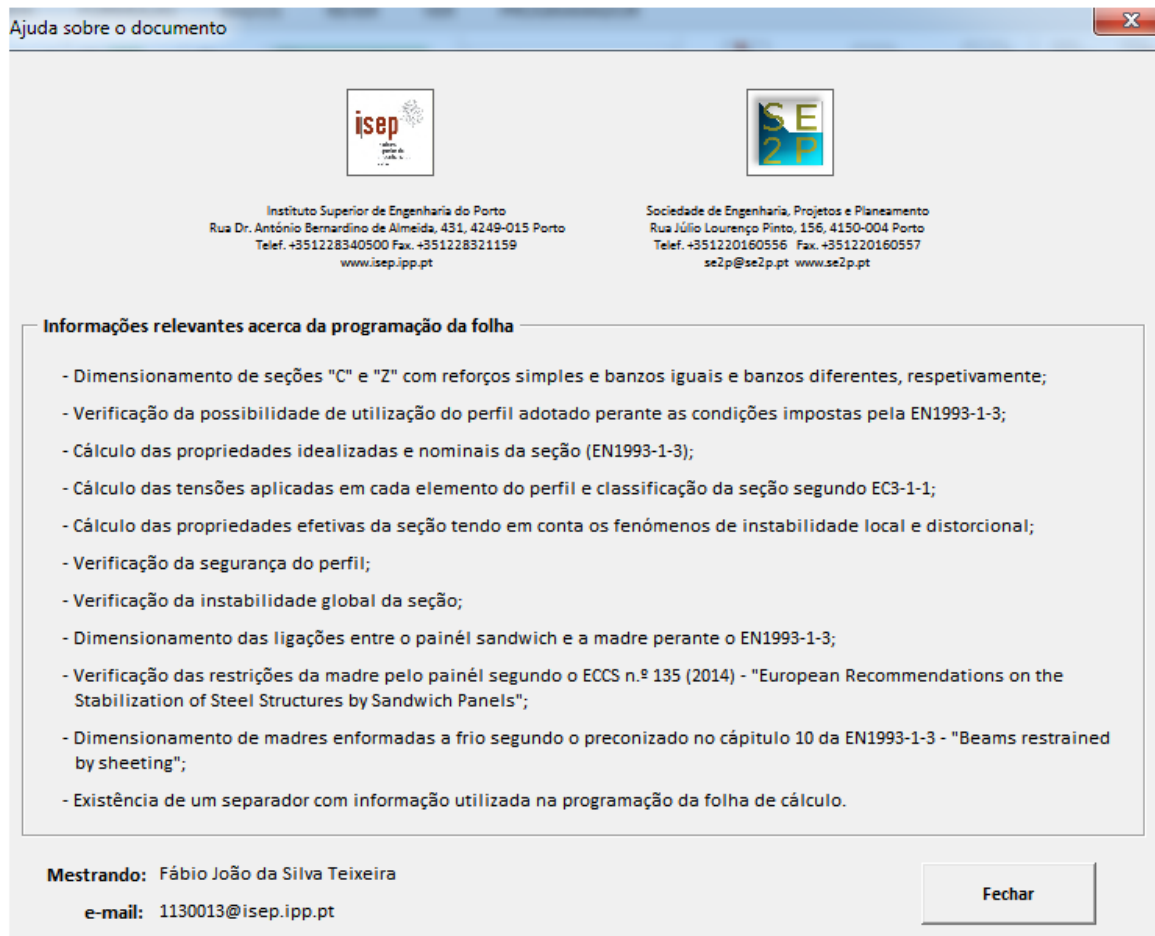


Figura 5.3 – Formulário proveniente do botão “Ajuda”

O botão “Ajuda” pretende elucidar o utilizador (principalmente para aqueles que estejam a manusear o programa pela primeira vez) sobre as abrangências e limitações da folha de cálculo.

Após a abordagem do funcionamento do formulário de introdução de dados, de seguida apresentam-se alguns dos conteúdos dos separadores envolvidos no processo de cálculo descrito com o auxílio de algumas imagens complementares.

5.2.1 SEPARADOR “CONDIÇÕES”

Neste separador observam-se os dados introduzidos através do formulário (dimensões, classe de aço, processo de fabrico, entre outros).

Através destes parâmetros a folha de cálculo calcula de forma automática as dimensões nominais e idealizadas da seção transversal em função da relação à possibilidade de se poder ou não aplicar a norma EN 1993-1-3 (condições geométricas e eficácia de reforços).

DIMENSÕES DA SEÇÃO TRANSVERSAL E PROPRIEDADES DO MATERIAL			
EN1993-1-3			
Coeficientes parciais de segurança		Aço	
Y _{M0}	1,00	-	S 280 GD + Z
Tensão de cedência			
Y _{M1}	1,00	-	f _{yb} 280,00 MPa
Tensão última			
Y _{M2}	1,25	-	f _u 360,00 MPa
Fabrico da Seção		Propriedades do material	
Tipo de enformagem		Módulo de elasticidade	
Laminagem a Frio		E	210,00 GPa
k		Coeficiente de Poisson	
k	7,00	v	0,30
Número de cantos da seção		Módulo de distorção	
n	4,00	G	80,77 GPa
cantos		Fator que depende de f _{yb}	
		ε	0,92

Figura 5.4 – Dados preenchidos através do formulário do Menu 1

CONDIÇÕES A CUMPRIR					
EN1993-1-3					
Critérios de aplicabilidade da norma EN1993-1-3					
Condição: $0,45 \text{ mm} \leq t \leq 15 \text{ mm}$		Condição: $r \leq 0,04 t E / f_y$			
t	2,50 mm	r	2,50 mm		
OK		OK			
Condições geométricas da seção transversal					
Condição: $h / t \leq 500$		Condição: $b / t \leq 60$		Condição: $c / t \leq 50$	
h	300,00 mm	b_1	70,00 mm	c_1	18,00 mm
OK		OK		OK	
		b_2	70,00 mm	c_2	18,00 mm
		OK		OK	
Seções com reforços					
Condição adicional: c / b			Condição adicional: c / b		
c_1	18,00 mm	REFORÇO EFICAZ		c_1	18,00 mm
		OK			
c_2	18,00 mm	REFORÇO EFICAZ		c_2	18,00 mm
		OK			
Utilização da seção bruta idealizada					
Condição: $r \leq 5 t$			Condição: $r \leq 0,10 \min (b_{p,i})$		
r	2,50 mm	OK		r	2,50 mm
		OK			
Os cantos curvos da seção transversal podem ser desprezados					

Figura 5.5 – Verificação dos critérios de aplicabilidade da norma EN 1993-1-3

DIMENSÕES IDEALIZADAS E NOMINAIS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

EN1993-1-3

Seção bruta idealizada			Seção bruta nominal			Parâmetros nominais		
h_s	297,50	mm	h_p	295,30	mm			
$b_{s,2}$	67,50	mm	$b_{p,2}$	65,30	mm			
$b_{s,1}$	67,50	mm	$b_{p,1}$	65,30	mm			
$c_{s,2}$	16,75	mm	$c_{p,2}$	15,65	mm			
$c_{s,1}$	16,75	mm	$c_{p,1}$	15,65	mm			

Figura 5.6 – Determinação das dimensões idealizadas e nominais da seção transversal

5.2.2 SEPARADORES “PROP. IDEALIZADAS” E “PROP. NOMINAIS”

Os dois separadores procedem à decomposição da seção em partes (ou segmentos) numerando-as através de nós, com o objetivo de determinar todas as propriedades brutas da seção, tensões em cada elemento do perfil (em situações de compressão pura) e a correção das propriedades idealizadas (no caso do separador “Prop. Idealizadas”) e cálculo da seção exata e características do separador “Prop. Nominais”).

A metodologia de cálculo destes separadores é a mesma, ou seja, baseiam-se no Anexo C da norma EN 1993-1-3 (ver 3.1.1) e nos procedimentos provenientes da repartição da seção através de coordenadas (ver Figura 5.7 e 5.8).

Desta forma, apresentam-se seguidamente algumas imagens retiradas da folha de cálculo:

Coordenadas da seção idealizada				
Nós	Coordenadas eixo y		Coordenadas eixo z	
	y_i		z_i	
0	67,50	mm	16,75	mm
1	67,50	mm	0,00	mm
2	0,00	mm	0,00	mm
3	0,00	mm	297,50	mm
4	67,50	mm	297,50	mm
5	67,50	mm	280,75	mm

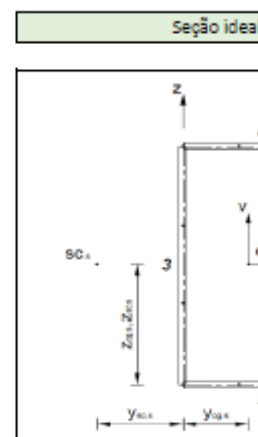


Figura 5.7 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção bruta idealizada

Coordenadas da seção nominal				
Nós	Coordenadas eixo y		Coordenadas eixo z	
	y_i		z_i	
0	67,50	mm	16,75	mm
1a	67,50	mm	1,098	mm
1b	66,40	mm	0,00	mm
2a	1,098	mm	0,00	mm
2b	0,00	mm	1,098	mm
3a	0,00	mm	296,40	mm
3b	1,098	mm	297,50	mm
4a	66,40	mm	297,50	mm
4b	67,50	mm	296,40	mm
5	67,50	mm	280,75	mm

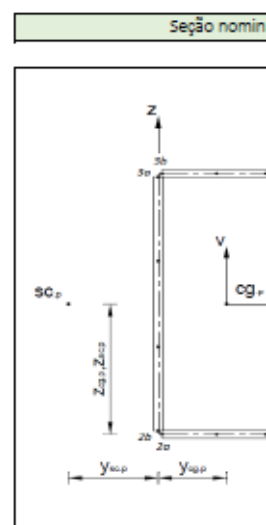
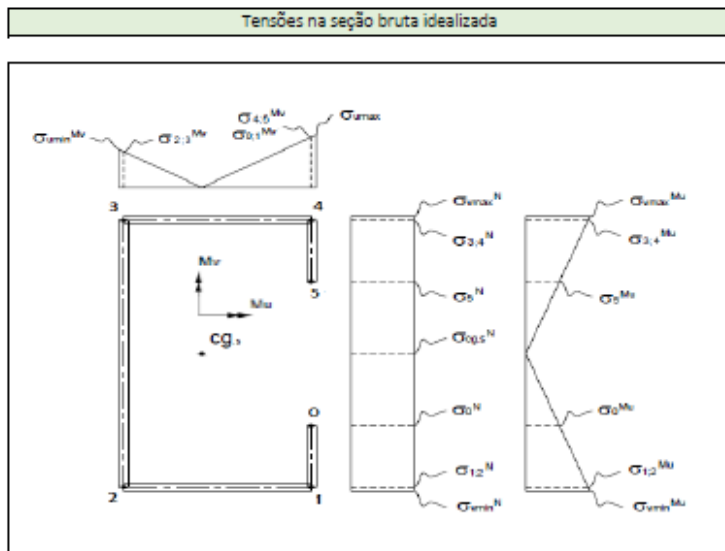


Figura 5.8 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção bruta nominal

Segmento 1		
t_1	2,50	mm
y_0	67,50	mm
z_0	16,75	mm
y_{1a}	67,50	mm
z_{1a}	1,098	mm
dA_1	39,13	mm ²
$S_{y0,1}$	349,20	mm ³
$I_{y0,1}$	3915,08	mm ⁴
$S_{z0,1}$	2641,22	mm ³
$I_{z0,1}$	178282,08	mm ⁴
$I_{yz0,1}$	23570,67	mm ⁴
$\omega_{0,1}$	-1056,49	mm ²
ω_0	0,00	mm ²
ω_1	-1056,49	mm ²
$I_{ux,1}$	-20669,69	mm ⁶
$I_{yu0,1}$	-1395204,40	mm ⁶
$I_{zu0,1}$	-130540,83	mm ⁶
$I_{uxu0,1}$	14558167,72	mm ⁶
$I_{t,1}$	81,52	mm ⁴
$\omega_{k,0}$	7802,75	mm ²
$\omega_{k,1}$	6347,13	mm ²
$y_{c,1}$	53,24	mm
$z_{c,1}$	-139,83	mm
$y_{1,1^*}$	46674709,80	mm
$z_{1,1^*}$	-122812056,80	mm
$u_{0,p}$	53,24	mm
$v_{0,p}$	-132,00	mm
$u_{1,p}$	53,24	mm
$v_{1,p}$	-147,65	mm
u_c	53,24	mm
v_0	-132,00	mm
u_1	53,24	mm
v_1	-147,65	mm
$u_{1,gc}$	53,24	mm
$v_{1,gc}$	-139,83	mm
$\Delta_{u,1}$	0,00	mm
$\Delta_{v,1}$	-15,65	mm
$\Theta_{k,1}$	270,00	graus
$\sin(\Theta_{k,1} + \alpha)$	-1,00	graus

$-\sin(\Theta_{k,1})$
$\cos(\Theta_{k,1})$
$-\cos(\Theta_{k,1})$
$u_{máx}$
$v_{máx}$
$u_{máx}$
$v_{máx}$
$\frac{\sigma_0^M u}{\sigma_{máx,B}}$
$\frac{\sigma_0^M v}{\sigma_{máx,B}}$
$\frac{\sigma_{1,d}^M}{\sigma_{máx,B}}$
$\frac{\sigma_{1,d}^M}{\sigma_{máx,B}}$

Figura 5.9 – Propriedades brutas de um segmento da seção transversal



Momento positivo em torno de u

$\sigma_{v, \min, s}^{Mu}$	-280,00	MPa
$\sigma_{0, c}^{Mu}$	-246,40	MPa
$\sigma_{1, s}^{Mu}$	-277,67	MPa
$\sigma_{2, c}^{Mu}$	-277,67	MPa
$\sigma_{3, s}^{Mu}$	277,67	MPa
$\sigma_{4, c}^{Mu}$	277,67	MPa
$\sigma_{5, s}^{Mu}$	246,40	MPa
$\sigma_{v, \max, c}^{Mu}$	280,00	MPa

Esforço

$\sigma_{v, \min, s}^N$
$\sigma_{0, c}^N$
$\sigma_{1, s}^N$
$\sigma_{2, c}^N$
$\sigma_{3, s}^N$
$\sigma_{4, c}^N$
$\sigma_{5, s}^N$
$\sigma_{v, \max, c}^N$

Momento

$\sigma_{u, \min, s}^{Mv}$
$\sigma_{0, c}^{Mv}$
$\sigma_{1, s}^{Mv}$
$\sigma_{2, c}^{Mv}$
$\sigma_{3, s}^{Mv}$
$\sigma_{4, c}^{Mv}$
$\sigma_{5, s}^{Mv}$
$\sigma_{u, \max, c}^{Mv}$

Figura 5.10 – Tensões em cada nó de cada elemento da seção idealizada

5.2.3 SEPARADOR “CLASSIF. SEÇÃO”

A folha de cálculo encontra-se programada para realizar a classificação de todos os elementos da seção transversal em situações de:

- Compressão pura;
- Flexão em torno de y;
- Flexão em torno de z.

É de referir que também é feita a distinção entre banzo e reforço inferior e superior, visto que estes podem variar em termos de dimensão.

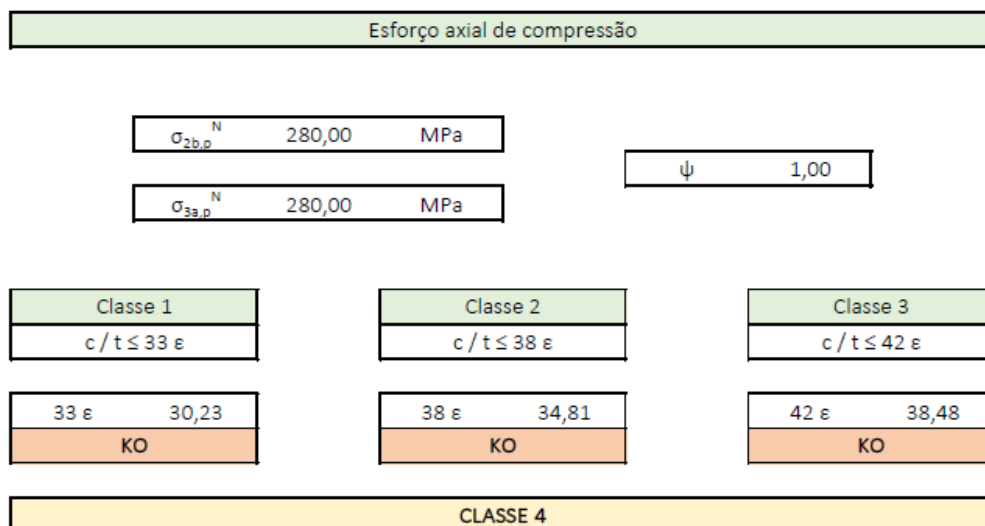


Figura 5.11 – Classificação da alma da seção em compressão pura

5.2.4 SEPARADORES “INST. LOCAL”, “INST. DISTORCIONAL” E “PROP. EFETIVAS”

Na determinação da seção afetada pelos fenómenos de instabilidade local, a folha de cálculo determina automaticamente as larguras efetivas e inefetivas (compressão e tração, respetivamente) e corrige as coordenadas da seção (ver Figura 5.12) para calcular as propriedades correspondentes. Quanto à instabilidade distorcional, a folha encontra-se preparada para isolar a parte do “reforço”, que provoca distorsão na seção, determina as suas propriedades e calcula a espessura reduzida nessa região. A obtenção da seção efetiva total depende dos dois fenómenos de instabilidade referidos (Figura 5.15).

Coordenadas da seção efetiva nominal				
Nós	Coordenadas eixo y		Coordenadas eixo z	
	y_i		z_i	
0	67,50	mm	16,75	mm
1	67,50	mm	16,75	mm
2a	67,50	mm	1,098	mm
2b	66,40	mm	0,00	mm
3	33,75	mm	0,00	mm
4	33,75	mm	0,00	mm
5a	1,098	mm	0,00	mm
5b	0,00	mm	1,098	mm
6	0,00	mm	59,84	mm
7	0,00	mm	237,66	mm
8a	0,00	mm	296,40	mm
8b	1,098	mm	297,50	mm
9	33,75	mm	297,50	mm
10	33,75	mm	297,50	mm
11a	66,40	mm	297,50	mm
11b	67,50	mm	296,40	mm
12	67,50	mm	280,75	mm
13	67,50	mm	280,75	mm

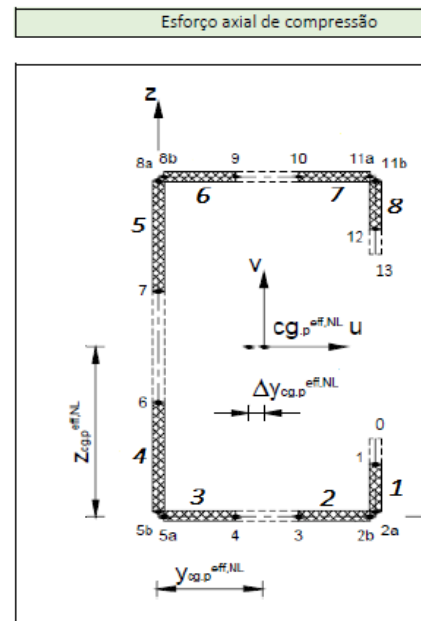


Figura 5.12 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção nominal efetiva local em

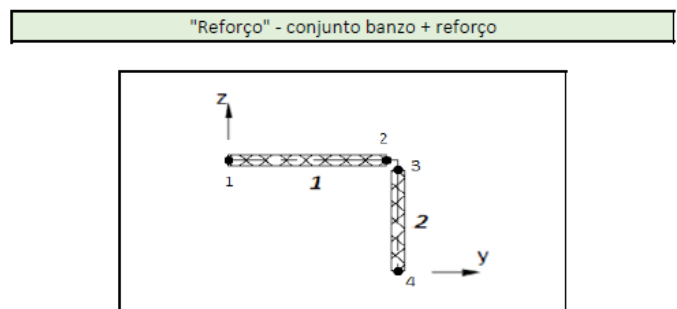


Figura 5.13 – Representação do "reforço" para cálculo da espessura reduzida

CÁLCULO DA ESPESSURA REDUZIDA DO "REFORÇO" SUPERIOR							
Rigidez da mola equivalente			Tensão crítica de encurvadura		Fator de redu		
$k_{r,2}$	1,00	-	$\sigma_{cr,2}$	295,92 MPa	$\chi_{d,2}$	0,767	
b_1	58,22	mm	Esbelteza relativa do "reforço"		Espessura reduzida o		
b_2	58,22	mm	$\bar{\lambda}_{d,2}$	0,973	-	$t_{red,2}$	1,92
K_2	0,523	-					

Figura 5.14 – Determinação da espessura reduzida da seção em compressão pura

Coordenadas da seção efetiva				
Nós	Coordenadas eixo y		Coordenadas eixo z	
	y_i		z_i	
0	67,50	mm	16,75	mm
1	67,50	mm	16,75	mm
2a	67,50	mm	1,098	mm
2b	66,40	mm	0,00	mm
3	33,75	mm	0,00	mm
4	33,75	mm	0,00	mm
5a	1,098	mm	0,00	mm
5b	0,00	mm	1,098	mm
6	0,00	mm	59,84	mm
7	0,00	mm	237,66	mm
8a	0,00	mm	296,40	mm
8b	1,098	mm	297,50	mm
9	33,75	mm	297,50	mm
10	33,75	mm	297,50	mm
11a	66,40	mm	297,50	mm
11b	67,50	mm	296,40	mm
12	67,50	mm	280,75	mm
13	67,50	mm	280,75	mm

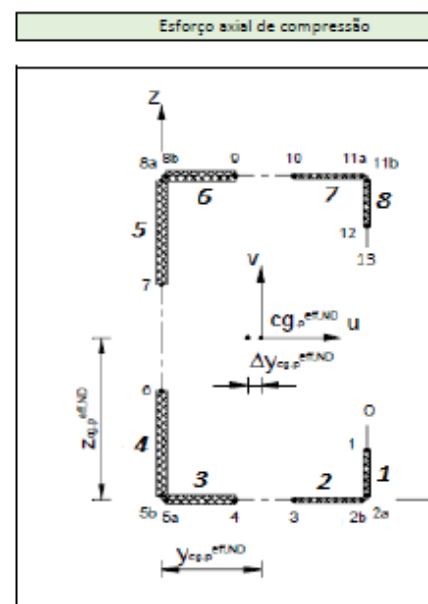


Figura 5.15 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção efetiva total em compressão pura (in

Salienta-se que as propriedades efetivas locais, distorcionais e efetivas totais são determinadas para as mesmas situações de compressão pura, flexão em torno de y (eixo negativo e positivo) e flexão em torno de z (eixo negativo e positivo).

5.2.5 SEPARADOR “VERIF. SEGURANÇA”

No separador “Verif. Segurança” são efetuadas todas as verificações preconizadas na norma EN 1993-1-3 para analisar a capacidade resistente de seções transversais, mas a introdução de dados efetuada no Menu 1 não é suficiente para que tal possa ser realizado. Desta forma, o separador possui algumas células que devem ser preenchidas manualmente (células de cor azul – ver Figura 5.16) que dizem respeito aos esforços atuantes associados à seção. As verificações propostas pela folha de cálculo inclui:

- Esforço axial de tração;

- Esforço axial de compressão;

- Flexão simples em torno de y;

- Flexão simples em torno de z;

- Flexão desviada;

- Flexão composta desviada com tração;

- Flexão composta desviada com compressão;

- Esforço transversal;

- Flexão composta com esforço axial e de corte;

- Forças concentradas;

- Flexão composta com cargas concentrada ou reação no apoio.

Refere-se ainda que na determinação da capacidade resistente da seção a forças concentradas, existem também algumas células que devem ser preenchidas de acordo com as distâncias aos apoios pretendidas para um determinado caso de estudo.

ESFORÇOS ATUANTES		
$N_{t,Ed}$	0,00	kN
$N_{c,Ed}$	0,00	kN
$M_{y,Ed}$	2,00	kN.m
$M_{z,Ed}$	0,00	kN.m
V_{Ed}	4,50	kN
F_{Ed}	3,50	kN

Figura 5.16 – Preenchimento manual dos esforços atuantes

ESFORÇO AXIAL DE TRAÇÃO	ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO
$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$	$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{\Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$
0,000	0,000
OK	OK

Figura 5.17 – Verificação segurança a esforços axiais de tração e compressão

FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM TRAÇÃO		Critério suplementar
$\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	⇒	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} - \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$
0,080		0,080
OK		OK
FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM COMPRESSÃO		Critério suplementar
$\frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$	⇒	$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} - \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$
0,080		0,080
OK		OK

Figura 5.18 – Verificação segurança a flexão composta desviada com tração e com compressão

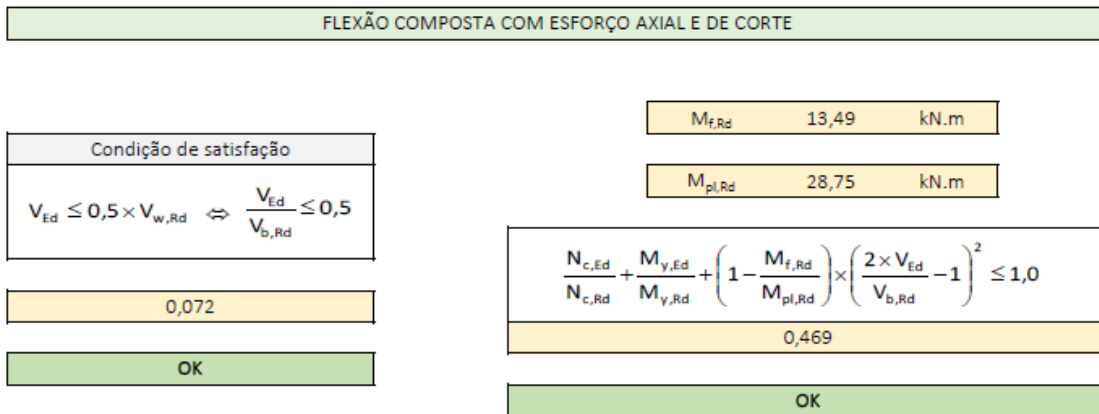


Figura 5.19 – Verificação segurança a flexão composta com esforço axial e de corte

5.2.6 SEPARADOR “INST. GLOBAL”

O programa de cálculo determina a instabilidade global de colunas, vigas e vigas-coluna de acordo com o descrito na EN 1993-1-3 e na parte 1-1 da mesma norma. Na instabilidade de colunas, também é importante referir que a folha está programada para atuar sobre diversas seções de acordo com a sua simetria em relação aos eixos de simetria (seções simétricas em relação a um eixo, duplamente simétricas, ou então sem simetria).

Como acontece no separador “Verif. Segurança”, neste separador também existem células de preenchimento manual onde se devem indicar parâmetros como o comprimento e coeficientes que dependem das condições de apoio de barras (ver Figura 5.20 e 5.21). Desta forma, de seguida apresentam-se alguns exemplos de resultados que a folha de cálculo proporciona:

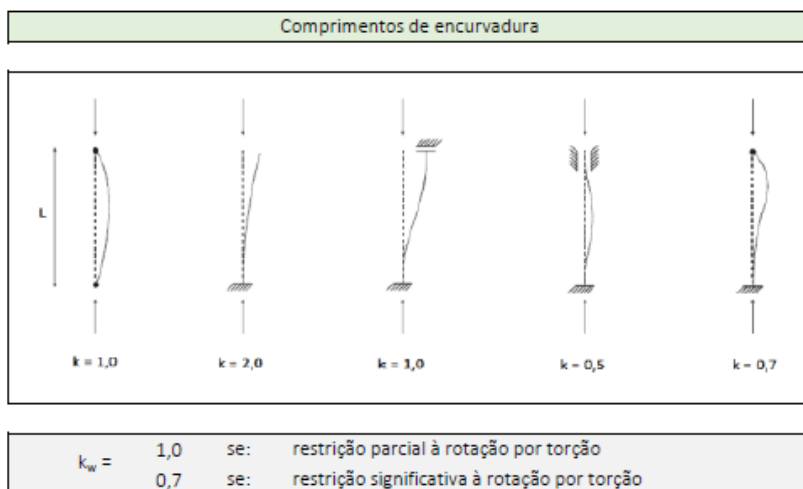


Figura 5.20 – Parâmetros dependentes das condições de apoio da barra

L	5000,00	mm
k_y	1,00	-
k_z	1,00	-
k_w	1,00	-

L_y	5000,00	mm
L_z	5000,00	mm
L_w	5000,00	mm

Figura 5.21 – Células de preenchimento manual (comprimento de barras)

Esforço axial resistente à encurvadura

$$N_{b,Rd} = \chi \times \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed}$$

$N_{b,Rd}$	43,17	kN
------------	-------	----

OK

Figura 5.22 – Cálculo da resistência axial à encurvadura de colunas

Momento fletor resistente à encurvadura lateral

$M_{b,Rd}$	6,16	kN.m
------------	------	------

OK

⇒

Cálculo de C_1 (se necessário)

C_1	1,000	-
-------	-------	---

$M_{b,Rd}$	6,16	kN.m
------------	------	------

OK

Figura 5.23 – Cálculo da resistência do momento fletor à encurvadura de vigas

1.ª condição a verificar

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

0,195	≤	1,00	OK
-------	---	------	----

2.ª condição a verificar

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

0,325	≤	1,00	OK
-------	---	------	----

Figura 5.24 – Verificação da segurança de vigas-coluna

5.3 MENU 2

Tal como acontece no Menu 1, no Menu 2 também existe um botão “Dados a Introduzir” que abre um formulário de p relativos à restrição de madres por painéis sandwich e aos próprios métodos de dimensionamento envolvidos. Ent características de painéis que será utilizado como elemento de travamento de madres enformadas a frio, posicion atuantes e características de coberturas (inclinação, espaçamento de madres, entre outros). Os dados inseridos no fo no menu anterior, são distribuídos em separadores da folha de cálculo que têm como objetivo a análise e dimensio respetivamente. É importante ainda referir a existência do mesmo botão “Ajuda” para evidenciar os limites do prog também de legendas em relação aos valores pedidos.



Figura 5.25 – Configuração do Menu 2

Dimensionamento de madres enformadas a frio

INTRODUÇÃO DE DADOS | LEGENDA

Características do Painél Sandwich

Painél

tF1 (mm) =

tF2 (mm) =

D (mm) =

Cargas Atuantes e Características da Cobertura

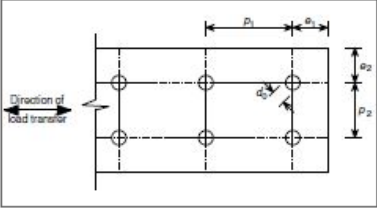
G (kN/m²) = L (mm) =

Q (kN/m²) = m (vigas) =

W (kN/m²) = Li (mm) =

PL² / X = β (°) =

Posicionamento dos Parafusos no Painél



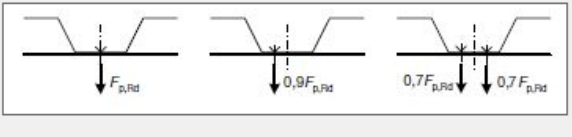
e1 (mm) =

e2 (mm) =

p1 (mm) =

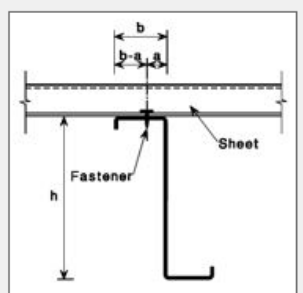
p2 (mm) =

k =



Sistema Madre-Painél

a (mm) =



Elemento de contato entre a madre e o painél

Figura 5.26 – Formulário proveniente do botão “Dados a Introduzir” do Menu 2

Seguidamente apresentam-se os separadores dependentes da introdução dos dados do formulário observado na Figura 5.26, onde posteriormente são utilizados para que a folha de cálculo desenvolvida possa realizar um adequado dimensionamento de madres tendo em conta os efeitos de travamento/restricção de painéis do tipo sandwich.

5.3.1 SEPARADOR “LIGAÇÕES”

No cálculo das fixações a utilizar na ligação do sistema madre-painel, a folha de cálculo avalia a possibilidade de se poder utilizar o elemento de fixação pretendido (ex.: parafuso) e determina a resistência da mesma em duas circunstâncias distintas:

- Resistência ao corte;

▪ Resistência à tração.

Após a obtenção da capacidade resistente da ligação, é posteriormente determinada a quantidade de fixações ne atuantes.

Painél	HAIRISOL 1000 C		Largura do painel	B 1000,00 mm		Altura da n	h _w 3	
Fabricante	Arval		Espessura da chapa externa	t _{F1} 0,63 mm		Caraterísticas		
Tensão de cedência			Espessura da chapa interna			Tipo de		
f _{yb}	320,00	MPa	t _{F2} 0,63 mm			Pol		
Tensão última			Espaçamento entre nervuras			Espessura		
f _u	390,00	MPa	s 250,00 mm			D 6		
Espessura da madre								
t _{sup}	2,50	mm						

Figura 5.27 – Dados preenchidos através do formulário do Menu 2 em relação ao painel san

Parafuso	SXC5-S19-5,5x95		Menor diâmetro da zona roscada	d ₁ 4,20 mm	
Fabricante	SFS Intec		Passo da zona roscada		
Diâmetro nominal do parafuso			s 1,81 mm		
d	5,50	mm	Diâmetro da zona não roscada		
Diâmetro anilha/cabeça parafuso			d ₂ 5,00 mm		
d _w	19,00	mm			

Figura 5.28 – Características de parafusos dependente da espessura do isolamento do pai

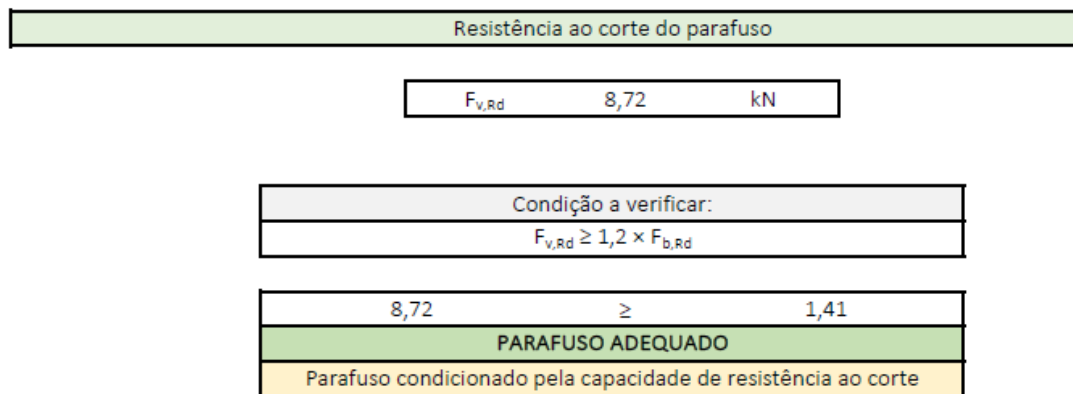


Figura 5.29 – Determinação da capacidade resistente do parafuso ao corte

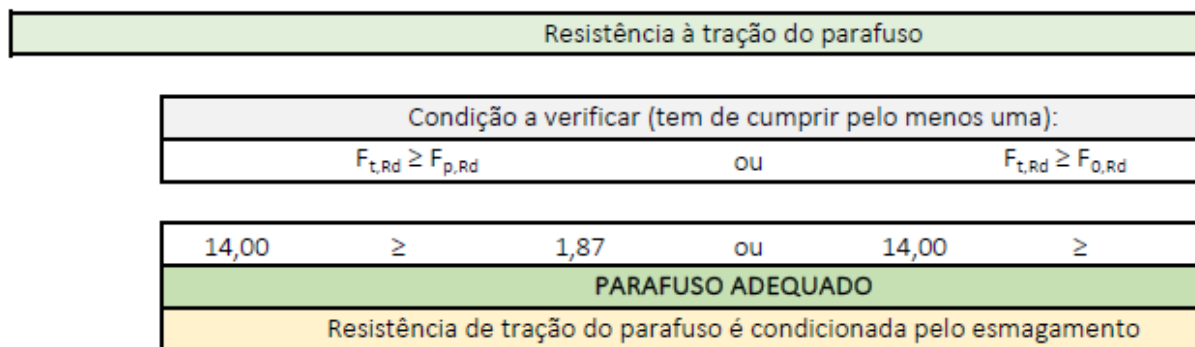


Figura 5.30 – Determinação da capacidade resistente do parafuso à tração

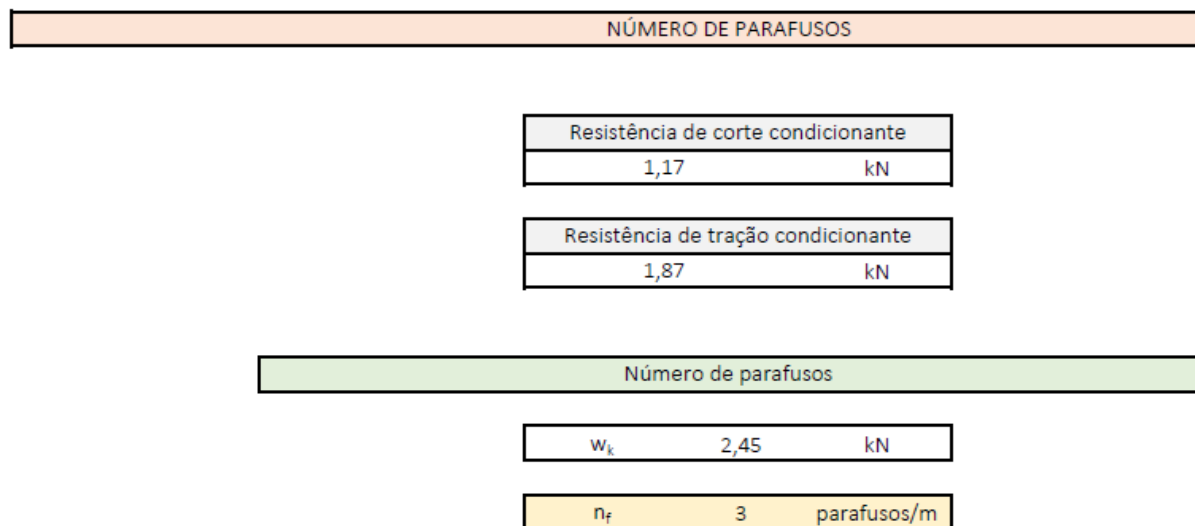


Figura 5.31 – Cálculo do número de parafusos dependente da resistência mais condicionante

5.3.2 SEPARADOR “RESTRICÇÃO MADRES”

Como acontecia no separador anteriormente analisado, também os dados inseridos no formulário do Menu 2 encontram-se caracterizados de acordo com algumas das suas características.

Neste separador são analisadas duas perspetivas de travamento de madres pelo painel, sendo estas a restrição lateral e a rigidez de flexão do painel, rigidez da conexão entre o painel e a madre e ainda a rigidez da mola rotacional K (mola lateral em 4.4 substituída pela moda C_D). É importante referir que a verificação de aplicabilidade do ECCS 135 também é analisada. Para observar alguns dos resultados obtidos através do programa.

Com a introdução dos esforços atuantes na cobertura através do formulário, a folha de cálculo consegue de imediato calcular o valor das cargas e respetivos momentos para as situações de cargas descendentes e ascendentes (normalmente, a mais desfavorável) – ver Figura 5.33.

Vão total a estabilizar			Número de tirantes		
L	5000,00	mm	0		
Número de vigas a estabilizar			Distância entre tirantes		
m	3,00	vigas	L_s	5000,00	mm
Espaçamento entre madres			Número de vãos entre madres		
L_j	1500,00	mm	L_5	2	vãos
Inclinação da cobertura			Peso próprio do perfil		
β	4,00	graus	PP_{perfil}	9,02	kg/m

Figura 5.32 – Parâmetros introduzidos no formulário do Menu 2

Note-se que a célula, na Figura 5.32, correspondente ao número de tirantes (célula de preenchimento manual) deve ir sendo modificada para situações em que a madre não verifique as condições de segurança impostas pela norma EN 1993-1-3.

Cargas permanentes					
G	0,50	kN/m ²			
Sobrecargas					
Q	0,30	kN/m ²			
Ação do vento					
W	1,55	kN/m ²			
Carga descendente atuante			Carga ascendente atuante		
$q_d^{gravity}$	1,80	kN/m	q_d^{uplift}	-2,65	kN/m
Denominador - cálculo do momento					
$q_d \cdot L^2 / X$	8	-			
Momento descendente atuante			Momento ascendente atuante		
$M_{Ed}^{gravity}$	5,63	kN.m	M_{Ed}^{uplift}	-8,28	kN.m
Carga atuante (ELS)					
q_d	1,33	kN/m			

Figura 5.33 – Determinação dos momentos atuantes para cargas descendentes e ascendentes

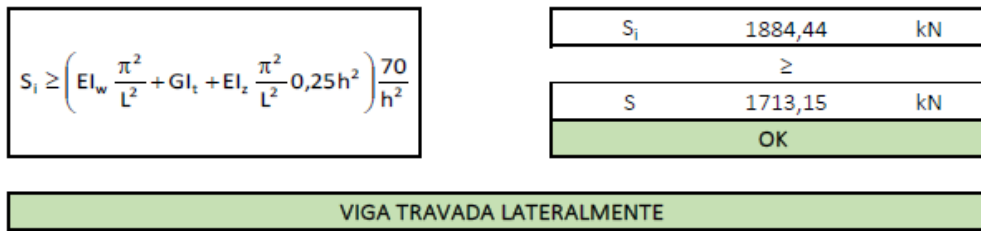


Figura 5.34 – Verificação da restrição lateral da madre

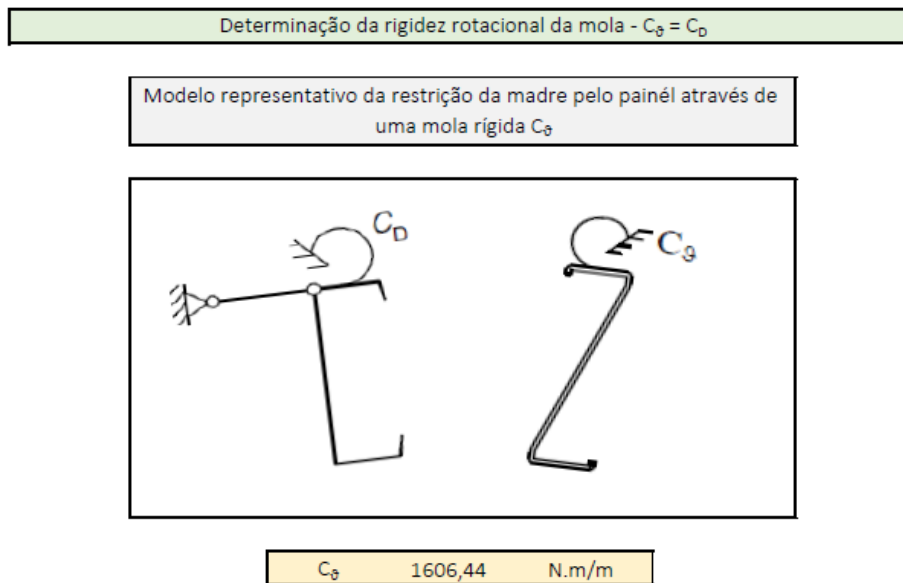


Figura 5.35 – Determinação da mola rotacional C_θ

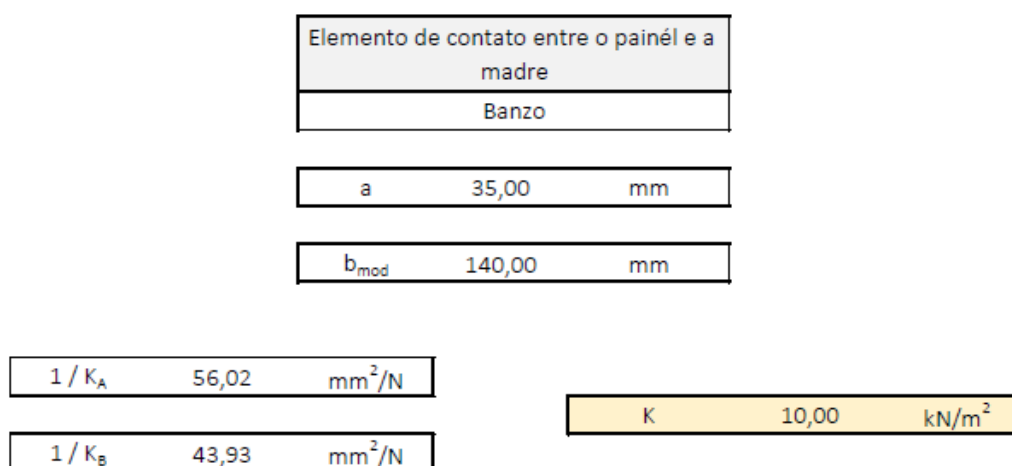


Figura 5.36 – Determinação da rigidez da mola lateral K

5.3.3 SEPARADOR “MADRES”

No último separador da folha de cálculo desenvolvida pode-se verificar uma análise primária das condições geométricas e a aplicabilidade do capítulo de dimensionamento de vigas travadas por painéis preconizadas na norma EN 1993-1-3. Segue-se a da seção livre da seção adotada e as propriedades dessa mesma seção através do mesmo processo de coordenadas efetivas (ver Figura 5.37). Para além destes pontos importantes de análise, também se observa a verificação da encaixe nas condições de apoio da madre e do número de tirantes) e a verificação das tensões a que a madre é submetida e a tensões ascendentes (tensões estas que dependem da capacidade resistente do material da madre e também do número de tirantes diminui). Estas tensões são a tensão máxima no banzo travado, tensão máxima no banzo livre da seção e a encurvadura

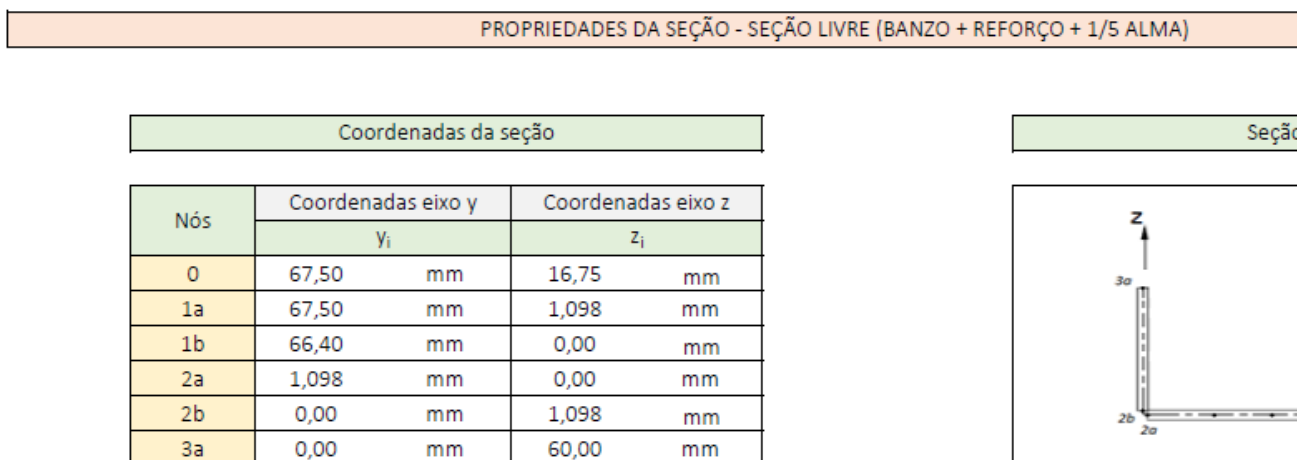


Figura 5.37 – Coordenadas utilizadas para obtenção das propriedades da seção livre

Cargas descendentes

Tensão máxima no banzo travado

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{gravity}$	63,24	MPa
OK		

Tensão máxima no banzo livre

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{gravity}$	82,73	MPa
OK		

Encurvadura do banzo livre

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{gravity}$	103,51	MPa
OK		

Cargas ascendentes

Tensão máxima no banzo travado

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{uplift}$	9,24	MPa
OK		

Tensão máxima no banzo livre

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_M}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{uplift}$	11,24	MPa
OK		

Encurvadura do banzo livre

$$\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = \frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}}$$

$\sigma_{m\acute{a}x,Ed}^{uplift}$	20,24	MPa
OK		

Figura 5.38 – Verificações das tensões máximas da madre

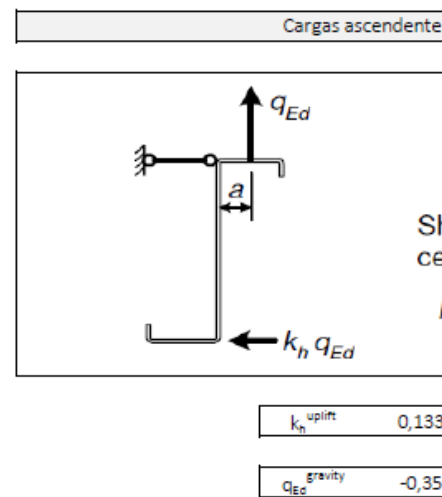
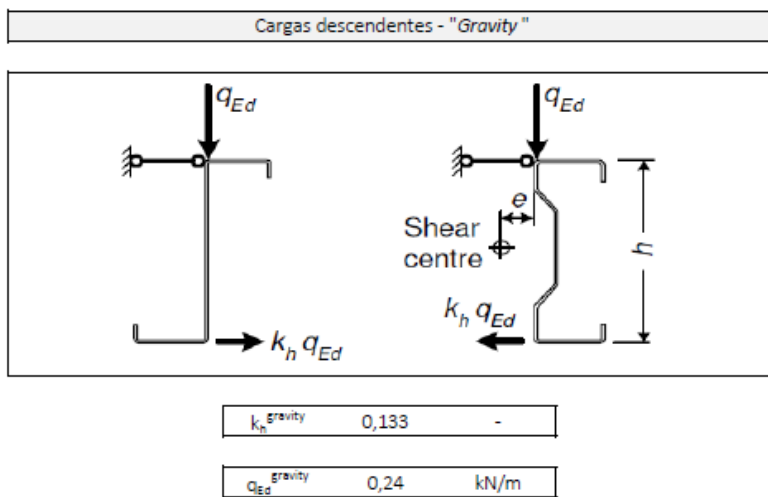


Figura 5.39 – Determinação da carga lateral para cargas descendentes e ascendentes

6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo pretende abranger todos os procedimentos de cálculo descritos nos capítulos anteriores e aplicá-los a um caso prático onde irá ser determinada a resistência e feita a verificação de segurança de madres enformadas a frio a utilizar numa cobertura de acordo com a norma EN 1993-1-3 e ainda a realização de uma análise acerca da restrição das mesmas através de painéis do tipo sandwich de acordo com a norma referida e o ECCS 135.

6.2 DADOS GERAIS

O caso de estudo adotado refere-se a uma cobertura com 4° de inclinação de um pavilhão industrial porticado com estrutura secundária (madres) constituída por perfis enformados a frio C300×70×18×2,5 do fabricante UtilPerfil [23], afastados de 1,50 m e com 5,00 m de comprimento. Refere-se também que no revestimento da cobertura são utilizados painéis sandwich de poliuretano HAIRISOL 1000 C do fabricante Arval [24], fixos às madres através de parafusos auto-perfurantes SXC5-S19-5,5×95 do fabricante SFS Intec [25].

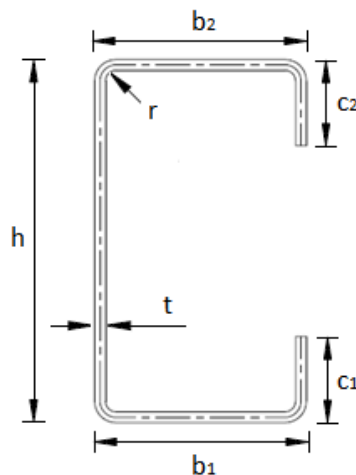


Figura 6.1 – Geometria da seção bruta real

As dimensões geométricas da seção transversal são:

- $h = 300,00$ mm
- $b_1 = b_2 = 70,00$ mm
- $c_1 = c_2 = 18,00$ mm
- $r = 2,50$ mm
- $t_{nom} = 2,55$ mm
- $t_{coat} = 0,05$ mm

Assim:

- $t = t_{\text{nom}} - t_{\text{coat}} = 2,55 - 0,05 = 2,50 \text{ mm}$

O tipo de aço constituinte do perfil é o aço S280GD+Z. As propriedades do material interveniente na resistência da seção são:

- $f_{yb} = 280 \text{ MPa}$
- $f_u = 360 \text{ MPa}$
- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$
- $\gamma_{M2} = 1,25$
- $E = 210 \text{ GPa}$
- $\nu = 0,30$
- $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{210}{2 \times (1 + 0,30)} = 80,77 \text{ GPa}$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} = \sqrt{\frac{235}{280}} = 0,92$

A seção encontra-se sujeita aos seguintes esforços:

- $|N_{Ed}| = 12,3 \text{ kN}$
- $|M_{y,Ed}| = 3,10 \text{ kN.m}$
- $|M_{z,Ed}| = 1,20 \text{ kN.m}$

6.3 CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DA SEÇÃO

6.3.1 PROPRIEDADES DA SEÇÃO BRUTA IDEALIZADA

As larguras da seção idealizada (Figura 6.2) são obtidas da seguinte forma:

- $h_s = 297,50 \text{ mm}$
- $b_{1,s} = b_{2,s} = 67,50 \text{ mm}$
- $c_{1,s} = c_{2,s} = 16,75 \text{ mm}$
- $\phi = 90^\circ$

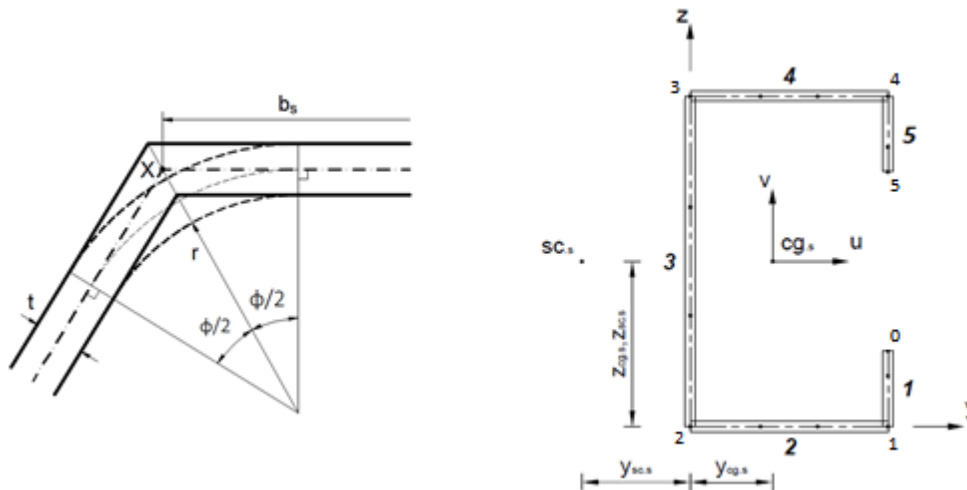


Figura 6.2 – Seção bruta idealizada

❖ Coordenadas dos elementos da seção idealizada:

- Elemento 1: Nó 0 – $(y_0 ; z_0) = (67,50 ; 16,75)$ a Nó 1 – $(y_1 ; z_1) = (67,5 ; 0,00)$
- Elemento 2: Nó 1 – $(y_1 ; z_1) = (67,50 ; 0,0)$ a Nó 2 – $(y_2 ; z_2) = (0,00 ; 0,00)$
- Elemento 3: Nó 2 – $(y_2 ; z_2) = (0,00 ; 0,00)$ a Nó 3 – $(y_3 ; z_3) = (0,00 ; 297,50)$
- Elemento 4: Nó 3 – $(y_3 ; z_3) = (0,00 ; 297,50)$ a Nó 4 – $(y_4 ; z_4) = (67,50 ; 297,50)$
- Elemento 5: Nó 4 – $(y_4 ; z_4) = (67,50 ; 297,50)$ a Nó 5 – $(y_5 ; z_5) = (67,50 ; 280,75)$

❖ Cálculo das propriedades da seção idealizada:

É de salientar que as tabelas seguidamente apresentadas foram obtidas aplicando as formulações descritas no Anexo C da norma EN 1993-1-3.

Tabela 6.1 – Cálculo das áreas, momentos estáticos e momentos de inércia em torno do eixo y_0 - z_0 de cada um dos elementos da seção

Elem.	$dA_{k,s}$ [mm ²]	$S_{y0,k,s}$ [mm ³]	$I_{y0,k,s}$ [mm ⁴]	$S_{z0,k,s}$ [mm ³]	$I_{z0,k,s}$ [mm ⁴]	$I_{yz0,k,s}$ [mm ⁴]
1	41,88	350,70	3916,18	2826,56	190792,97	23672,46
2	168,75	0,00	0,00	5695,31	256289,06	0,00
3	743,75	110632,81	21942174,48	0,00	0,00	0,00
4	168,75	50203,13	14935429,69	5695,31	256289,06	1694355,47
5	41,88	12107,11	3501447,04	2826,56	190792,97	817229,88

Tabela 6.2 – Área, momentos estáticos, momentos de inércia e coordenadas do centro de gravidade em torno do eixo y_0-z_0 da seção

A_s [mm ²]	$y_{0,gc,s}$ [mm]	$z_{0,gc,s}$ [mm]	$S_{y_0,s}$ [mm ³]	$S_{z_0,s}$ [mm ³]	$I_{y_0,s}$ [mm ⁴]	$I_{z_0,s}$ [mm ⁴]	$I_{yz_0,s}$ [mm ⁴]
1165,00	14,63	148,75	173293,75	17043,75	40382967,40	894164,06	2535257,81

Tabela 6.3 – Coordenadas do centro de corte em torno dos eixos y_0-z_0 , $y-z$ e $u-v$ da seção

$y_{0,sc,s}$ [mm]	$z_{0,sc,s}$ [mm]	$y_{sc,s}$ [mm]	$z_{sc,s}$ [mm]	$u_{sc,s}$ [mm]	$v_{sc,s}$ [mm]
-25,78	148,75	-40,41	0,00	-40,41	0,00

Tabela 6.4 – Cálculo das coordenadas e constantes setoriais e inércia de torsão de Saint Venant de cada um dos elementos da seção

Elem.	$\omega_{0,k,s}$ [mm ²]	$I_{\omega,k,s}$ [mm ⁶]	$I_{y\omega_0,k,s}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega_0,k,s}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega_0,k,s}$ [mm ⁶]	$I_{t,k,s}$ [mm ⁴]
1	-1130,63	-23672,46	-1597891,11	-132171,24	17843117,43	87,24
2	0,00	-190792,97	-6439262,70	0,00	215715300,29	351,56
3	0,00	-840902,34	0,00	-125084223,63	950745212,40	1549,48
4	-20081,25	-1885148,44	-82685258,79	-560831660,16	26730260441,89	351,56
5	-1130,63	-911919,73	-61554581,54	-263592705,32	19863507649,66	87,24

Tabela 6.5 – Constantes setoriais da seção

$I_{y\omega_0,s}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega_0,s}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega_0,s}$ [mm ⁶]	$I_{y\omega,s}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega,s}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega,s}$ [mm ⁶]
152276994,14	949640760,35	47778071721,68	-95916517,74	-376590914,65	35038790474,86

Tabela 6.6 – Momentos de inércia em torno de $y-z$, ângulo β do eixo $u-v$ com o referencial $y-z$, constante de empenamento e inércia de torsão de Saint Venant e inércia polar da seção

$I_{y,s}$ [mm ⁴]	$I_{z,s}$ [mm ⁴]	$I_{yz,s}$ [mm ⁴]	$\alpha_s = \beta_s$ [°]	$I_{t,s}$ [mm ⁴]	$I_{w,s}$ [mm ⁶]	$I_{p,s}$ [mm ⁴]
14605522,08	644816,93	0,00	0,00	2427,08	11061133314,06	17153121,07

Tabela 6.7 – Cálculo das coordenadas setoriais em relação ao centro de corte e das coordenadas dos nós dos elementos no referencial y-z

Elem.	$\omega_{si,k,s}$ [mm ²]	$\omega_{sj,k,s}$ [mm ⁶]	$y_{i,k,s}$ [mm]	$z_{i,k,s}$ [mm]	$y_{j,k,s}$ [mm]	$z_{j,k,s}$ [mm]
1	7767,74	6205,03	52,87	-132,00	52,87	-148,75
2	6205,03	-3835,39	52,87	-148,75	-14,63	-148,75
3	-3835,39	3835,39	-14,63	-148,75	-14,63	148,75
4	3835,39	-6205,23	-14,63	148,75	52,87	148,75
5	-6205,23	-7767,74	52,87	148,75	52,87	132,00

Tabela 6.8 – Cálculo da diferença entre os valores de u e v dos elementos e coordenadas das fibras extremas no referencial u-v

Elem.	$\Delta_{u,k,s}$ [mm]	$\Delta_{v,k,s}$ [mm]	$u_{min,k,s}$ [mm]	$v_{min,k,s}$ [mm]	$u_{máx,k,s}$ [mm]	$v_{máx,k,s}$ [mm]
1	0,00	-16,75	51,62	-148,75	54,12	-132,00
2	-67,50	0,00	-14,63	-150,00	52,87	-147,50
3	0,00	297,50	-15,88	-148,75	-13,38	148,75
4	67,50	0,00	-14,63	147,50	52,87	150,00
5	0,00	-16,57	51,62	132,00	54,12	148,75

Tabela 6.9 – Coordenadas setoriais média e máxima, fatores y_j e z_j e coordenadas das fibras extremas do eixo u-v

$\omega_{mean,s}$ [mm ²]	$\omega_{s,máx,s}$ [mm ²]	$y_{j,s}$ [mm]	$z_{j,s}$ [mm]	$u_{s,min}$ [mm]	$u_{s,máx}$ [mm]	$v_{s,min}$ [mm]	$v_{s,máx}$ [mm]
-3306,81	7767,74	-171,96	0,00	-15,88	54,12	-150,00	150,00

Tabela 6.10 – Cálculo das tensões axiais dos elementos da seção transversal devido aos momentos em torno do eixo u-v em relação à tensão máxima

Elem.	$\frac{\sigma_{i,k,s}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{i,k,s}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{j,k,s}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{j,k,s}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$
1	-0,8800	0,9769	-0,9917	0,9769
2	-0,9917	0,9769	-0,9917	-0,2703
3	-0,9917	-0,2703	0,9917	-0,2703
4	0,9917	-0,2703	0,9917	0,9769
5	0,9917	0,9769	0,8800	0,9769

Tabela 6.11 – Tensões axiais nas fibras extremas devido ao momento em torno de u-v em relação à tensão máxima

$\frac{\sigma_{\text{mín},s}^{\text{Mu}}}{\sigma_{\text{máx},\text{Ed}}}$	$\frac{\sigma_{\text{máx},s}^{\text{Mu}}}{\sigma_{\text{máx},\text{Ed}}}$	$\frac{\sigma_{\text{mín},s}^{\text{Mv}}}{\sigma_{\text{máx},\text{Ed}}}$	$\frac{\sigma_{\text{máx},s}^{\text{Mv}}}{\sigma_{\text{máx},\text{Ed}}}$
-1,0000	1,0000	-0,2934	1,0000

❖ Propriedades da seção bruta idealizada:

- $A_s = 1165,00 \text{ mm}^2$
- $y_{0,\text{cg},s} = 14,63 \text{ mm}$
- $z_{0,\text{cg},s} = 148,75 \text{ mm}$
- $y_{\text{sc},s} = -40,41 \text{ mm}$
- $z_{\text{sc},s} = 0,00 \text{ mm}$
- $f_{y_a,s} = 292,02 \text{ MPa}$
- $I_{W,s} = 11061133314,06 \text{ mm}^6$
- $I_{p,s} = 17153121,07 \text{ mm}^4$
- $I_{t,s} = 2427,08 \text{ mm}^4$
- $I_{y,s} = 14605522,08 \text{ mm}^4$
- $I_{z,s} = 644816,93 \text{ mm}^4$
- $I_{yz,s} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $u_{\text{sc},s} = -40,41 \text{ mm}$
- $v_{\text{sc},s} = 0,00 \text{ mm}$
- $I_{u,s} = 14605522,08 \text{ mm}^4$
- $I_{v,s} = 644816,93 \text{ mm}^4$
- $u_{j,s} = -171,96 \text{ mm}$
- $v_{j,s} = 0,00 \text{ mm}$

❖ Propriedades da seção bruta idealizada corrigida (tendo em conta a influência dos cantos curvos):

- $\delta = 0,0092$
- $A_{s,\text{corr}} = 1154,25 \text{ mm}^2$
- $I_{u,s,\text{corr}} = 14335978,11 \text{ mm}^4$
- $I_{v,s,\text{corr}} = 632916,87 \text{ mm}^4$
- $f_{y_a,\text{cor}} = 292,13 \text{ MPa}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta idealizada – Esforço axial de compressão:

- $\sigma_{0,s}^N = \sigma_{1,s}^N = \sigma_{2,s}^N = \sigma_{3,s}^N = \sigma_{4,s}^N = \sigma_{5,s}^N = f_{y_b} = 280,00 \text{ MPa}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta idealizada – Momento positivo torno de u:

- $\sigma_{0,s}^{\text{Mu}} = -0,8800 \times f_{y_b} = -246,40 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4,s}^{\text{Mu}} = 0,9917 \times f_{y_b} = 277,67 \text{ MPa}$

- $\sigma_{1,s}^{Mu} = -0,9917 \times f_{yb} = -277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,s}^{Mu} = -0,9917 \times f_{yb} = -277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3,s}^{Mu} = 0,9917 \times f_{yb} = 277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{5,s}^{Mu} = 0,8800 \times f_{yb} = 246,40 \text{ MPa}$
- $\sigma_{v,\min,s}^{Mu} = -1,0000 \times f_{yb} = -280,00 \text{ MPa}$
- $\sigma_{v,\max,s}^{Mu} = 1,0000 \times f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta idealizada – Momento positivo torno de v:

- $\sigma_{0,s}^{Mv} = 0,9769 \times f_{yb} = 273,53 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1,s}^{Mv} = 0,9769 \times f_{yb} = 273,53 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2,s}^{Mv} = -0,2703 \times f_{yb} = -75,69 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3,s}^{Mv} = -0,2703 \times f_{yb} = -75,69 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4,s}^{Mv} = 0,9769 \times f_{yb} = 273,53 \text{ MPa}$
- $\sigma_{5,s}^{Mv} = 0,9769 \times f_{yb} = 273,53 \text{ MPa}$
- $\sigma_{u,\min,s}^{Mv} = -0,2934 \times f_{yb} = -82,16 \text{ MPa}$
- $\sigma_{u,\max,s}^{Mv} = 1,0000 \times f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$

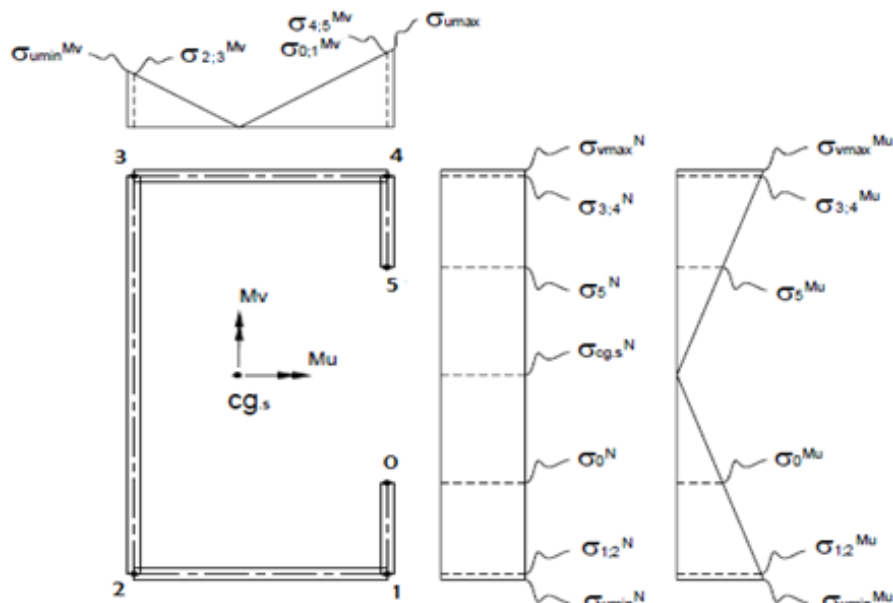


Figura 6.3 – Tensões na seção bruta idealizada

6.3.2 PROPRIEDADES DA SEÇÃO BRUTA NOMINAL

As larguras da seção nominal (Figura 6.4) são obtidas da seguinte forma:

- $h_p = 295,30 \text{ mm}$
- $c_{1,p} = c_{2,p} = 15,65 \text{ mm}$
- $b_{1,p} = b_{2,p} = 65,30 \text{ mm}$
- $g_r = 1,098 \text{ mm}$

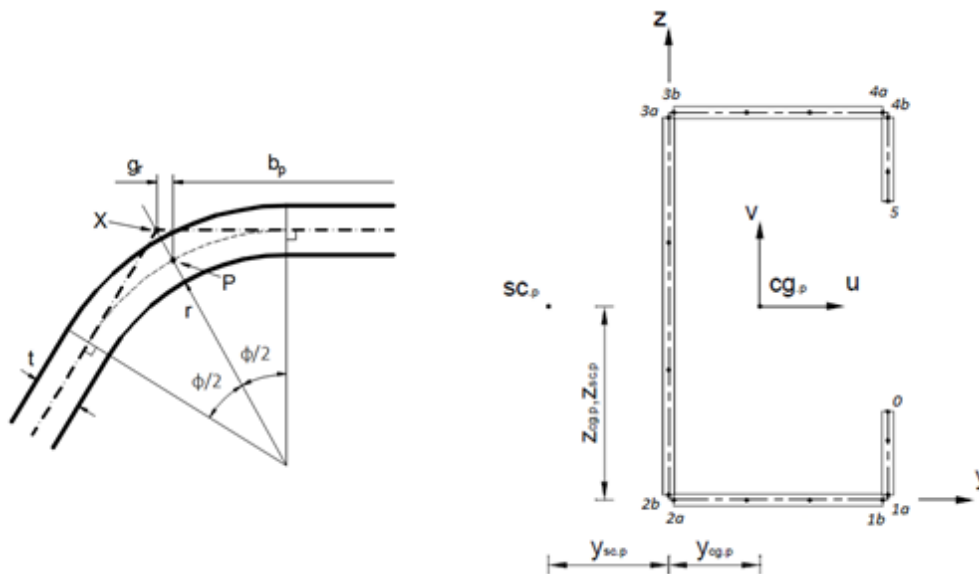


Figura 6.4 – Seção bruta nominal

❖ Coordenadas dos elementos da seção nominal:

- Elemento 1: Nó 0 – $(y_0 ; z_0) = (67,50 ; 16,75)$ a Nó 1a – $(y_{1a} ; z_{1a}) = (67,50 ; 1,098)$
- Elemento 2: Nó 1b – $(y_{1b} ; z_{1b}) = (66,40 ; 0,0)$ a Nó 2a – $(y_{2a} ; z_{2a}) = (1,098 ; 0,00)$
- Elemento 3: Nó 2b – $(y_{2b} ; z_{2b}) = (0,00 ; 1,098)$ a Nó 3a – $(y_{3a} ; z_{3a}) = (0,00 ; 296,40)$
- Elemento 4: Nó 3b – $(y_{3b} ; z_{3b}) = (1,098 ; 297,50)$ a Nó 4a – $(y_{4a} ; z_{4a}) = (66,40 ; 297,50)$
- Elemento 5: Nó 4b – $(y_{4b} ; z_{4b}) = (67,50 ; 296,40)$ a Nó 5 – $(y_5 ; z_5) = (67,50 ; 280,75)$

❖ Cálculo das propriedades da seção nominal:

Tabela 6.12 – Cálculo das áreas, momentos estáticos e momentos de inércia em torno do eixo y_0 - z_0 de cada um dos elementos da seção

Elem.	$dA_{k,p}$ [mm ²]	$S_{y0,k,p}$ [mm ³]	$I_{y0,k,p}$ [mm ⁴]	$S_{z0,k,p}$ [mm ³]	$I_{z0,k,p}$ [mm ⁴]	$I_{yz0,k,p}$ [mm ⁴]
1	39,13	349,20	3915,08	2641,22	178282,08	23570,67
2	163,26	0,00	0,00	5509,97	243979,54	0,00
3	738,26	109815,92	21700042,51	0,00	0,00	0,00
4	163,26	48569,33	14449375,68	5509,97	243979,54	1639214,89
5	39,13	11291,72	3259316,17	2641,22	178282,08	762191,09

Tabela 6.13 – Área, momentos estáticos, momentos de inércia e coordenadas do centro de gravidade em torno do eixo y_0-z_0 da seção

A_p [mm ²]	$y_{0,gc,p}$ [mm]	$z_{0,gc,p}$ [mm]	$S_{y0,p}$ [mm ³]	$S_{z0,p}$ [mm ³]	$I_{y0,p}$ [mm ⁴]	$I_{z0,p}$ [mm ⁴]	$I_{yz0,p}$ [mm ⁴]
1143,03	14,26	148,75	170026,16	16302,36	39412649,44	844523,24	2424976,65

Tabela 6.14 – Coordenadas do centro de corte em torno dos eixos y_0-z_0 , $y-z$ e $u-v$ da seção

$y_{0,sc,p}$ [mm]	$z_{0,sc,p}$ [mm]	$y_{sc,p}$ [mm]	$z_{sc,p}$ [mm]	$u_{sc,p}$ [mm]	$v_{sc,p}$ [mm]
-25,50	148,75	-39,76	0,00	-39,76	0,00

Tabela 6.15 – Cálculo das coordenadas e constantes setoriais e inércia de torsão de Saint Venant de cada um dos elementos da seção

Elem.	$\omega_{0,k,p}$ [mm ²]	$I_{\omega,k,p}$ [mm ⁶]	$I_{y\omega 0,k,p}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega 0,k,p}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega 0,k,p}$ [mm ⁶]	$I_{t,k,p}$ [mm ⁴]
1	-1056,49	-20669,69	-1395204,40	-130540,83	14558167,72	81,52
2	0,00	-184386,91	-6223058,25	0,00	208250012,29	340,12
3	0,00	-832912,01	0,00	-123895661,26	939701536,52	1538,04
4	-19427,73	-1823207,90	-78793677,65	-542404349,91	25495885132,90	340,12
5	-1056,49	-853383,99	-57603419,15	-246212069,24	18615458996,02	81,52

Tabela 6.16 – Constantes setoriais da seção

$I_{y\omega 0,p}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega 0,p}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega 0,p}$ [mm ⁶]	$I_{y\omega,p}$ [mm ⁶]	$I_{z\omega,p}$ [mm ⁶]	$I_{\omega\omega,p}$ [mm ⁶]
144015359,45	912642621,24	45273853845,45	-91036909,07	-360101746,75	33202496666,81

Tabela 6.17 – Momentos de inércia em torno de $y-z$, ângulo β do eixo $u-v$ com o referencial $y-z$, constante de empenamento e inércia de torsão de Saint Venant e inércia polar da seção

$I_{y,p}$ [mm ⁴]	$I_{z,p}$ [mm ⁴]	$I_{yz,p}$ [mm ⁴]	$\alpha_p = \beta_p$ [°]	$I_{t,p}$ [mm ⁴]	$I_{w,p}$ [mm ⁶]	$I_{p,p}$ [mm ⁴]
14121258,14	612012,83	0,00	0,00	2381,32	10477915454,28	16540521,37

Tabela 6.18 – Cálculo das coordenadas setoriais em relação ao centro de corte e das coordenadas dos nós dos elementos no referencial $y-z$

Elem.	$\omega_{si,k,p}$ [mm ²]	$\omega_{sj,k,p}$ [mm ⁶]	$y_{i,k,p}$ [mm]	$z_{i,k,p}$ [mm]	$y_{j,k,p}$ [mm]	$z_{j,k,p}$ [mm]
1	7802,75	6347,13	53,24	-132,00	53,24	-147,65
2	6347,13	-3631,05	52,14	-148,75	-13,16	-148,75

3	-3631,05	3765,22	-14,26	-147,65	-14,26	147,65
4	3765,22	-6082,81	-13,16	148,75	52,14	148,75
5	-6082,81	-7802,75	53,24	147,65	53,24	132,00

Tabela 6.19 – Cálculo da diferença entre os valores de u e v dos elementos e coordenadas das fibras extremas no referencial u-v

Elem.	$\Delta_{u,k,p}$ [mm]	$\Delta_{v,k,p}$ [mm]	$U_{min,k,p}$ [mm]	$V_{min,k,p}$ [mm]	$U_{máx,k,p}$ [mm]	$V_{máx,k,p}$ [mm]
1	0,00	-15,65	51,99	-147,65	54,49	-132,00
2	-65,30	0,00	-13,16	-150,00	52,14	-147,50
3	0,00	295,30	-15,51	-147,65	-13,01	147,65
4	65,30	0,00	-13,16	147,50	52,14	150,00
5	0,00	-15,65	51,99	132,00	54,49	147,65

Tabela 6.20 – Coordenadas setoriais média e máxima, fatores y_j e z_j e coordenadas das fibras extremas do eixo u-v

$\omega_{mean,p}$ [mm ²]	$\omega_{s,máx,p}$ [mm ²]	$Y_{j,p}$ [mm]	$Z_{j,p}$ [mm]	$U_{p,min}$ [mm]	$U_{p,máx}$ [mm]	$V_{p,min}$ [mm]	$V_{p,máx}$ [mm]
-3249,74	7802,75	-174,31	0,00	-15,51	54,49	-150,00	150,00

Tabela 6.21 – Cálculo das tensões axiais dos elementos da seção transversal devido aos momentos em torno do eixo u-v em relação à tensão máxima

Elem.	$\frac{\sigma_{i,k,p}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{i,k,p}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{j,k,p}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{j,k,p}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$
1	-0,8800	0,9771	-0,9843	0,9771
2	-0,9917	0,9569	-0,9917	-0,2416
3	-0,9843	-0,2618	0,9843	-0,2618
4	0,9917	-0,2416	0,9917	0,9569
5	0,9843	0,9771	0,8800	0,9771

Tabela 6.22 – Tensões axiais nas fibras extremas devido ao momento em torno de u-v em relação à tensão máxima

$\frac{\sigma_{min,p}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{máx,p}^{Mu}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{min,p}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$	$\frac{\sigma_{máx,p}^{Mv}}{\sigma_{máx,Ed}}$
-1,0000	1,0000	-0,2847	1,0000

❖ Propriedades da seção bruta nominal:

- $A_p = 1143,03 \text{ mm}^2$
- $y_{0, \text{cg}, p} = 14,26 \text{ mm}$
- $z_{0, \text{cg}, p} = 148,75 \text{ mm}$
- $y_{\text{sc}, p} = -39,76 \text{ mm}$
- $z_{\text{sc}, p} = 0,00 \text{ mm}$
- $f_{y_a, p} = 292,25 \text{ MPa}$
- $I_{W, p} = 10477915454,28 \text{ mm}^6$
- $I_{p, p} = 16540521,37 \text{ mm}^4$
- $I_{t, p} = 2381,32 \text{ mm}^4$
- $I_{y, p} = 14121258,14 \text{ mm}^4$
- $I_{z, p} = 612012,83 \text{ mm}^4$
- $I_{yz, p} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $u_{\text{sc}, p} = -39,76 \text{ mm}$
- $v_{\text{sc}, p} = 0,00 \text{ mm}$
- $I_{u, p} = 14121258,14 \text{ mm}^4$
- $I_{v, p} = 612012,83 \text{ mm}^4$
- $u_{j, p} = -174,31 \text{ mm}$
- $v_{j, p} = 0,00 \text{ mm}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta nominal – Esforço axial de compressão:

- $\sigma_{0, p}^N = \sigma_{1a, p}^N = \sigma_{1b, p}^N = \sigma_{2a, p}^N = \sigma_{2b, p}^N = \sigma_{3a, p}^N = \sigma_{3b, p}^N = \sigma_{4a, p}^N = \sigma_{4b, p}^N = \sigma_{5, p}^N = f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta nominal – Momento positivo torno de u:

- $\sigma_{0, p}^{\text{Mu}} = -0,8800 \times f_{yb} = -246,40 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1a, p}^{\text{Mu}} = -0,9843 \times f_{yb} = -275,62 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1b, p}^{\text{Mu}} = -0,9917 \times f_{yb} = -277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2a, p}^{\text{Mu}} = -0,9917 \times f_{yb} = -277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2b, p}^{\text{Mu}} = -0,9843 \times f_{yb} = -275,62 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3a, p}^{\text{Mu}} = 0,9843 \times f_{yb} = 275,62 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3b, p}^{\text{Mu}} = 0,9917 \times f_{yb} = 277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4a, p}^{\text{Mu}} = 0,9917 \times f_{yb} = 277,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4b, p}^{\text{Mu}} = 0,9843 \times f_{yb} = 275,62 \text{ MPa}$
- $\sigma_{5, p}^{\text{Mu}} = 0,8800 \times f_{yb} = 246,40 \text{ MPa}$
- $\sigma_{v, \text{min}, p}^{\text{Mu}} = -1,0000 \times f_{yb} = -280,00 \text{ MPa}$
- $\sigma_{v, \text{máx}, p}^{\text{Mu}} = 1,0000 \times f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$

❖ Tensões axiais para esforços máximos na seção bruta nominal – Momento positivo torno de v:

- $\sigma_{0, p}^{\text{Mv}} = 0,9771 \times f_{yb} = 273,58 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1a, p}^{\text{Mv}} = 0,9771 \times f_{yb} = 273,58 \text{ MPa}$
- $\sigma_{1b, p}^{\text{Mv}} = 0,9569 \times f_{yb} = 267,93 \text{ MPa}$
- $\sigma_{2a, p}^{\text{Mv}} = -0,2416 \times f_{yb} = -67,65 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3b, p}^{\text{Mv}} = -0,2416 \times f_{yb} = -67,65 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4a, p}^{\text{Mv}} = 0,9569 \times f_{yb} = 267,93 \text{ MPa}$
- $\sigma_{4b, p}^{\text{Mv}} = 0,9771 \times f_{yb} = 273,58 \text{ MPa}$
- $\sigma_{5, p}^{\text{Mv}} = 0,9771 \times f_{yb} = 273,58 \text{ MPa}$

- $\sigma_{2b,p}^{Mv} = -0,2618 \times f_{yb} = -73,29 \text{ MPa}$
- $\sigma_{3a,p}^{Mv} = -0,2618 \times f_{yb} = -73,29 \text{ MPa}$
- $\sigma_{u,\min,p}^{Mv} = -0,2847 \times f_{yb} = -79,71 \text{ MPa}$
- $\sigma_{u,\max,p}^{Mv} = 1,0000 \times f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$

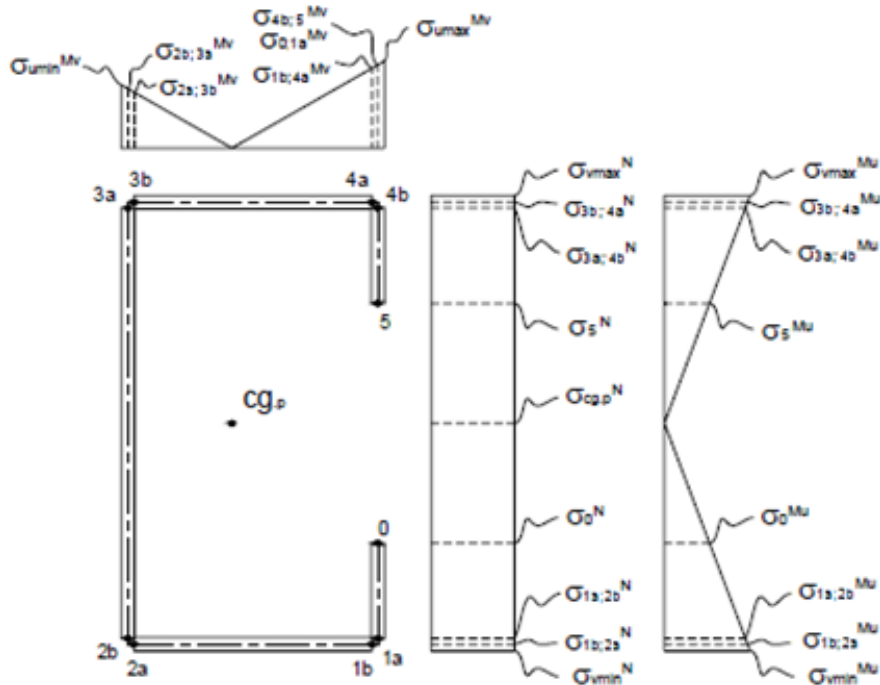


Figura 6.5 – Tensões na seção bruta nominal

6.3.3 CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO

Para a classificação da seção utilizou-se a seção bruta nominal como mostra a Figura 6.5. É de referir que se considerou como alma e banzo os elementos perpendiculares e paralelos ao eixo de maior inércia da seção, respetivamente.

O procedimento de cálculo adotado na classificação da seção é o mesmo que em seções laminadas a quente, ou seja, com base na norma EN 1993-1-1.

Neste contexto, a classificação da seção efetua-se da seguinte forma:

❖ Alma (elemento perpendicular ao eixo de maior inércia):

As relações geométricas da alma da seção são:

$$\bullet \begin{cases} h_p = c = 295,30 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \xrightarrow{\text{ENTÃO}} c / t = 118,12$$

(1) Esforço axial de compressão:

• $\sigma_{2b,p}^N = \sigma_{3a,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{2b,p}^N}{\sigma_{3a,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 42 \times \varepsilon = 42 \times 0,92 = 38,48$

• $c/t \leq 42 \times \varepsilon \Leftrightarrow 118,12 \leq 38,48 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Alma de Classe 4}}$

(2) Momento em torno de u (alma à compressão se momento positivo ou negativo):

• $\begin{cases} \sigma_{2b,p}^{Mu} = -275,62 \text{ MPa} \\ \sigma_{3a,p}^{Mu} = 275,62 \text{ MPa} \end{cases} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{2b,p}^{Mu}}{\sigma_{3a,p}^{Mu}} = -1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 124 \times \varepsilon = 124 \times 0,92 = 113,60$

• $c/t \leq 124 \times \varepsilon \Leftrightarrow 118,12 \leq 113,60 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Alma de Classe 4}}$

(3) Momento negativo em torno de v (alma à tração se momento positivo):

• $\sigma_{2b,p}^{Mv} = \sigma_{3a,p}^{Mv} = -73,29 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{2b,p}^{Mv}}{\sigma_{3a,p}^{Mv}} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 42 \times \varepsilon = 38,48$

• $c/t \leq 42 \times \varepsilon \Leftrightarrow 118,12 \leq 38,48 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Alma de Classe 4}}$

❖ Banzos (elementos paralelos ao eixo de maior inércia):

Dado que a seção é simétrica em relação a um dos eixos de inércia, então a análise do banzo inferior e superior é realizada da mesma forma.

As relações geométricas dos banzos da seção são:

• $\begin{cases} b_p = c = 65,30 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \quad \xrightarrow{\text{ENTÃO}} \quad c/t = 26,12$

(1) Esforço axial de compressão:

• $\sigma_{1b,p}^N = \sigma_{2a,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{1b,p}^N}{\sigma_{2a,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,92 = 30,23$

• $c/t \leq 33 \times \varepsilon \Leftrightarrow 26,12 \leq 30,23 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Banzo de Classe 1}}$

(2) Momento positivo em torno de u (procedimento igual para momento negativo):

- $\sigma_{1b,p}^{Mu} = \sigma_{2a,p}^{Mu} = -277,67 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{1b,p}^{Mu}}{\sigma_{2a,p}^{Mu}} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 33 \times \varepsilon = 30,23$

- $c/t \leq 33 \times \varepsilon \Leftrightarrow 26,12 \leq 30,23 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Banzo de Classe 1}}$

(3.1) Momento positivo em torno de v:

- $\begin{cases} \sigma_{1b,p}^{Mv^+} = 267,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{2a,p}^{Mv^+} = -67,65 \text{ MPa} \end{cases} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{1b,p}^{Mv^+}}{\sigma_{2a,p}^{Mv^+}} = -0,252 \quad \blacktriangleright \quad c/t = \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = 65,58$

- $c/t \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} \Leftrightarrow 26,12 \leq 65,58 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Banzo, pelo menos, de Classe 3}}$

(3.2) Momento negativo em torno de v:

- $\begin{cases} \sigma_{1b,p}^{Mv^-} = -267,93 \text{ MPa} \\ \sigma_{2a,p}^{Mv^-} = 67,65 \text{ MPa} \end{cases} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{1b,p}^{Mv^-}}{\sigma_{2a,p}^{Mv^-}} = -0,252 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 35,75$

- $c/t \leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} \Leftrightarrow 26,12 \leq 35,75 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Banzo, pelo menos, de Classe 3}}$

❖ Reforços (elementos perpendiculares ao eixo de maior inércia):

Tal como acontece com os banzos da seção, devido à simetria da seção, o reforço inferior e superior são analisados do mesmo modo.

Assim, as relações geométricas dos reforços da seção são:

- $\begin{cases} c_p = c = 15,65 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \xrightarrow{\text{ENTÃO}} c/t = 6,26$

(1) Esforço axial de compressão:

- $\sigma_{0,p}^N = \sigma_{1a,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi = \frac{\sigma_{0,p}^N}{\sigma_{1a,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad c/t = 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,92 = 8,25$

- $c/t \leq 9 \times \varepsilon \Leftrightarrow 6,26 \leq 8,25 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{Reforço de Classe 1}}$

(2) Momento positivo em torno de u (procedimento igual para momento negativo):

$$\bullet \begin{cases} \sigma_{0,p}^{Mu} = -246,40 \text{ MPa} \\ \sigma_{1a,p}^{Mu} = -275,62 \text{ MPa} \end{cases} \blacktriangleright \psi = \frac{\sigma_{0,p}^{Mu}}{\sigma_{1a,p}^{Mu}} = 1,119 \blacktriangleright c/t = 21 \times \sqrt{k_\sigma} = 21 \times \sqrt{0,5} = 13,60$$

$$\bullet c/t \leq 21 \times \sqrt{k_\sigma} \Leftrightarrow 6,26 \leq 13,60 \blacktriangleright \text{Reforço, pelo menos, de Classe 3}$$

(3) Momento positivo em torno de v (reforço à tração se momento negativo):

$$\bullet \sigma_{0,p}^{Mv} = \sigma_{1a,p}^{Mv} = 273,58 \text{ MPa} \blacktriangleright \psi = \frac{\sigma_{0,p}^{Mv}}{\sigma_{1a,p}^{Mv}} = 1,00 \blacktriangleright c/t = 9 \times \varepsilon = 8,25$$

$$\bullet c/t \leq 9 \times \varepsilon \Leftrightarrow 6,26 \leq 8,25 \blacktriangleright \text{Reforço de Classe 1}$$

A seção transversal é de Classe 4, isto porque, de todos os elementos analisados é a pior classificação que se verifica.

6.3.4 PROPRIEDADES DA SEÇÃO EFETIVA

6.3.4.1 INSTABILIDADE LOCAL – SEÇÃO EFETIVA

O cálculo das larguras efetivas para instabilidade local serão realizados de acordo com as formulações aplicáveis na norma EN 1993-1-5 e para as situações de esforço axial de compressão (seção em compressão pura), momento em torno de u (momento positivo e negativo) e momento em torno de v (momento positivo e negativo).

Para a determinação das propriedades efetivas da seção em relação ao fenómeno de instabilidade local considerou-se que os elementos paralelos ao eixo fletor se passariam a denominar de banzos* e os elementos perpendiculares ao eixo de flexão seriam almas*.

Assim, para esforço axial de compressão e momento em torno de u (eixo de maior inércia) considerou-se como banzos* os elementos paralelos ao eixo e como almas* os elementos perpendiculares ao eixo de maior inércia. Se momento em torno de v (eixo de menor inércia), então é considerados os elementos inversamente, ou seja, banzos* como elementos perpendiculares ao eixo de maior inércia e almas* como elementos paralelos ao mesmo eixo (ver Figura 6.6). Note-se que para os reforços, estes consideram-se como uma parte dos elementos a que estão ligados, ou seja, aos banzos*.

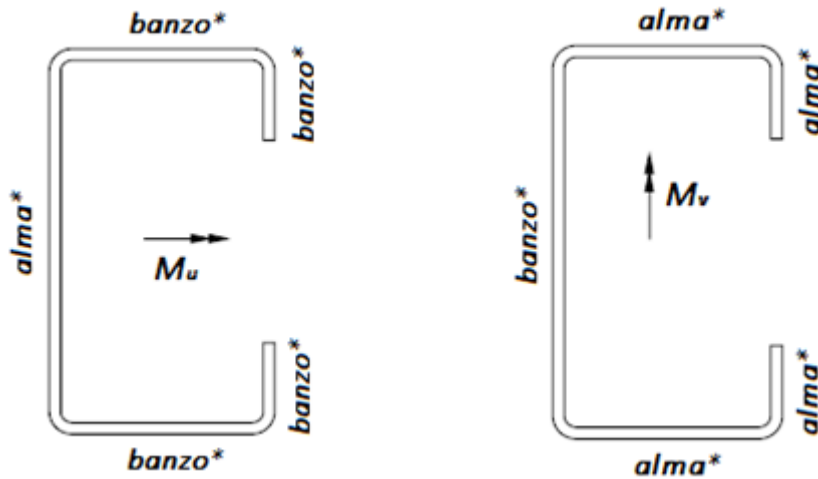


Figura 6.6 – Definição de banzo* e alma* para momento em u e v [11]

LARGURAS EFETIVAS – ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:

(1) Alma* (para compressão a alma* é a mesma que a alma real da seção):

- $\begin{cases} h_p = c = 295,30 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \xrightarrow{\text{ENTÃO}} c / t = 118,12$
- $\sigma_{2b,p}^N = \sigma_{3a,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi_{hp} = \frac{\sigma_{2b,p}^N}{\sigma_{3a,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad k_{\sigma, hp} = 4,00$
- $h_{p,c} = h_p = 295,30 \text{ mm} \quad \blacktriangleright \quad h_{p,t} = 0,00 \text{ mm}$
- $\bar{\lambda}_{p, hp} = \frac{h_p / t_p}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_{\sigma, hp}}} = 2,270$
- $K_{p, hp} = 0,055 \times (3 + \psi_{hp}) = 0,220$
- $\rho_{hp} = \frac{\bar{\lambda}_{p, hp} - k_{\sigma, hp}}{\bar{\lambda}_{p, hp}^2} = 0,398$
- $h_{p, eff} = \rho_{hp} \times h_{p, c} = 117,48 \text{ mm}$
- $h_{p, e1} = h_{p, e2} = 0,5 \times h_{p, eff} = 58,74 \text{ mm}$
- $h_{p, i} = h_{p, c} - h_{p, eff} = 177,82 \text{ mm}$

(2) Banzos* (para compressão os banzos* são os banzos reais da seção):

Os cálculos que se seguem aplicam-se ao banzo* superior = banzo superior real da seção.

- $\begin{cases} b_{p2} = c = 65,30 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \xrightarrow{\text{ENTÃO}} c / t = 26,12$
- $\sigma_{3b,p}^N = \sigma_{4a,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi_{bp2} = \frac{\sigma_{3b,p}^N}{\sigma_{4a,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad k_{\sigma, bp2} = 4,00$
- $b_{p2,c} = b_{p2} = 65,30 \text{ mm} \quad \blacktriangleright \quad b_{p2,t} = 0,00 \text{ mm}$
- $\bar{\lambda}_{p, bp2} = \frac{b_{p2} / t_p}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_{\sigma, bp2}}} = 0,502$
- $K_{p, bp2} = 0,055 \times (3 + \psi_{bp2}) = 0,220$
- $\rho_{bp2} = 1,00$
- $b_{p2, \text{eff}} = \rho_{bp2} \times b_{p2,c} = 65,30 \text{ mm}$
- $b_{p2, e1} = b_{p2, e2} = 0,5 \times b_{p2, \text{eff}} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p2, i} = b_{p2,c} - b_{p2, \text{eff}} = 0,00 \text{ mm}$

Da mesma forma, obtém-se também as larguras efetivas do banzo* inferior = banzo inferior real da seção:

- $b_{p1, e1} = b_{p1, e2} = 0,5 \times b_{p1, \text{eff}} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p1, i} = b_{p1,c} - b_{p1, \text{eff}} = 0,00 \text{ mm}$

(3) Reforços (os reforços estão associados aos banzos* da seção):

Em seções com reforços extremos simples, o fator de encurvadura (k_{σ}) não depende da distribuição de tensões pelo que a tensão a ser utilizada na determinação da largura efetiva tem de ser igual a

$\sigma_{\text{máx, Ed}} = f_{yb} / \gamma_{M0}$. Desta forma, para o reforço superior da seção tem-se que:

- $\begin{cases} c_{p2} = c = 15,65 \text{ mm} \\ t_p = t = 2,50 \text{ mm} \end{cases} \xrightarrow{\text{ENTÃO}} c / t = 6,26$
- $\sigma_{4b,p}^N = \sigma_{5,p}^N = 280,00 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \quad \psi_{cp2} = \frac{\sigma_{4b,p}^N}{\sigma_{5,p}^N} = 1,00 \quad \blacktriangleright \quad k_{\sigma, cp2} = 4,00$
- $c_{p2,c} = c_{p2} = 15,65 \text{ mm} \quad \blacktriangleright \quad c_{p2,t} = 0,00 \text{ mm}$
- $\bar{\lambda}_{p, cp2} = \frac{c_{p2} / t_p}{28,4 \times \varepsilon \times \sqrt{k_{\sigma, cp2}}} = 0,340$

- $K_{p,cp2} = 0,055 \times (3 + \psi_{cp2}) = 0,188$
- $\rho_{cp2} = 1,00$
- $C_{p2,eff} = \rho_{cp2} \times C_{p2,c} = 15,65 \text{ mm}$
- $C_{p2,e} = C_{p2,eff} = 15,65 \text{ mm}$
- $C_{p2,i} = C_{p2,c} - C_{p2,eff} = 0,00 \text{ mm}$

Para o reforço inferior da seção obtêm-se as seguintes larguras efetivas:

- $C_{p1,e} = C_{p1,eff} = 15,65 \text{ mm}$
- $C_{p1,i} = C_{p1,c} - C_{p1,eff} = 0,00 \text{ mm}$

❖ Resumo das larguras efetivas obtidas:

- $h_{p,e1}^{NL} = 58,74 \text{ mm}$
- $h_{p,e2}^{NL} = 58,74 \text{ mm}$
- $h_{p,i}^{NL} = 177,82 \text{ mm}$
- $b_{p1,e1}^{NL} = b_{p2,e1}^{NL} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,e2}^{NL} = b_{p2,e2}^{NL} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,i}^{NL} = b_{p2,i}^{NL} = 0,00 \text{ mm}$
- $C_{p1,e}^{NL} = C_{p2,e}^{NL} = 15,65 \text{ mm}$
- $C_{p1,i}^{NL} = C_{p2,i}^{NL} = 0,00 \text{ mm}$

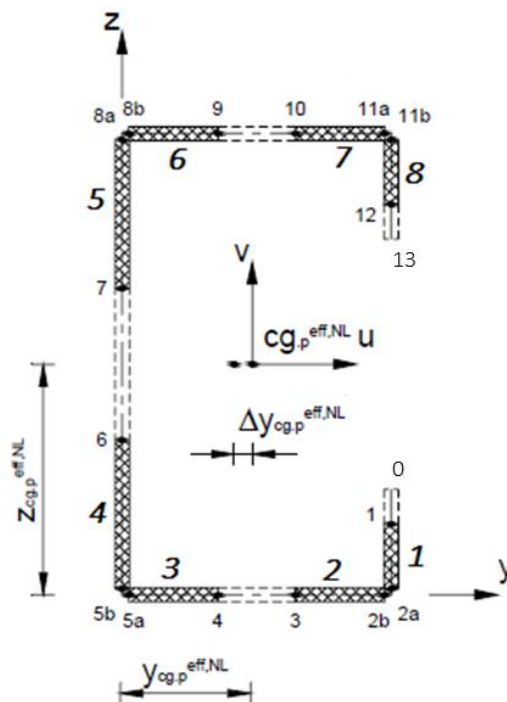


Figura 6.7 – Seção efetiva nominal devido a esfoço axial de compressão (instabilidade local)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a esforço axial compressão – instabilidade local:

- $A_p^{eff,NL} = 698,48 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff,NL} = 464029,59 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff,NL} = 23,34 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff,NL} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff,NL} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff,NL} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff,NL} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff,NL} = 464029,59 \text{ mm}^4$

LARGURAS EFETIVAS – MOMENTO EM TORNO DE U:

(1) Alma* (para momento em torno de u, a alma* é igual à alma real da seção):

- $h_{p,e1} = 59,06 \text{ mm}$
- $h_{p,e2} = 84,10 \text{ mm}$
- $h_{p,i} = 4,49 \text{ mm}$

(2) Banzos* (para momento em torno de u, os banzos* são também os banzos reais da seção):

Tal como acontecia nos reforços em compressão, a tensão a utilizar para obter as larguras efetivas da seção terá de ser igual a $\sigma_{m\acute{a}x,Ed} = f_{yb} / \gamma_{M0}$, logo os cálculos efetuados para compressão são aplicáveis para o momento em torno de u para os banzos*.

(2.1) Momento positivo em torno de u:

Em situações de momento positivo em torno de u, o banzo* inferior encontra-se à compressão, e o banzo* superior à tração (elemento efetivo).

- $b_{p1,e1} = b_{p1,e2} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p2,e1} = b_{p2,e2} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,i} = b_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(2.2) Momento negativo em torno de u:

Por outro lado, em situações de momento negativo em torno de u, o banzo* superior é que se encontra à compressão enquanto o banzo* inferior está tracionado.

- $b_{p1,e1} = b_{p1,e2} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p2,e1} = b_{p2,e2} = 32,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,i} = b_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(3) Reforços (os reforços estão associados aos banzos* da seção):

Tal como acontece com os banzos*, também podemos adotar os cálculos efetuados para os reforços em compressão. Assim, temos que para:

(3.1) Momento positivo em torno de u:

Se momento positivo em torno de u, o reforço inferior encontra-se em compressão, tal como o banzo a ele ligado.

- $c_{p1,e} = c_{p2,e} = 15,65 \text{ mm}$
- $c_{p1,i} = c_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(3.2) Momento negativo em torno de u:

Se momento negativo em torno de u, o reforço superior é que se encontra à compressão.

- $c_{p1,e} = c_{p2,e} = 15,65 \text{ mm}$
- $c_{p1,i} = c_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

❖ Resumo das larguras efetivas obtidas para momento positivo em torno de u:

- | | |
|--|--|
| • $h_{p,e1}^{Mu^+L} = 59,06 \text{ mm}$ | • $b_{p1,e2}^{Mu^+L} = b_{p2,e2}^{Mu^+L} = 32,65 \text{ mm}$ |
| • $h_{p,e2}^{Mu^+L} = 84,10 \text{ mm}$ | • $b_{p1,i}^{Mu^+L} = b_{p2,i}^{Mu^+L} = 0,00 \text{ mm}$ |
| • $h_{p,i}^{Mu^+L} = 4,49 \text{ mm}$ | • $c_{p1,e}^{Mu^+L} = c_{p2,e}^{Mu^+L} = 15,65 \text{ mm}$ |
| • $b_{p1,e1}^{Mu^+L} = b_{p2,e1}^{Mu^+L} = 32,65 \text{ mm}$ | • $c_{p1,i}^{Mu^+L} = c_{p2,i}^{Mu^+L} = 0,00 \text{ mm}$ |

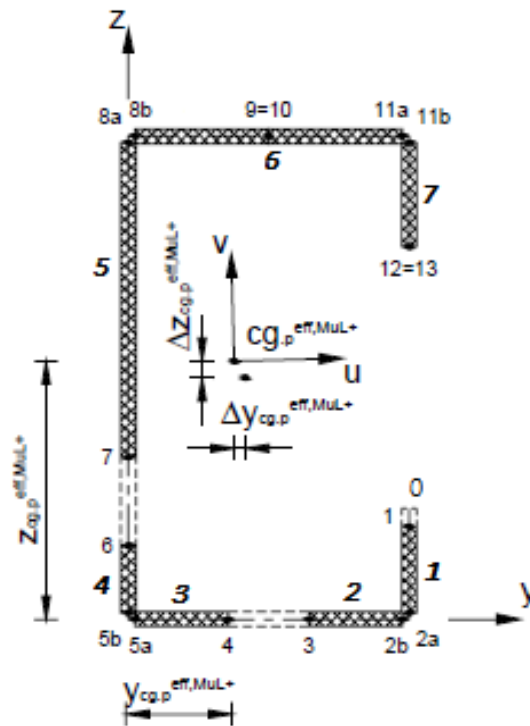


Figura 6.8 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u (instabilidade local)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u – instabilidade local:

- $A_p^{eff, Mu^+L} = 1131,80 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff, Mu^+L} = 609704,75 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff, Mu^+L} = 14,40 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff, Mu^+L} = -13973,05 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mu^+L} = 149,61 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff, Mu^+L} = 14036661,35 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff, Mu^+L} = 14036646,81 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mu^+L} = 609690,21 \text{ mm}^4$

❖ Resumo das larguras efetivas obtidas para momento negativo em torno de u:

- $h_{p,e1}^{Mu^-L} = 59,06 \text{ mm}$
- $b_{p1,e2}^{Mu^-L} = b_{p2,e2}^{Mu^-L} = 32,65 \text{ mm}$
- $h_{p,e2}^{Mu^-L} = 84,10 \text{ mm}$
- $b_{p1,i}^{Mu^-L} = b_{p2,i}^{Mu^-L} = 0,00 \text{ mm}$
- $h_{p,i}^{Mu^-L} = 4,49 \text{ mm}$
- $c_{p1,e}^{Mu^-L} = c_{p2,e}^{Mu^-L} = 15,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,e1}^{Mu^-L} = b_{p2,e1}^{Mu^-L} = 32,65 \text{ mm}$
- $c_{p1,i}^{Mu^-L} = c_{p2,i}^{Mu^-L} = 0,00 \text{ mm}$

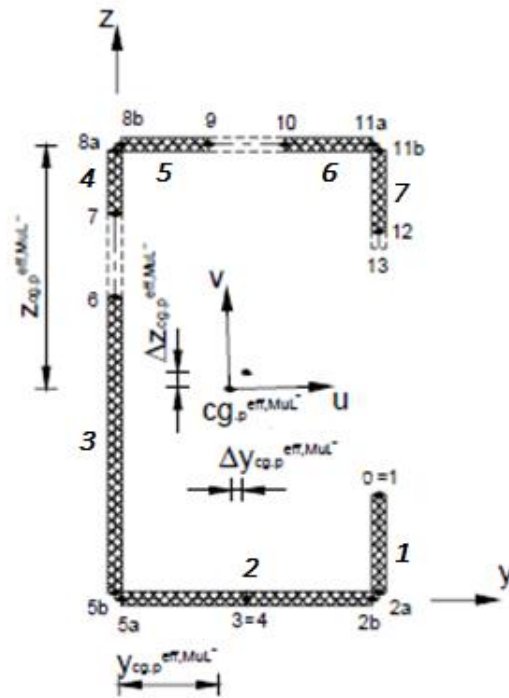


Figura 6.9 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u (instabilidade local)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u – instabilidade local:

- $A_p^{eff, Mu^-L} = 1131,80 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff, Mu^-L} = 609704,75 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff, Mu^-L} = 14,40 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff, Mu^-L} = -9921,43 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mu^-L} = 149,36 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff, Mu^-L} = 14078598,67 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff, Mu^-L} = 14078591,36 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mu^-L} = 609697,44 \text{ mm}^4$

LARGURAS EFETIVAS – MOMENTO EM TORNO DE V:

(1) Alma* (para momento em torno de v, a alma* corresponde aos banzos reais da seção):

(1.1) Momento positivo em torno de v:

O cálculo das larguras efetivas das almas* (banzo superior e inferior real da seção) é executado de igual forma, pelo que se obtém:

- $b_{p1,e1} = b_{p2,e1} = 20,42 \text{ mm}$

- $b_{p1,e2} = b_{p2,e2} = 30,62 \text{ mm}$
- $b_{p1,i} = b_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(1.2) Momento negativo em torno de v:

- $b_{p1,e1} = b_{p2,e1} = 5,70 \text{ mm}$
- $b_{p1,e2} = b_{p2,e2} = 8,56 \text{ mm}$
- $b_{p1,i} = b_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(2) Banzo* (para momento em torno de v, o banzo* corresponde à alma real da seção):

Devido à não simetria da seção em torno do eixo v, então teremos de avaliar a mesma para momento positivo e negativo. Assim:

(2.1) Momento positivo em torno de v:

Em situações de momento positivo em torno de v, o banzo* (alma real) não se encontra comprimido.

- $h_{p,e1} = 147,65 \text{ mm}$
- $h_{p,e2} = 147,65 \text{ mm}$
- $h_{p,i} = 0,00 \text{ mm}$

(2.2) Momento negativo em torno de v:

Por outro lado, em situações de momento negativo em torno de v, o banzo* já não se encontra tracionado, mas sim em compressão.

- $h_{p,e1} = 58,74 \text{ mm}$
- $h_{p,e2} = 58,74 \text{ mm}$
- $h_{p,i} = 177,82 \text{ mm}$

(3) Reforços (os reforços estão associados às almas* = banzos reais da seção):

(3.1) Momento positivo em torno de v:

Se momento positivo em torno de v, os reforços (superior e inferior) encontra-se em compressão, tal como os banzos reais (almas*) a eles ligado.

- $c_{p1,e} = c_{p2,e} = 15,65 \text{ mm}$
- $c_{p1,i} = c_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

(3.2) Momento negativo em torno de v:

Se momento negativo em torno de v, então os reforços encontram-se ambos à tração, ou seja, são efetivos.

- $c_{p1,e} = c_{p2,e} = 15,65 \text{ mm}$
- $c_{p1,i} = c_{p2,i} = 0,00 \text{ mm}$

❖ Resumo das larguras efetivas obtidas para momento positivo em torno de v:

- | | |
|--|--|
| • $h_{p,e1}^{Mv^+L} = 147,65 \text{ mm}$ | • $b_{p1,e2}^{Mv^+L} = b_{p2,e2}^{Mv^+L} = 30,62 \text{ mm}$ |
| • $h_{p,e2}^{Mv^+L} = 147,65 \text{ mm}$ | • $b_{p1,i}^{Mv^+L} = b_{p2,i}^{Mv^+L} = 0,00 \text{ mm}$ |
| • $h_{p,i}^{Mv^+L} = 0,00 \text{ mm}$ | • $c_{p1,e}^{Mv^+L} = c_{p2,e}^{Mv^+L} = 15,65 \text{ mm}$ |
| • $b_{p1,e1}^{Mv^+L} = b_{p2,e1}^{Mv^+L} = 20,42 \text{ mm}$ | • $c_{p1,i}^{Mv^+L} = c_{p2,i}^{Mv^+L} = 0,00 \text{ mm}$ |

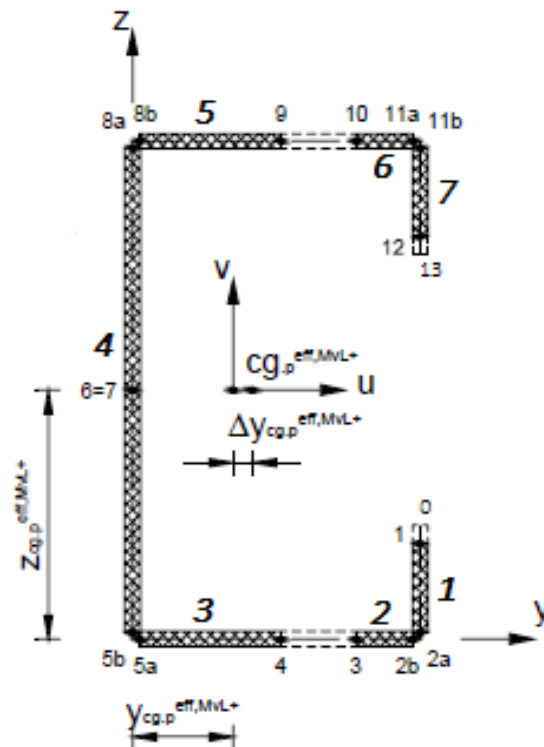


Figura 6.10 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v (instabilidade local)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v – instabilidade local:

- $A_p^{eff, Mv^+L} = 1143,03 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff, Mv^+L} = 612012,83 \text{ mm}^4$
- $Y_{0,gc,p}^{eff, Mv^+L} = 14,26 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff, Mv^+L} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mv^+L} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff, Mv^+L} = 14121258,14 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff, Mv^+L} = 14121258,14 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mv^+L} = 612012,83 \text{ mm}^4$

❖ Resumo das larguras efetivas obtidas para momento negativo em torno de v:

- $h_{p,e1}^{Mv^-L} = 58,74 \text{ mm}$
- $b_{p1,e2}^{Mv^-L} = b_{p2,e2}^{Mv^-L} = 8,56 \text{ mm}$
- $h_{p,e2}^{Mv^-L} = 58,74 \text{ mm}$
- $b_{p1,i}^{Mv^-L} = b_{p2,i}^{Mv^-L} = 0,00 \text{ mm}$
- $h_{p,i}^{Mv^-L} = 177,82 \text{ mm}$
- $c_{p1,e}^{Mv^-L} = c_{p2,e}^{Mv^-L} = 15,65 \text{ mm}$
- $b_{p1,e1}^{Mv^-L} = b_{p2,e1}^{Mv^-L} = 5,70 \text{ mm}$
- $c_{p1,i}^{Mv^-L} = c_{p2,i}^{Mv^-L} = 0,00 \text{ mm}$

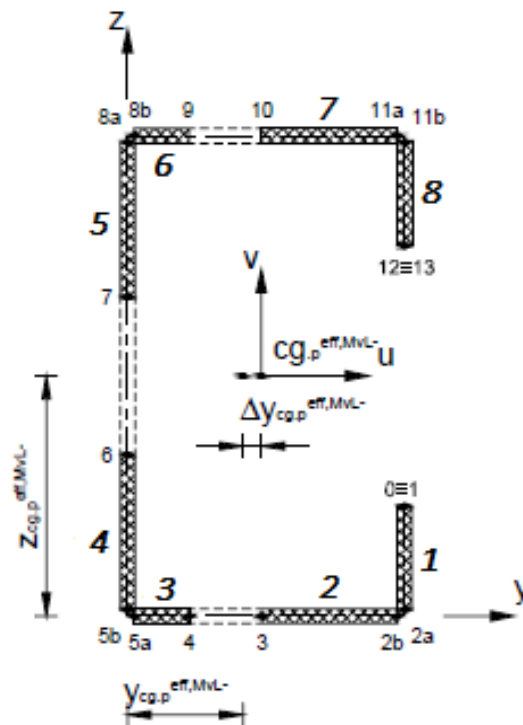


Figura 6.11 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v (instabilidade local)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v – instabilidade local:

- $A_p^{eff, Mv^{-L}} = 698,48 \text{ mm}^2$
- $Y_{0,gc,p}^{eff, Mv^{-L}} = 23,34 \text{ mm}$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mv^{-L}} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{y,p}^{eff, Mv^{-L}} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{z,p}^{eff, Mv^{-L}} = 464029,59 \text{ mm}^4$
- $I_{yz,p}^{eff, Mv^{-L}} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $I_{u,p}^{eff, Mv^{-L}} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mv^{-L}} = 464029,59 \text{ mm}^4$

6.3.4.2 INSTABILIDADE DISTORCIONAL – SEÇÃO EFETIVA

O cálculo das larguras efetivas para instabilidade distorcional efetuam-se de acordo com as expressões descritas na norma EN 1993-1-3 e, como acontece na instabilidade local, para situações de esforço axial de compressão, momento em torno de u e momento em torno de v.

Também tal como acontecia quando estávamos perante o fenómeno de instabilidade local, para a determinação das propriedades efetivas da seção em relação ao fenómeno de instabilidade distorcional considerou-se que os elementos paralelos ao eixo de flexão se passariam a denominar de banzos* e os elementos perpendiculares ao eixo de flexão seriam almas*.

No cálculo da espessura reduzida do reforço* (reforço + parte do banzo comprimido) inicialmente obtêm-se as propriedades deste conjunto através das larguras efetivas obtidas para a seção efetiva devido a instabilidade local.

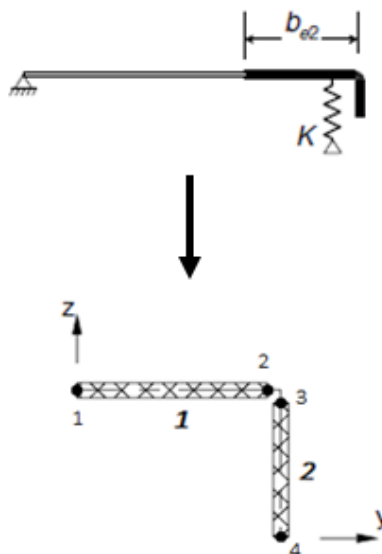


Figura 6.12 – Reforço* equivalente

ESPESSURA REDUZIDA – ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO:

Para o cálculo das propriedades apresentam-se apenas os cálculos para o reforço* superior (reforço equivalente), isto porque, para o reforço* inferior os resultados serão os mesmos (dada a dimensão dos banzos e reforços da seção).

❖ Propriedades do reforço*:

- $A_p^{ref} = 120,76 \text{ mm}^2$
- $y_{cg,p}^{ref} = 11,78 \text{ mm}$
- $z_{cg,p}^{ref} = 2,89 \text{ mm}$
- $I_{y,p}^{ref} = 2905,32 \text{ mm}^4$
- $I_{z,p}^{ref} = 15282,59 \text{ mm}^4$

❖ Rigidez da mola equivalente:

$$\begin{aligned} \bullet K_2 &= \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h_w + b_1^3 + 0,5 \times b_1 \times b_2 \times h_w \times k_{f,2}} \\ &= \frac{210 \times 10^3 \times 2,50^3}{4 \times (1 - 0,30^2)} \times \frac{1}{58,22^2 \times 300 + 58,22^3 + 0,5 \times 58,22 \times 58,22 \times 300 \times 1,0} = 0,523 \end{aligned}$$

❖ Tensão crítica de encurvadura do reforço superior:

$$\bullet \sigma_{cr,2} = \frac{2 \times \sqrt{K_2 \times E \times I_{y,p}^{ref}}}{A_p^{ref}} = \frac{2 \times \sqrt{0,523 \times 210 \times 10^3 \times 2905,32}}{120,76} = 295,92 \text{ MPa}$$

❖ Esbelteza relativa do reforço:

$$\bullet \bar{\lambda}_{d,2} = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr,2}} = \sqrt{280 / 295,92} = 0,973$$

❖ Fator de redução de resistência à instabilidade distorcional do reforço:

$$\bullet \chi_{d,2} = 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_{d,2} = 0,767$$

❖ Espessura reduzida do reforço:

• $t_{red,2} = t \times \chi_{d,2} = 2,50 \times 0,767 = 1,92 \text{ mm}$

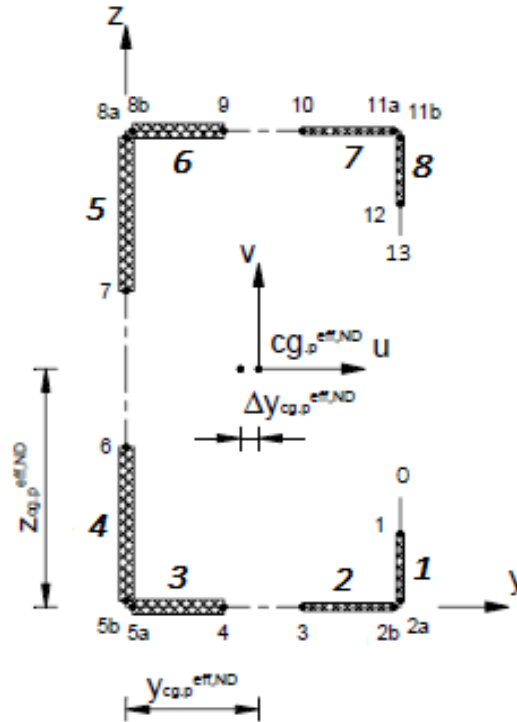


Figura 6.13 – Seção efetiva nominal devido a esforço axial de compressão (instabilidade distorcional)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a esforço axial compressão – instabilidade distorcional:

- $A_p^{eff,ND} = 642,14 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff,ND} = 392636,72 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff,ND} = 20,50 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff,ND} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff,ND} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff,ND} = 11749848,37 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff,ND} = 11749848,37 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff,ND} = 392636,72 \text{ mm}^4$

ESPESSURA REDUZIDA – MOMENTO EM TORNO DE U:

Tanto para momento positivo como negativo em torno de u as propriedades são iguais, isto porque, a seção é simétrica em relação a este eixo (quando um reforço está à compressão, o outro está à tração e vice versa).

❖ Propriedades dos reforços* para momento negativo e positivo:

- $A_p^{ref} = 120,76 \text{ mm}^2$
- $y_{cg,p}^{ref} = 11,78 \text{ mm}$
- $z_{cg,p}^{ref} = 2,89 \text{ mm}$
- $I_{y,p}^{ref} = 2905,32 \text{ mm}^4$
- $I_{z,p}^{ref} = 15282,59 \text{ mm}^4$

❖ Rigidez da mola equivalente:

$$\begin{aligned} \bullet K &= \frac{E \times t^3}{4 \times (1 - \nu^2)} \times \frac{1}{b_1^2 \times h_w + b_1^3 + 0,5 \times b_1 \times b_2 \times h_w \times k_f} \\ &= \frac{210 \times 10^3 \times 2,50^3}{4 \times (1 - 0,30^2)} \times \frac{1}{58,22^2 \times 300 + 58,22^3 + 0,5 \times 58,22 \times 58,22 \times 300 \times 0,0} = 0,742 \end{aligned}$$

❖ Tensão crítica de encurvadura do reforço superior:

$$\bullet \sigma_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_{y,p}^{ref}}}{A_p^{ref}} = \frac{2 \times \sqrt{0,742 \times 210 \times 10^3 \times 2905,32}}{120,76} = 352,47 \text{ MPa}$$

❖ Esbelteza relativa do reforço:

$$\bullet \bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr}} = \sqrt{280 / 352,47} = 0,891$$

❖ Fator de redução de resistência à instabilidade distorcional do reforço:

$$\bullet \chi_d = 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d = 0,826$$

❖ Espessura reduzida do reforço:

$$\bullet t_{red} = t \times \chi_d = 2,50 \times 0,826 = 2,06 \text{ mm}$$

De seguida apresentam-se as seções efetivas e propriedades em relação às seguintes situações:

- Momento positivo em torno de u:

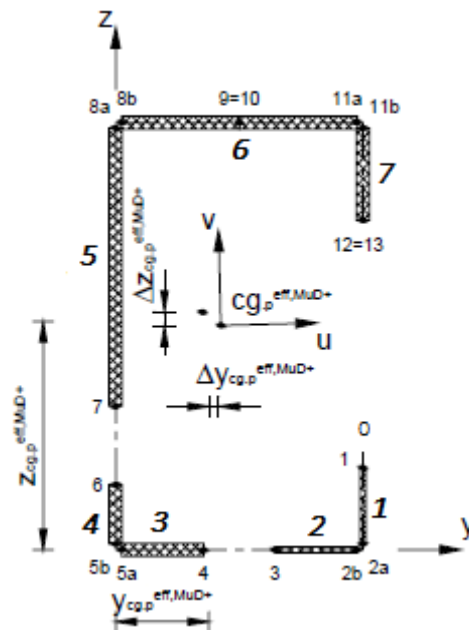


Figura 6.14 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u (instabilidade distorcional)

- Momento negativo em torno de u:

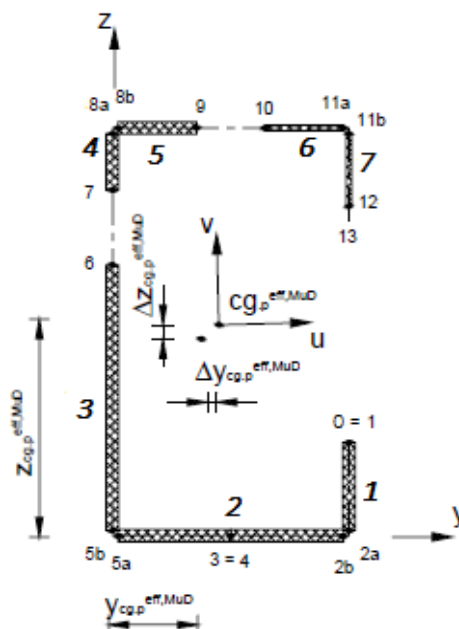


Figura 6.15 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u (instabilidade distorcional)

- ❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de u – instabilidade distorcional:

- $A_p^{eff, Mu^+D} = 1110,74 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff, Mu^+D} = 570405,20 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff, Mu^+D} = 13,62 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff, Mu^+D} = 115294,50 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mu^+D} = 152,39 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff, Mu^+D} = 13575245,68 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff, Mu^+D} = 13574221,77 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mu^+D} = 569381,28 \text{ mm}^4$

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de u – instabilidade distorcional:

- $A_p^{eff, Mu^-D} = 1110,74 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff, Mu^-D} = 570405,20 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff, Mu^-D} = 13,62 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff, Mu^-D} = -137989,41 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff, Mu^-D} = 146,60 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff, Mu^-D} = 13626807,84 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff, Mu^-D} = 13625349,47 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff, Mu^-D} = 568946,82 \text{ mm}^4$

ESPESSURA REDUZIDA – MOMENTO EM TORNO DE V:

O fenómeno de instabilidade apenas ocorre quando o momento em torno de v é positivo, onde ambos o inferior e superior se encontram em compressão. Se momento negativo em torno de v, em nada interfere. É de referir que como os banzos têm a mesma largura que os reforços, então o procedimento de cálculo é semelhante.

❖ Propriedades dos reforços* para momento positivo:

- $A_p^{ref} = 90,17 \text{ mm}^2$
- $y_{cg,p}^{ref} = 6,40 \text{ mm}$
- $z_{cg,p}^{ref} = 3,87 \text{ mm}$
- $I_{y,p}^{ref} = 2562,78 \text{ mm}^4$
- $I_{z,p}^{ref} = 4604,43 \text{ mm}^4$

❖ Rigidez da mola equivalente:

$$K = \frac{210 \times 10^3 \times 2,50^3}{4 \times (1 - 0,30^2)} \times \frac{1}{63,60^2 \times 300 + 63,60^3 + 0,5 \times 63,60 \times 63,60 \times 300 \times 1,0} = 0,434$$

❖ Tensão crítica de encurvadura do reforço superior:

$$\bullet \sigma_{cr} = \frac{2 \times \sqrt{K \times E \times I_{y,p}^{ref}}}{A_p^{ref}} = \frac{2 \times \sqrt{0,434 \times 210 \times 10^3 \times 2562,78}}{90,17} = 338,95 \text{ MPa}$$

❖ Esbelteza relativa do reforço:

$$\bullet \bar{\lambda}_d = \sqrt{f_{yb} / \sigma_{cr}} = \sqrt{280 / 338,95} = 0,909$$

❖ Fator de redução de resistência à instabilidade distorcional do reforço:

$$\bullet \chi_d = 1,47 - 0,723 \times \bar{\lambda}_d = 0,813$$

❖ Espessura reduzida do reforço:

$$\bullet t_{red} = t \times \chi_d = 2,50 \times 0,813 = 2,03 \text{ mm}$$

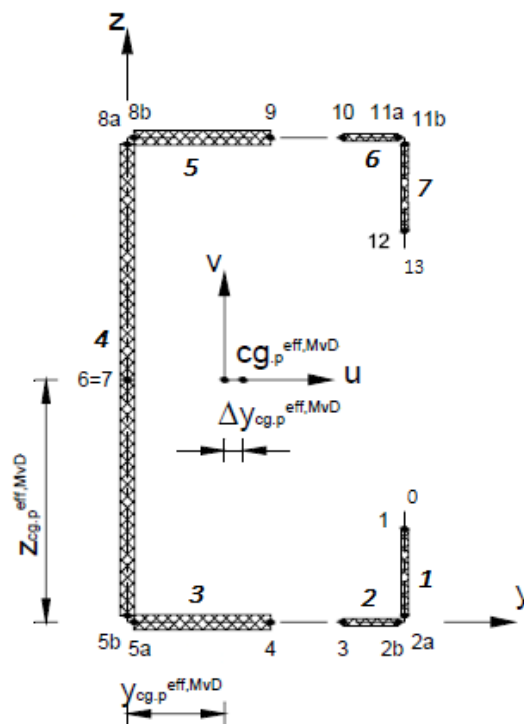


Figura 6.16 – Seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v (instabilidade distorcional)

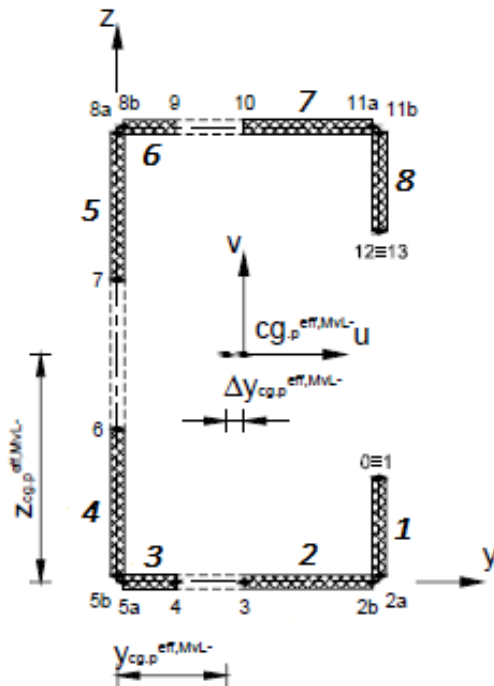


Figura 6.17 – Seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v (instabilidade distorcional)

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento positivo em torno de v – instabilidade distorcional:

- $A_p^{eff,Mv^+D} = 1109,29 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff,Mv^+D} = 534004,80 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff,Mv^+D} = 12,84 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff,Mv^+D} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff,Mv^+D} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff,Mv^+D} = 13411968,99 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff,Mv^+D} = 13411968,99 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff,Mv^+D} = 534004,80 \text{ mm}^4$

❖ Propriedades da seção efetiva nominal devido a momento negativo em torno de v – instabilidade distorcional:

- $A_p^{eff,Mv^-D} = 698,48 \text{ mm}^2$
- $I_{z,p}^{eff,Mv^-D} = 464029,59 \text{ mm}^4$
- $y_{0,gc,p}^{eff,Mv^-D} = 23,34 \text{ mm}$
- $I_{yz,p}^{eff,Mv^-D} = 0,00 \text{ mm}^4$
- $z_{0,gc,p}^{eff,Mv^-D} = 148,75 \text{ mm}$
- $I_{u,p}^{eff,Mv^-D} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{y,p}^{eff,Mv^-D} = 12949844,11 \text{ mm}^4$
- $I_{v,p}^{eff,Mv^-D} = 464029,59 \text{ mm}^4$

6.4 RESISTÊNCIA DA SEÇÃO

6.4.1 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Na verificação de segurança da seção em estudo apenas se analisará esta em relação às propriedades nominais apesar de terem sido calculadas também as propriedades idealizadas. Salieta-se ainda que algumas das propriedades a utilizar na análise da seção transversal devem ser obtidas de forma criteriosa. Neste contexto seguidamente referem-se algumas dessas propriedades:

❖ Propriedades obtidas devido a esforço axial de compressão (N):

- $A_{\text{eff}} = A_p^{\text{eff},\text{ND}} = 642,14 \text{ mm}^2$
- $e_{N,y} = z_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{ND}} - z_{0,\text{cg},p} = 148,75 - 148,75 = 0,00 \text{ mm}$
- $e_{N,z} = y_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{ND}} - y_{0,\text{cg},p} = 20,50 - 14,26 = 6,24 \text{ mm}$

❖ Propriedades obtidas devido a momento em torno de u (M_u):

- $I_{y,\text{eff}} = \min \left(I_{y,p}^{\text{eff},\text{Mu}^+\text{D}} ; I_{y,p}^{\text{eff},\text{Mu}^-\text{D}} \right) = \min (1357422177 ; 1362534947) = 13574221,77 \text{ mm}^4$
- $W_{y,\text{eff}} = \min \left(\frac{I_{y,p}^{\text{eff},\text{Mu}^+\text{D}}}{z_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{Mu}^+\text{D}}} ; \frac{I_{y,p}^{\text{eff},\text{Mu}^-\text{D}}}{z_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{Mu}^-\text{D}}} \right) = \min \left(\frac{1357422177}{152,39} ; \frac{1362534947}{146,60} \right) = 89076,19 \text{ mm}^3$

❖ Propriedades obtidas devido a momento em torno de v (M_v):

- $I_{z,\text{eff}} = \min \left(I_{z,p}^{\text{eff},\text{Mv}^+\text{D}} ; I_{z,p}^{\text{eff},\text{Mv}^-\text{D}} \right) = \min (53400480 ; 46402959) = 464029,59 \text{ mm}^4$
- $W_{z,\text{eff}} = \min \left(\frac{I_{z,p}^{\text{eff},\text{Mv}^+\text{D}}}{z_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{Mv}^+\text{D}}} ; \frac{I_{z,p}^{\text{eff},\text{Mv}^-\text{D}}}{z_{0,\text{gc},p}^{\text{eff},\text{Mv}^-\text{D}}} \right) = \min \left(\frac{53400480}{12,84} ; \frac{46402959}{23,34} \right) = 19881,49 \text{ mm}^3$

❖ Propriedades elásticas da seção:

- $W_{y,\text{el}} = \frac{I_{y,p}}{z_{0,\text{cg},p}} = \frac{1412125814}{148,75} = 94932,83 \text{ mm}^3$

- $W_{z,el} = \frac{I_{z,p}}{y_{0,CG,p}} = \frac{61201283}{14,26} = 42911,01 \text{ mm}^3$

❖ Propriedades plásticas da seção (determinadas da mesma forma que em laminados a quente):

- $W_{y,pl} = 114100,33 \text{ mm}^3$

- $W_{z,pl} = 18922,68 \text{ mm}^3$

6.4.1.1 ESFORÇO AXIAL DE TRAÇÃO

No caso de esforço axial de tração não existe instabilidade local, ou seja, pode-se tirar partido do endurecimento do aço utilizando a tensão de cedência média do material (f_{ya}). Assim, temos que a capacidade resistente de tração da seção ($N_{t,Rd}$) é calculada da seguinte forma:

$$N_{t,Rd} = \frac{f_{ya,p} \times A_p}{\gamma_{M0}} = \frac{292,25 \times 1143,03}{1,0 \times 1000} = 334,05 \text{ kN}$$

A verificação da segurança é feita através da seguinte expressão:

$$\frac{|N_{t,Ed}|}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{12,30}{334,05} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,037 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.4.1.2 ESFORÇO AXIAL DE COMPRESSÃO

O esforço axial resistente de compressão depende da relação entre a área efetiva e a área bruta nominal da seção onde se confirma que a esta última é superior à efetiva ($A_p \geq A_{eff}$). Desta forma aplica-se a seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{642,14 \times 280,00}{1,0 \times 1000} = 179,80 \text{ kN}$$

A verificação da segurança é realizada da seguinte forma:

$$\frac{|N_{c,Ed}|}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{12,30}{179,80} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,068 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.4.1.3 FLEXÃO SIMPLES

Tal como acontece com o esforço axial de tração resistente, o cálculo do momento resistente de flexão também está dependente, não da relação das áreas da seção, mas sim da relação dos módulos de flexão efetivo e elástico. Neste contexto verifica-se que para ambos os momentos em torno de y e z, o módulo de flexão elástico é maior do que o módulo de flexão efetivo da seção transversal ($W_{y,el} \geq W_{y,eff}$ e $W_{z,el} \geq W_{z,eff}$)

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{y,eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{89079,19 \times 10^{-3} \times 280,00}{1,0 \times 1000} = 24,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{z,eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{19881,49 \times 10^{-3} \times 280,00}{1,0 \times 1000} = 5,57 \text{ kN.m}$$

As condições a verificar são:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{3,10}{24,94} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,124 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

$$\frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{1,20}{5,57} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,216 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.4.1.4 FLEXÃO DESVIADA

Na atuação de ambos os momentos ($M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$), a condição a ser verificada será:

$$\frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{3,10}{24,94} + \frac{1,20}{5,57} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,340 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.4.1.5 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM TRAÇÃO

A verificação da seção nesta situação é dada através da seguinte formulação:

$$\frac{|N_{t,Ed}|}{N_{t,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}|}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{12,30}{334,05} + \frac{3,10}{24,94} + \frac{1,20}{5,57} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,377 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.4.1.6 FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA COM COMPRESSÃO

Em flexão composta desviada com compressão, a verificação da segurança da seção transversal é efetuada através da aplicação da formulação que se segue.

$$\frac{|N_{c,Ed}|}{N_{c,Rd}} + \frac{|M_{y,Ed}| + \Delta M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{|M_{z,Ed}| + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

❖ Momentos atuantes adicionais:

- $\Delta M_{y,Ed} = \frac{e_{N,y} \times N_{c,Ed}}{1000} = \frac{0,00 \times 12,30}{1000} = 0,00 \text{ kN.m}$
- $\Delta M_{z,Ed} = \frac{e_{N,z} \times N_{c,Ed}}{1000} = \frac{6,24 \times 12,30}{1000} = 0,077 \text{ kN.m}$

Aplicando a expressão anteriormente descrita, temos que:

$$\frac{12,30}{179,80} + \frac{3,10 + 0,00}{24,94} + \frac{1,20 + 0,077}{5,57} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,422 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.5 RESISTÊNCIA DA BARRA

No cálculo da capacidade resistente da barra, considerou-se uma viga com restrição parcial à rotação por torsão ($k_w = 1,0$) e admitiu-se uma situação de apoio simplesmente apoiada ($k_z = 1,0$), pelo que os comprimentos de encurvadura são:

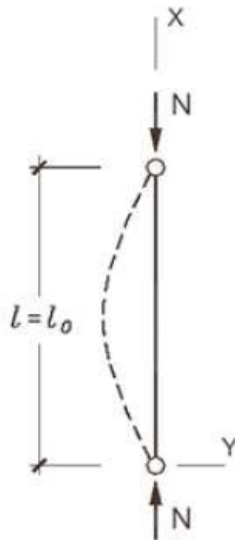


Figura 6.18 – Condição de apoio considerada para a viga

- $L_z = L_{\text{viga}} \times k_z = 5000 \times 1,0 = 5000 \text{ mm}$
- $L_w = L_{\text{viga}} \times k_w = 5000 \times 1,0 = 5000 \text{ mm}$

A encurvadura de vigas encontra-se associada à denominada encurvadura lateral (instabilidade por flexão-torsão), e como tal as verificações de segurança destes elementos estruturais requerem o cálculo de um momento crítico (M_{cr}) de instabilidade lateral.

Salienta-se que para o cálculo destas cargas críticas, é imperativo a utilização das propriedades brutas da seção independente desta ser de Classe 1, 2, 3 ou 4.

6.5.1 MODOS CRÍTICOS DE ENCURVADURA

Em vigas analisam-se dois modos críticos de encurvadura, tais como:

- Modo crítico em torno de z (P_{Ez});
- Modo crítico por torsão (P_{ϕ}).

❖ Modo crítico em torno de z:

$$\bullet P_{Ez} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{z,s}}{L_z^2} = \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 632916,87 \times 10^{-6}}{5000^2} = 52,47 \text{ kN}$$

❖ Modo crítico por torsão:

$$\bullet i_y^2 = \frac{I_{y,s}}{A_s} = \frac{1433597811}{1154,25} = 12420,17 \text{ mm}^2$$

$$\bullet i_z^2 = \frac{I_{z,s}}{A_s} = \frac{63291687}{1154,25} = 548,34 \text{ mm}^2$$

$$\bullet i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_{sc,s}^2 + z_{sc,s}^2} = \sqrt{12420,17 + 548,34 + (-40,41)^2 + 0,00^2} = 120,84 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{120,84^2} \times \left(80,77 \times 10^3 \times 2382,29 \times 10^{-3} + \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^3 \times 10652868307,61 \times 10^{-3}}{5000^2} \right) = 73,66 \text{ kN}$$

6.5.2 MOMENTO CRÍTICO E MOMENTO RESISTENTE DE ENCURVADURA

❖ Momento crítico de encurvadura (M_{cr}):

Para além da condição de apoio considerada para a viga e da seção apenas ser simétrica em relação a um eixo principal de inércia, verifica-se também que o momento de inércia em torno de y é muito superior ao momento de inércia em torno de z (instabilidade dá-se para momentos flectores em torno de y). Desta forma a expressão a utilizar é:

$$\bullet M_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \left(G \times I_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{L^2} \right)} = i_0 \times \sqrt{P_{Ez} \times P_\phi} = 120,84 \times \sqrt{52,47 \times 73,66} = 7,51 \text{ kN.m}$$

❖ Momento resistente à encurvadura lateral ($M_{b,Rd}$):

(1) Esbelteza normalizada da seção:

$$\bullet \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \times f_{yb}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{89076,19 \times 10^{-6} \times 280,00}{7,51}} = 1,822$$

(2) Curva de resistência da viga e fator de imperfeição:

$$\bullet h_s / b_s = 297,50 / 67,50 = 4,41 \quad \xrightarrow{\text{ENTÃO}} \quad \alpha_{LT} = 0,34$$

(3) Fator de redução:

$$\bullet \Phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) = 0,5 \times \left(1 + 0,34 \times (1,822 - 0,2) + 1,822^2 \right) = 2,44$$

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{1}{2,44 + \sqrt{2,44^2 - 1,822^2}} \leq 1,0 \Leftrightarrow 0,247 \leq 1,0 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

(4) Momento resistente à encurvadura lateral:

$$\bullet M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{y,eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M1}} = 0,247 \times \frac{89076,19 \times 10^{-6} \times 280,00}{1,0} = 6,16 \text{ kN.m}$$

Neste contexto, a seguinte verificação de segurança deve ser cumprida:

$$M_{b,Rd} \geq |M_{y,Ed}| \Leftrightarrow 6,16 \geq 3,20 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

6.6 LIGAÇÃO DO PAINEL À MADRE

No cálculo das ligações segundo a norma EN 1993-1-3 devem-se conhecer as características dos elementos intervenientes na mesma fixação, isto é, o painel sandwich e o tipo de parafuso a utilizar (referidos em 6.1). Também é importante referir que estes parafusos têm de ser dimensionados ao corte no caso de deslocamentos do painel em relação à madre, e à tração para situações de cargas ascendentes (ação do vento) que pode provocar arrancamento do parafuso.

Salienta-se ainda que no presente caso de estudo admitiu-se que o painel irá ter um comprimento de 3,00 m e largura de 1,00 m o que quer dizer que este irá conseguir abranger e tentar estabilizar 3 vigas ($m = 3$), isto porque o espaçamento entre madres é de 1,50 m (ver Figura 6.19).

Quanto às ações utilizadas na análise da cobertura consideraram-se:

- Peso próprio do perfil: $PP_{\text{perfil}} = 9,02 \text{ kg/m}$
- Cargas permanentes: $G = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga: $Q = 0,30 \text{ kN/m}^2$
- Vento: $W = 1,55 \text{ kN/m}^2$

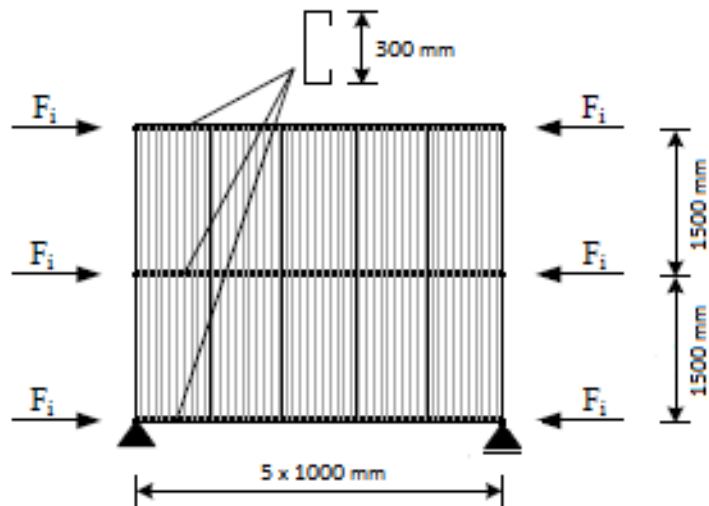


Figura 6.19 – Disposição dos painéis sandwich

Seguidamente apresentam-se as propriedades dos elementos anteriormente referidos:

❖ Caraterísticas do painel sandwich:

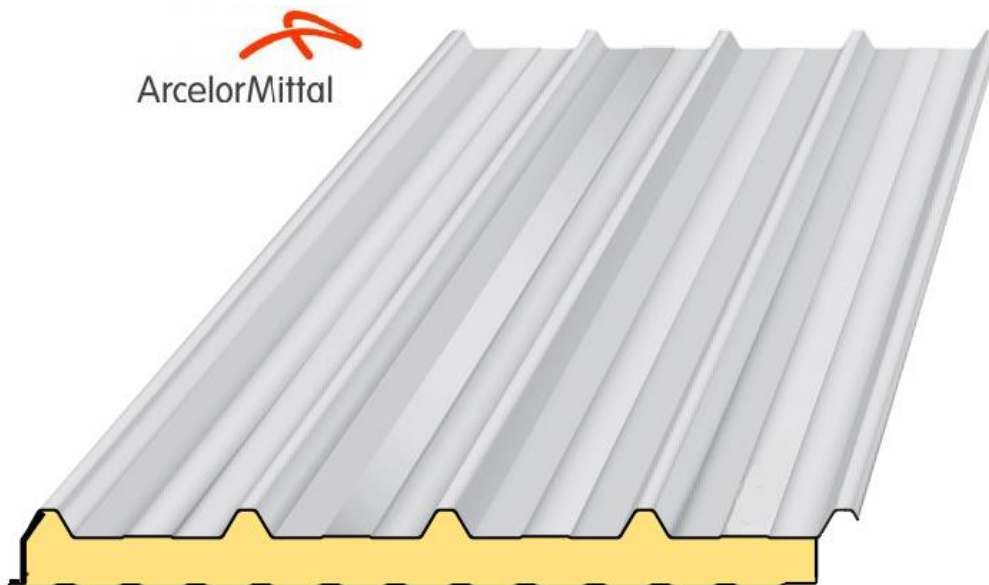


Figura 6.20 – Painel sandwich de cobertura HAIRISOL 1000 C [24]

- Tensão de cedência do painel: $f_{yb} = 320,00 \text{ MPa}$;
- Tensão última do painel: $f_u = 390,00 \text{ MPa}$;
- Largura do painel: $B = 1000,00 \text{ mm}$;
- Espessura da chapa externa do painel: $t_{F1} = 0,63 \text{ mm}$;
- Espessura da chapa interna do painel: $t_{F2} = 0,63 \text{ mm}$;

- Espaçamento entre nervuras da chapa perfilada: $s = 250,00$ mm;
- Altura das nervuras da chapa perfilada: $h_w = 35,00$ mm;
- Tipo de isolamento: poliuretano;
- Espessura do isolamento: $D = 60,00$ mm.

❖ Caraterísticas do parafuso auto-perfurante:



Figura 6.21 – Parafuso auto-perfurante SXC5 [25]

- Diâmetro nominal do parafuso: $d = 5,50$ mm;
- Diâmetro da anilha ou cabeça do parafuso: $d_w = 19,00$ mm;
- Menor diâmetro da zona roscada do parafuso: $d_1 = 4,20$ mm;
- Passo da zona roscada do parafuso: $s = 1,81$ mm;
- Diâmetro da zona não roscada: $d_s = 5,00$ mm;
- Resistência caraterística de corte do parafuso: $F_{v,Rk} = 10,90$ kN;
- Resistência caraterística de tração do parafuso: $F_{t,Rk} = 17,50$ KN.

6.6.1 CAPACIDADE RESISTENTE DOS PARAFUSOS

A capacidade resistente dos parafusos, segundo o preconizado na norma EN 1993-1-3, deve ser analisada para duas situações:

- Ligação sujeita a esforços de corte ($F_{b,Rd}$ e $F_{v,Rd}$);
- Ligação sujeita a esforços de tração ($F_{t,Rd}$).

❖ Capacidade resistente do parafuso ao corte:

No cálculo da capacidade resistente ao corte do parafuso distingue-se uma resistência devido ao contato entre o parafuso e a chapa perfilada do painel (“bearing resistance” – $F_{b,Rd}$) e uma resistência de corte ($F_{v,Rd}$).

- $\alpha = 3,2 \times \sqrt{t/d} \leq 2,1 \Leftrightarrow 3,2 \times \sqrt{0,63/5,50} \leq 2,1 \Leftrightarrow 1,083 \leq 2,1 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$

- $F_{b,Rd} = \frac{\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{1,083 \times 390 \times 10^{-3} \times 5,50 \times 0,63}{1,25} = 1,171 \text{ kN}$

- $F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_{M2}} = \frac{10,90}{1,25} = 8,72 \text{ kN}$

Após a obtenção das resistências de corte do parafuso deve-se verificar a segurança de acordo com a seguinte expressão:

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 \times F_{b,Rd} \Leftrightarrow 8,72 \geq 1,2 \times 1,172 \Leftrightarrow 8,72 \geq 1,41 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

❖ Capacidade resistente do parafuso à tração:

Tal como acontece na determinação da capacidade resistente do parafuso ao corte, a norma regulamentar referida distingue para o cálculo da resistência da fixação à tração dois esforços resistentes: esforço resistente ao esmagamento (pull-through – $F_{p,Rd}$) e um esforço de arrancamento (pull-out – $F_{o,Rd}$). É de referir que o cálculo de $F_{p,Rd}$ pode ser efetuada para situações em que apenas atuam cargas estáticas ou então para situações onde se verificam a existência de cargas estáticas e cargas de vento (situação mais desfavorável).

- $F_{p,Rd}^{\text{vento+estático}} = \frac{0,5 \times d_w \times t \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 19,00 \times 0,63 \times 390 \times 10^{-3}}{1,25} = 1,87 \text{ kN}$

Este esforço de esmagamento, quando o parafuso se encontra sujeito à tração, deve ser reduzido de forma adequada, ou seja, reduzido conforme a posição da fixação no painel de cobertura (ver Figura 6.22).

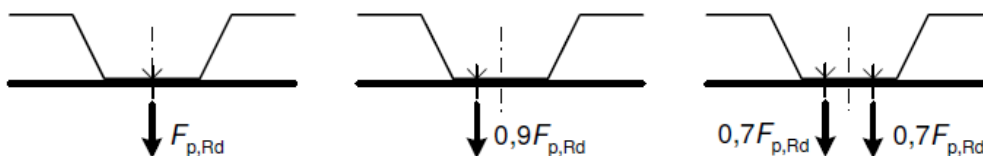


Figura 6.22 – Posição dos parafusos no painel

Para efeito do exemplo apresentado admitiu-se o parafuso centrado em relação ao painel. Desta forma:

$$\bullet k = 1 \xrightarrow{\text{ENTÃO}} F_{p,Rd}^{\text{reduzido}} = F_{p,Rd}^{\text{vento+estático}} \times k = 1,87 \times 1,0 = 1,87 \text{ kN}$$

$$\bullet F_{o,Rd} = \frac{0,65 \times d \times t_{\text{sup}} \times f_{u,\text{sup}}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,65 \times 5,50 \times 2,50 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 2,57 \text{ kN}$$

$$\bullet F_{t,Rd} = \frac{F_{t,Rk}}{\gamma_{M2}} = \frac{17,50}{1,25} = 14,00 \text{ kN}$$

Das duas expressões seguidamente apresentadas para avaliar a resistência dos parafusos a esforços de tração, pelo menos uma deve ser cumprida. Assim:

$$F_{t,Rd} \geq F_{p,Rd} \Leftrightarrow 14,00 \geq 1,87 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

$$F_{t,Rd} \geq F_{o,Rd} \Leftrightarrow 14,00 \geq 2,57 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

Desta forma, pode-se concluir que a resistência de tração do parafuso é condicionada pelo esmagamento (pull-through) e a resistência de corte do parafuso é condicionada pelo contato parafuso-painél.

$$\left[\begin{array}{l} F_v^{\text{cond}} = 1,17 \text{ kN} \\ F_t^{\text{cond}} = 1,87 \text{ kN} \end{array} \right.$$

❖ Número de parafusos a utilizar por metro de painel:

No cálculo do número de parafusos (n_f) a serem utilizados na fixação do sistema madre-painel deve-se conhecer o esforço mais desfavorável atuante no parafuso (w_k), mas para a sua determinação é necessário também saber o valor de $V_{s,\text{máx}}$ (valor da força de corte máxima do parafuso) obtido através da restrição lateral do painel sobre a madre que vai ser estudado mais adiante (ver 6.7.1).

$$\bullet V_{s,\text{máx}} = 0,127 \text{ kN}$$

- $w_k = (W \times L_i) + V_{s,m\acute{a}x} = (1,55 \times 1,50) + 0,127 = 2,45 \text{ kN}$

- $n_f = \frac{w_k}{\min(F_v^{\text{cond}} ; F_t^{\text{cond}})} = \frac{2,45}{1,17} \approx 3 \text{ parafusos/m}$

Embora tenham sido obtidos 3 parafusos, admitiu-se que se ir utilizar 4 parafusos/m para analisar as restrioes da madre pelo painel (ver Figura 6.23).

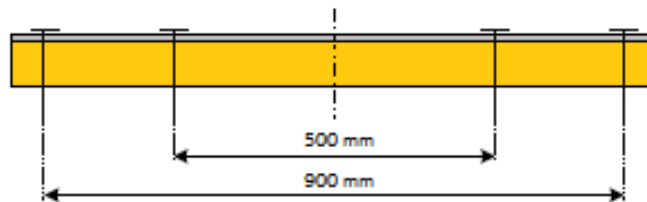


Figura 6.23 – Posiao dos parafusos no painel [6]

A verificaao do adequado nmero de parafusos  realizada da seguinte forma:

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \Leftrightarrow \frac{w_k}{n_f} \leq \min(F_{p,Rd} ; F_{o,Rd}) \Leftrightarrow \frac{2,45}{4} \leq 1,87 \Leftrightarrow 0,613 \leq 1,87 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

6.7 TRAVAMENTOS DA MADRE PELO PAINEL SANDWICH

O estudo das restrioes da madre so importantes na medida em que  verificada a capacidade resistente do painel fixo, isto , verifica-se a capacidade portante dos esforos de tal forma que o painel no afete a resistncia da viga. Esta anlise foi efetuada conforme o descrito no ECCS 135 onde se distinguem dois tipos de travamento:

- Restriao lateral;
- Restriao torsional.

6.7.1 RESTRIAO LATERAL DA MADRE

A verificaao da resistncia do painel em conseguir travar a madre lateralmente, no seu plano de corte depende da rigidez da ligaao madre-painel (ligaao com parafusos auto-perfurantes) e de foras de compressao F_i que tem como objetivo a estabilizaao da madre.

Porém, antes de proceder-se à análise da estrição lateral da madre deve-se calcular as cargas e momentos atuantes para situações de cargas descendentes (q_d^{gravity} e $M_{\text{Ed}}^{\text{gravity}}$) e ascendentes (q_d^{uplift} e $M_{\text{Ed}}^{\text{uplift}}$).

Desta forma:

$$\bullet q_{\text{Ed}}^{\text{gravity}} = \left[(1,35 \times G \times L_i) + (1,35 \times PP_{\text{perfil}}) \right] \times \cos(\beta \times \pi / 180) + (1,50 \times Q \times L_i) \times \cos(\beta \times \pi / 180) \\ = 1,80 \text{ kN/m}$$

$$\bullet M_{\text{Ed}}^{\text{gravity}} = \frac{q_{\text{Ed}}^{\text{gravity}} \times L^2}{8} = 5,63 \text{ kN.m}$$

$$\bullet q_{\text{Ed}}^{\text{uplift}} = \left[(1,00 \times G \times L_i) + (1,00 \times PP_{\text{perfil}}) \right] \times \cos(\beta \times \pi / 180) - (1,50 \times W \times L_i) = -2,65 \text{ kN/m}$$

$$\bullet M_{\text{Ed}}^{\text{uplift}} = \frac{q_{\text{Ed}}^{\text{uplift}} \times L^2}{8} = -8,28 \text{ kN.m}$$

$$\bullet q_{\text{Ed}}^{\text{ELS}} = (G + Q + PP_{\text{perfil}}) \times L_i \\ = 1,33 \text{ kN/m}$$

❖ Rigidez de corte da ligação do sistema:

$$\bullet k_{F2} = \frac{6,93 \times f_{u,F2} \times \sqrt{t_{\text{cor},F2}^3 \times d_1}}{0,26 \text{ mm} + 0,8 \times t_{F2}} = \frac{6,93 \times 390 \times 10^{-3} \times \sqrt{0,63^3 \times 4,20}}{0,26 + 0,8 \times 0,63} = 3,63 \text{ kN/mm}$$

$$\bullet C_{\text{sup}} = 2400 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{t_{\text{cor},\text{sup}} \times d_1^5} = 2400 \times \sqrt{2,50 \times 4,20^5} = 137184,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\bullet E \times I = 200000 \text{ N/mm}^2 \times \frac{\pi^2 \times d_s^4}{64} = 200000 \times \frac{\pi \times 5^4}{64} = 6135923,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\bullet x_F = 1 - \frac{\frac{1}{k_{F2}} - \frac{D \times t_{\text{cor},\text{sup}}}{2 \times C_{\text{sup}}} - \frac{D \times t_{\text{cor},\text{sup}}^2}{8 \times E \times I}}{\frac{1}{k_{F2}} + \frac{D^2}{C_{\text{sup}}} + \frac{D^2 \times (2 \times D + 3 \times t_{\text{cor},\text{sup}})}{6 \times E \times I}} = 1,02 \text{ kN/mm}$$

$$\bullet k_v = \frac{1}{\frac{x_F}{k_{F2}} + \frac{t_{cor,sup}^2 + 2 \times (1 - x_F) \times D \times t_{cor,sup}}{4 \times C_{sup}} + \frac{3 \times (1 - x_F) \times D \times t_{cor,sup}^2 + t_{cor,sup}^3}{24 \times E \times I}} = 3,56 \text{ kN/mm}$$

❖ Verificação do travamento lateral da madre:

$$\bullet e_0 = \frac{L}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \frac{5000}{500} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 8,16 \text{ mm}$$

$$\bullet F_i = \frac{M_d}{h} = \frac{8,28}{300 \times 10^{-3}} = 27,62 \text{ kN}$$

A verificação em relação ao travamento no plano de corte da madre é efetuada a partir da seguinte expressão:

$$\bullet S_i \geq S \Leftrightarrow \frac{k_v}{2 \times B} \times \sum_{k=1}^{n_k} c_k^2 \geq \left(E \times I_{w,p} \times \frac{\pi^2}{L^2} + G \times I_{T,p} + E \times I_{z,p} \times \frac{\pi^2}{L^2} \times \frac{h^2}{4} \right) \times \frac{70}{h^2}$$

$$\Leftrightarrow \frac{3,56}{2 \times 1000} \times (500^2 + 900^2) \geq 1713,15 \Leftrightarrow 1884,44 \geq 1713,15 \text{ kN} \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

A madre em estudo, segundo o ECCS 135, pode ser considerada lateralmente travada devido ao cumprimento da condição anteriormente descrita.

Para além desta expressão torna-se também necessário calcular as forças de corte que se originam no parafuso, isto porque estas vão influenciar no cálculo do número de ligações a utilizar no sistema madre-painel ($V_{S,m\acute{a}x}$ como mencionado em 6.6.1 do presente capítulo)

$$\bullet M_{S,m\acute{a}x} = F_i \times \left(\frac{\pi}{L}\right) \times e_0 \times \frac{1}{1 - \frac{F_i}{S_i}} \times B = 27,62 \times \left(\frac{\pi}{5000}\right) \times 8,16 \times \frac{1}{1 - \frac{27,62}{1884,44}} \times 1000 = 143,78 \text{ kN.mm}$$

$$\bullet V_{S,m\acute{a}x}^M = \frac{M_{S,m\acute{a}x}}{\sum \frac{c_k^2}{C_1}} = \frac{143,78}{\frac{500^2}{900} + \frac{900^2}{900}} = 0,122 \text{ kN}$$

$$\bullet V_{S,m\acute{a}x}^Q = \frac{m \times M_{S,m\acute{a}x}}{L_S \times n_f} = \frac{3 \times 143,78}{[(3-1) \times 1500] \times 4} = 0,04 \text{ kN}$$

$$\bullet V_{S,m\acute{a}x} = \sqrt{(V_{S,m\acute{a}x}^M)^2 + (V_{S,m\acute{a}x}^Q)^2} = \sqrt{(0,122)^2 + (0,04)^2} = 0,127 \text{ kN}$$

Cada parafuso deve ser dimensionado para uma força de corte $V_{S,m\acute{a}x}$, mas se existirem mais forças, essas também devem ser consideradas.

Por fim, deve-se limitar a deformação resultante da estabilização da madre:

$$\gamma_{m\acute{a}x} \leq \gamma_{limite} \Leftrightarrow e_0 \times \frac{\pi}{L} \times \frac{1}{\frac{S_i}{F_i} - 1} \leq \frac{1}{750} \Leftrightarrow 8,16 \times \frac{\pi}{500} \times \frac{1}{\frac{1884,44}{27,62} - 1} \leq \frac{1}{750}$$

$$\Leftrightarrow 0,0000763 \leq 0,00133 \text{ rad} \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

6.7.2 RESTRICÇÃO TORSIONAL DA MADRE

Na análise da restrição torsional da madre calculam-se a rigidez da ligação entre o painel e o elemento estrutural (como descrito no ECCS 135 – $C_{\theta,A}$) e a rigidez de flexão do painel sandwich (como descrito na norma EN 1993-1-3 – $C_{\theta,C}$) para verificar o travamento mencionado.

As chapas constituintes do painel em estudo são do tipo perfiladas (nervuradas) BP 30 – BC 1000 cujo fabricante é a Blocotelha [26].

Deste elemento importa referir que possui uma inércia efetiva $I_{eff} = 51600,00 \text{ mm}^4$.

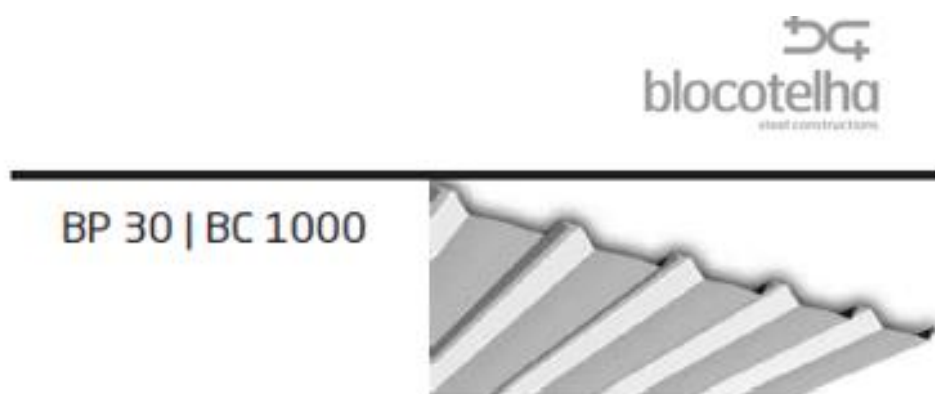


Figura 6.24 – Chapa perfilada constituinte do painel [26]

6.7.2.1 RIGIDEZ DA LIGAÇÃO DO SISTEMA

Por estarmos perante a utilização de painéis sandwich com isolamento de poliuretano, então:

- $E_c = 0,5 \times (E_{cc} + E_{ct}) = 0,5 \times (4 + 3) = 3,50 \text{ N/mm}^2$

- $E_{c,t,\theta} = \frac{E_c}{1 + \varphi_{\theta,t}} \times \sqrt{k_1^3} = \frac{3,50}{1 + 0,00} \times \sqrt{1,00^3} = 3,50 \text{ N/mm}^2$

- $C_{\theta 1} = c_3 \times E_{c,t,\theta} = 6,48 \times 10^{-4} \times 3,50 \times 10^{-3} = 2,27 \text{ kN.m/m}$

- $C_{\theta 2} = 0,00 \text{ kN.m/m}$

- $C_{\theta,A} = \frac{3}{2} \times \frac{C_{\theta 1}}{\left(\frac{C_{\theta 1}}{C_{\theta 1} + C_{\theta 2}} + 1\right)} = \frac{3}{2} \times \frac{2,27}{\left(\frac{2,27}{2,27 + 0,00} + 1\right)} = 1,70 \text{ kN.m/m}$

Para concluir a determinação da rigidez da ligação entre o painel e a madre deve-se limitar o momento de contato entre estes e a rotação da madre estabilizada.

❖ Limitação do momento de contato:

$$m_{\theta,A} \leq m_k \Leftrightarrow \frac{1}{C_{\theta,A} \times \frac{k_c^4 \times E \times I_{z,p}}{M_{Ed}^2} - 1} \times C_{\theta,A} \times \vartheta_0 \leq q_d^{ELU} \times b$$

$$\Leftrightarrow \frac{1}{1,70 \times \frac{0,94^4 \times 210 \times 10^6 \times 61201283 \times 10^{-12}}{8,28^2} - 1} \times 1,70 \times 0,06 \leq 2,65 \times 70 \times 10^{-3}$$

$$\Leftrightarrow 0,069 \leq 0,186 \text{ kN.m/m} \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

❖ Limitação da rotação da madre:

$$\vartheta \leq 0,08 \Leftrightarrow \frac{m_k^{ELS}}{C_{\theta,A}} \leq 0,08 \Leftrightarrow \frac{1,33 \times 70 \times 10^{-3}}{1,70} \leq 0,08 \Leftrightarrow 0,055 \leq 0,08 \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

6.7.2.2 RIGIDEZ DE FLEXÃO DO PAINEL

A rigidez de flexão do painel, segundo a norma EN 1993-1-3, é determinada através da aplicação direta da seguinte expressão:

$$\bullet C_{g,c} = \frac{k \times E \times I_{\text{eff}}}{s} = \frac{4 \times 210 \times 10^6 \times 51600 \times 10^{-12}}{1,50} = 28,90 \text{ kN.m/m}$$

6.7.2.3 RIGIDEZ ROTACIONAL

A rigidez rotacional da mola C_{θ} calcula-se utilizando a seguinte expressão:

$$\bullet \frac{1}{C_{\theta}} = \frac{1}{C_{g,A}} + \frac{1}{C_{g,C}} \Leftrightarrow C_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{C_{g,A}} + \frac{1}{C_{g,C}}} = C_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{1,70} + \frac{1}{28,90}} = 1606,44 \text{ kN.m/m}$$

O ECCS 135 descreve ainda uma condição para considerar a restrição rotacional da madre. Note-se que se considerou que o painel oferecia resistência torsional, pelo que $K_{\theta} = 0,00$.

$$C_{\theta} \geq \frac{M_{pl,k}^2}{E \times I_z} \times K_{\theta} \times K_v \Leftrightarrow 1606,44 \geq 0,00 \quad \blacktriangleright \quad \text{VERIFICA !}$$

Visto que a condição proposta anteriormente e a condição da consideração da madre lateralmente travada foram cumpridas, pode-se constatar que a madre analisada se encontra totalmente travada pelo painel sandwich. Contudo, a mola rotacional C_{θ} irá ser substituída por uma mola lateral equivalente K que é calculada da seguinte forma:

$$\bullet b_{\text{mod}} = 2 \times a + b = 2 \times b / 2 + b = 2 \times 35 + 70 = 140,00 \text{ mm}$$

$$\bullet \frac{1}{K_C} = \frac{4 \times (1 - \nu^2) \times h^2 \times (h_d + b_{\text{mod}})}{E \times t^3} \Leftrightarrow \frac{1}{K_C} = \frac{4 \times (1 - 0,30^2) \times 300^2 \times (300 + 140)}{210 \times 10^3 \times 2,50^3}$$

$$\Leftrightarrow K_C = 43,93 \text{ mm}^2/\text{N}$$

$$\bullet \frac{1}{K_A} = \frac{h^2}{C_g} \Leftrightarrow \frac{1}{K_A} = \frac{300^2}{1606,44} = 56,02 \text{ mm}^2/\text{N}$$

$$\bullet K = \frac{1}{\frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_B}} = \frac{1}{56,02 + 43,93} = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

6.8 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA MADRE

Nesta etapa final da aplicação da norma EN 1993-1-3 deve-se verificar a segurança da madre em relação às tensões máximas atuantes no banzo travado, no banzo restringido e ainda em relação à encurvadura deste mesmo banzo.

Desta forma inicialmente necessita-se de determinar a carga lateral atuante no banzo inferior e o momento por ela originado (para cargas descendentes e ascendentes). É de referir que para o cálculo do momento é importante o cálculo das propriedades da seção livre (banzo + 1/5 da alma da seção + reforço).

❖ Carga e momento lateral atuante no banzo livre:

$$\bullet k_{h0} = \frac{l_{yz,p}}{l_{y,p}} \times \frac{g_s}{h_p} = \frac{0,00}{1412125814} \times \frac{(297,50 - 148,75)}{297,50} = 0,00$$

$$\bullet f = e_s = y_{sc,p} = -39,76 \text{ mm}$$

$$\bullet \begin{cases} k_h^{gravity} = k_{h0} + \frac{e_s}{h} \\ k_h^{uplift} = k_{h0} - \frac{f}{h} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} k_h^{gravity} = 0,00 + \frac{-39,76}{297,50} \\ k_h^{uplift} = 0,00 - \frac{-39,76}{297,50} \end{cases} \Leftrightarrow k_h^{gravity} = k_h^{uplift} = 0,133$$

$$\bullet \begin{cases} q_{Ed}^{* gravity} = k_h^{gravity} \times q_{Ed}^{gravity} \\ q_{Ed}^{* uplift} = k_h^{uplift} \times q_{Ed}^{uplift} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} q_{Ed}^{* gravity} = 0,133 \times 1,80 \\ q_{Ed}^{* uplift} = 0,133 \times (-2,65) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} q_{Ed}^{* gravity} = 0,24 \\ q_{Ed}^{* uplift} = -0,35 \end{cases} \text{ kN/m}$$

O cálculo dos momentos fletores laterais, como referido anteriormente, calculam-se com base na seção do banzo livre cujas propriedades obtidas se encontram abaixo apresentadas.

- $A = 349,64 \text{ mm}^2$
- $y_{gc} = 23,31 \text{ mm}$
- $z_{gc} = 13,86 \text{ mm}$
- $I_y = 116702,07 \text{ mm}^4$
- $I_z = I_{fz} = 232233,36 \text{ mm}^4$
- $I_{yz} = -89443,31 \text{ mm}^4$
- $I_u = 280942,95 \text{ mm}^4$
- $I_v = I_{fv} = 67992,48 \text{ mm}^4$

onde se obtêm:

- $W_{fz} = I_{fz} / y_{gc} = 232233,36 / 23,31 = 9961,55 \text{ mm}^3$;
- $i_{fz} = (I_{fz} / A)^{0,5} = (232233,36 / 349,64)^{0,5} = 25,77 \text{ mm}$.

Também é importante referir que se considerou a análise de uma viga, simplesmente apoiada, de extremidade a meio vão como mostra a figura que se segue:

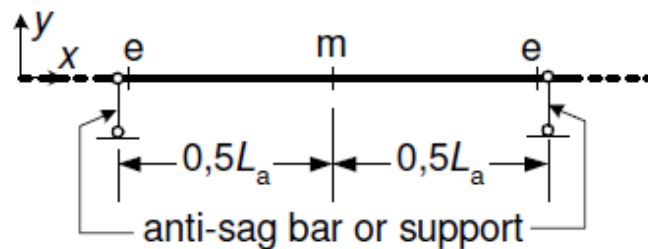


Figura 6.25 – Condição de apoio considerada para a viga

$$\bullet R = \frac{K \times L_a^4}{\pi^4 \times E \times I_{fz}} = \frac{K \times \left(\frac{L}{n^\circ \text{ tirantes} + 1} \right)^4}{\pi^4 \times E \times I_{fz}} = \frac{10,00 \times \left(\frac{5,00}{0 + 1} \right)^4}{\pi^4 \times 210 \times 10^6 \times 23223336 \times 10^{-12}} = 1,32$$

$$\bullet \kappa_R = \frac{1 - 0,0125 \times R}{1 + 0,198 \times R} = \kappa_R = \frac{1 - 0,0125 \times 1,32}{1 + 0,198 \times 1,32} = 0,780$$

$$\bullet \begin{cases} M_{0,fz,Ed}^{\text{gravity}} = \frac{1}{24} \times q_{Ed}^* \text{ gravity} \times L_a^2 \\ M_{0,fz,Ed}^{\text{uplift}} = \frac{1}{24} \times q_{Ed}^* \text{ uplift} \times L_a^2 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} M_{0,fz,Ed}^{\text{gravity}} = \frac{1}{24} \times 0,24 \times 5,00^2 \\ M_{0,fz,Ed}^{\text{uplift}} = \frac{1}{24} \times (-0,35) \times 5,00^2 \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} M_{0,fz,Ed}^{\text{gravity}} = 0,249 \\ M_{0,fz,Ed}^{\text{uplift}} = -0,366 \end{cases} \text{ kN.m}$$

$$\bullet \begin{cases} M_{fz,Ed}^{gravity} = M_{0,fz,Ed}^{gravity} \times K_R \\ M_{fz,Ed}^{uplift} = M_{0,fz,Ed}^{uplift} \times K_R \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} M_{fz,Ed}^{gravity} = 0,249 \times 0,780 \\ M_{fz,Ed}^{uplift} = -0,366 \times 0,780 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} M_{fz,Ed}^{gravity} = 0,194 \\ M_{fz,Ed}^{uplift} = -0,286 \end{cases} \text{ kN.m}$$

❖ Encurvadura do banzo livre:

$$\bullet \lambda_1 = \pi \times (E/f_{yb})^{0,5} = \pi \times (210 \times 10^6 / 280 \times 10^3)^{0,5} = 86,04$$

$$\bullet I_{fz} = \eta_1 \times L_a \times (1 + \eta_2 \times R^{\eta_3})^{\eta_4} \Leftrightarrow \begin{cases} I_{fz}^{gravity} = 0,414 \times 5000 \times (1 + 1,720 \times 1,32^{1,110})^{-0,178} \\ I_{fz}^{uplift} = 0,694 \times 5000 \times (1 + 5,450 \times 1,32^{1,270})^{-0,168} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} I_{fz}^{gravity} = 1670,69 \\ I_{fz}^{uplift} = 2411,42 \end{cases} \text{ mm}$$

$$\bullet \bar{\lambda}_{fz} = \frac{I_{fz} / i_{fz}}{\lambda_1} \Leftrightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_{fz}^{gravity} = \frac{1670,69 / 25,77}{86,04} \\ \bar{\lambda}_{fz}^{uplift} = \frac{2411,42 / 25,77}{86,04} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_{fz}^{gravity} = 0,753 \\ \bar{\lambda}_{fz}^{uplift} = 1,088 \end{cases}$$

$$\bullet \Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2] \Leftrightarrow \begin{cases} \Phi_{LT}^{gravity} = 0,878 \\ \Phi_{LT}^{uplift} = 1,242 \end{cases}$$

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \times \bar{\lambda}_{LT}^2}} \Leftrightarrow \begin{cases} \chi_{LT}^{gravity} = 0,753 \\ \chi_{LT}^{uplift} = 0,543 \end{cases}$$

❖ Verificações de segurança da madre:

(1) Tensões no banzo travado:

$$\bullet \sigma_{máx,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \Leftrightarrow \begin{cases} \sigma_{máx,Ed}^{gravity} = \frac{M_{y,Ed}^{gravity}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \\ \sigma_{máx,Ed}^{uplift} = \frac{M_{y,Ed}^{uplift}}{W_{eff,y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{gravity}} = \frac{5,63}{89076,19 \times 10^{-6}} + \frac{12,30}{642,14 \times 10^{-3}} \\ \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{uplift}} = \frac{8,28}{89076,19 \times 10^{-6}} + \frac{12,30}{642,14 \times 10^{-3}} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{gravity}} = 82,39 \\ \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{uplift}} = 112,16 \end{array} \right. \text{ MPa} \blacktriangleright \text{ VERIFICA !}$$

(2) Tensões no banzo livre:

$$\bullet \sigma_{\text{máx,Ed}} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}}} + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{gravity}} = 101,88 \\ \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{uplift}} = 140,83 \end{array} \right. \text{ MPa} \blacktriangleright \text{ VERIFICA !}$$

(3) Encurvadura do banzo livre:

$$\bullet \frac{1}{\chi_{LT}} \times \left(\frac{M_{y,Ed}}{W_{\text{eff},y}} + \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}}} \right) + \frac{M_{fz,Ed}}{W_{fz}} \leq \frac{f_{yb}}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{gravity}} = 122,66 \\ \sigma_{\text{máx,Ed}}^{\text{uplift}} = 219,20 \end{array} \right. \text{ MPa} \blacktriangleright \text{ VERIFICA !}$$

6.9 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Por fim, depois de verificar as tensões máximas da madre em estudo, termina-se com a verificação em estado limite de serviço da mesma. Desta forma, as expressões para tal análise seguem-se abaixo.

❖ Propriedades obtidas:

- $I_{gr} = I_{y,s}^{\text{corr.}} = 14335978,11 \text{ mm}^4$
- $z_{gr} = z_{cg,s} = 148,75 \text{ mm}$
- $\sigma = f_{yb} = 280,00 \text{ MPa}$
- $I(\sigma)_{\text{eff}} = \min(I_{y}^{\text{eff,Mu+}}; I_{y}^{\text{eff,Mu-}}) = \min(13574221,77; 13625349,47) = 13574221,77 \text{ mm}^4$

❖ Verificação da deformação da madre:

$$\bullet \sigma_{gr} = \frac{M_{Ed}^{\text{ELS}}}{I_{gr}/z_{gr}} = \frac{(q_{Ed}^{\text{ELS}} \times L^2)/8}{I_{gr}/z_{gr}} = \frac{(1,33 \times 5,00^2)/8}{14335978,11/148,75} = 43,21 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet I_{\text{fic}} &= I_{\text{gr}} - \frac{\sigma_{\text{gr}}}{\sigma} \times (I_{\text{gr}} - I(\sigma)_{\text{eff}}) = 14335978,11 - \frac{43,21}{280,00} \times (14335978,11 - 13574221,77) \\
 &= 14218414,10 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Visto que a madre em análise se trata de uma viga utilizada numa cobertura, considerou-se que:

$$\delta = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{Ed}}^{\text{ELS}} \times L^4}{E \times I_{\text{fic}}} \leq \frac{L}{X} \Leftrightarrow \delta = \frac{5}{384} \times \frac{1,33 \times 5000^4}{210 \times 10^3 \times 14218414,10} \leq \frac{5000}{250}$$

$$\Leftrightarrow 3,63 \leq 20,00 \text{ mm} \quad \blacktriangleright \quad \underline{\text{VERIFICA !}}$$

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Geralmente quando se fala em construção metálica associa-se diretamente a componentes laminados a quente, isto porque, os elementos enformados a frio atualmente em muitos casos os gabinetes de projeto desconhecem a sua existência ou então não sabem efetuar o seu adequado dimensionamento. Neste contexto, apesar do dimensionamento dos enformados a frio ser mais complexo do que no caso dos laminados a quente, os projetistas não têm noção de que estes possuem um maior número de vantagens quando utilizados na construção (montagem rápida, fácil manutenção, relação resistência-peso, entre outros). Para além destes aspetos referidos, a pouca utilização deste tipo de elementos também se deve às normas regulamentares existentes para o seu dimensionamento, que não oferecem uma fácil compreensão e percepção das metodologias de cálculo nelas descritas.

O correto dimensionamento de elementos enformados a frio depende da contabilização e quantificação dos fenómenos de instabilidade associados ao seu comportamento estrutural (por terem espessuras reduzidas instabilizam de formas diferentes que os laminados a quente), tais como a instabilidade local, distorcional e global. Os fenómenos de instabilidade local e distorcional têm em conta larguras e espessuras reduzidas que são obtidas através de processos iterativos, complexos e demorados preconizados na EN 1993. Desta forma, torna-se imperativo a utilização de seções efetivas que irão ser utilizadas posteriormente para efeitos de dimensionamento.

Quanto às verificações de segurança em relação aos esforços atuantes, a norma EN 1993-1-3 descreve expressões de fácil aplicação, mas no que diz respeito à determinação da resistência à encurvadura de peças (instabilidade global), que é realizada conjuntamente com a parte 1-1 e 1-3 na norma EN 1993, existe uma má interação entre as normas referidas. A parte 1-3 é limitada na medida em que apenas permite o cálculo carga crítica elástica por torsão e por flexão-torsão, para casos em que a instabilidade ocorra por flexão, no entanto, também podem haver casos em que ocorra por flexão-torsão (encurvadura lateral) devido ao facto de algumas seções serem mono-simétricas.

Para além desta má interligação entre as referidas normas, a norma EN 1993-1-3 também refere que deve ser considerado a possibilidade de ocorrer enrolamento do banzo, mas não descreve forma de o caracterizar. Ainda refere que se o centro de corte da seção enformada a frio, em relação a uma carga aplicada, for excêntrico, então estamos perante um momento torsor que deve ser tido

em conta. Quando temos um momento torsor, temos tensões tangenciais a atuar na seção que equivalem a este momento torsor, mas o cálculo destas tensões não é descrito na parte 1-3 nem remete para outra bibliografia da especialidade.

Relativamente às vigas travadas por painéis, a norma EN 1993-1-3 também é muito limitada na medida em que deverá de ser realizada uma análise da restrição lateral e torsional da viga em relação ao painel nela fixa. Para a restrição lateral apenas são apresentadas as expressões a verificar sem quaisquer formulações complementares, logo tornou-se necessário a procura noutra bibliografia (ECCS 135). O mesmo acontece para parte do cálculo da restrição torsional da viga (rigidez da ligação do sistema), visto que a EN 1993-1-3 limita as expressões e tabelas preconizadas para uma determinada gama de fixações.

Por fim conclui-se que a folha de cálculo desenvolvida em ambiente de estágio curricular julga ser uma ferramenta que consegue realizar o dimensionamento de madres travadas por painéis do tipo sandwich de forma adequada, que pretende auxiliar os projetistas em gabinete de forma a reduzir os custos e tempo de projetos através da procura, mais fácil, de soluções económicas.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com a realização do presente trabalho demonstrou-se o funcionamento da ferramenta de cálculo desenvolvida, mas existem ainda aspetos contemplados, devido ao tempo limitado e que podem conduzir a uma melhoria do desempenho da aplicação.

As evoluções previstas passam pelo estudo de outros parâmetros que podem influenciar a resistência de seções enformadas a frio. Os trabalhos a desenvolver num futuro próximo podem ser descritos por:

- Desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo capaz de dimensionar uma maior gama de seções enformadas a frio (não só C's e Z's). Uma maior variação de escolha de seções possibilita às equipas de projetistas em gabinete um maior número de soluções a aplicar em projetos tendo em conta as questões de tempo e custos;
- Estudo da influência do efeito de enrolamento do banzo e do momento torsor em seções enformadas a frio para um melhor dimensionamento de estruturas;

- Estudo aprimorado de aspetos relativos às restrições de madres por painéis do tipo sandwich, tais como a utilização de diferentes ligações entre o sistema madre-painel de forma a caracterizar os travamentos.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Dubina D., Ungureanu V., Landolfo R., “Design of Cold-Formed Steel Structures – Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-3 – Design of Cold-Formed Steel Structures”, European Convention for Constructional Steelwork, First Edition, 2012.
- [2] W.-W. Yu, “Cold-Formed Steel Design”, John Wiley & Sons, Inc, Third Edition, 2000.
- [3] Eurocódigo 3, EN 1993-1-1: 2010, “Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Instituto Português da Qualidade, Portugal, 2010.
- [4] Eurocode 3, EN 1993-1-3: 2006, “Part 1-3: General Rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.
- [5] Eurocode 3, EN 1993 1-5: 2011, “Parte 1-5: Elementos estruturais constituídos por placas”, Instituto Português da Qualidade, Portugal, 2011.
- [6] ECCS: “European Recommendations on the Stabilization of Steel Structures by Sandwich Panels”, ECCS - Publication N.º 135, First Edition, 2014.
- [7] prEN 14509: 2006, “Self-supporting double skin metal faced insulating panels – Factory made products – Specifications”, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.
- [8] LSK ed., 2005. European Lightweight Steel-framed Construction, Bruxelas: Arcelor / European Light Steel Construction Association, Luxembourg 2005.
- [9] Baptista, André (2014), “Verificação de Segurança de Perfis de Aço Enformados a Frio com Secção C”, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, Junho 2014 (dissertação de mestrado).
- [10] Pinto, André (2010), “Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio”, Instituto Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa, Outubro 2010, (dissertação de mestrado).

- [11] Veríssimo H., “Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformado a frio de acordo com o Eurocódigo 3”, Instituto Superior Técnico: Universidade Técnica de Lisboa, Outubro 2008 (dissertação de mestrado).
- [12] Silvestre, Nuno; Camotim, Dinar (2006), “Comportamento de Estruturas de Aço Enformadas a Frio e Dimensionamento de Acordo com o EC3-1-3”, Instituto Superior Técnico.
- [13] Silvestre, Nuno (2012), “Dimensionamento de Perfis Enformados a Frio, em Alumínio e Aço Inox”, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [14] Zhao C., “Investigations on structural interaction of cold-formed steel roof purlin-sheet system”, School of Civil Engineering: College of Engineering and Physical Sciences – University of Birmingham, March 2014 (doctor thesis).
- [15] Gardner L., Nethercot D. A., “Designer’s Guide to Eurocode 3: Design of Steel Buildings EN 1993-1-1, -1-3 and -1-8”, ice: Institution of Civil Engineering – Imperial College London, UK, Second Edition, 2011.
- [16] Silvestre, Nuno (2012), “Dimensionamento de Perfis Enformados a Frio, em Alumínio e Aço Inox – Aula 2”, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [17] Silvestre, Nuno (2012), “Dimensionamento de Perfis Enformados a Frio, em Alumínio e Aço Inox – Aula 3”, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [18] Silvestre, Nuno (2012), “Dimensionamento de Perfis Enformados a Frio, em Alumínio e Aço Inox – Aula 4”, Instituto Superior Técnico, 2012.
- [19] Georgescu M., Ungureanu V., “Stabilisation of continuous Z-purlins by sandwich panels: Full scale experimental approach”, University of Timisoara, Romania, August 2014.
- [20] SE2P – “Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento”, [Em Linha]. Disponível em: <http://www.se2p.pt> [Consultado a 16/08/2015].

- [21] ESDEP Course – WG 9: Thin-Walled Construction, [Em Linha]. Disponível em: <http://www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg09/toc.htm> [Consultado a 08/09/2015].
- [22] FTB – Fábrica da Barca, [Em Linha]. Disponível em: <http://www.ftb.pt> [Consultado a 20/08/2015].
- [23] UtilPerfil – Indústria de Perfis e Metalomecânica, Lda. [Em Linha]. Disponível em: <http://www.utilperfil.pt> [Consultado a 22/09/2015].
- [24] Arcelor Mittal [Em Linha]. Disponível em: http://www.constructalia.com/portugues_pt [Consultado a 22/09/2015].
- [25] SFS Intec [Em Linha]. Disponível em: <http://www.sfsintec.biz/pt> [Consultado a 22/09/2015].
- [26] Blocotelha – Steel Constructions, SA. [Em Linha]. Disponível em: <http://www.blocotelha.com/index.php/pt> [Consultado a 23/09/2015].