



**Nelson Filipe
da Silva Valente**

COMPORTAMENTO DE VIGAS-COLUNAS DE CLASSE 4 EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para o cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Carlos Daniel Borges Coelho

professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real

professor catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof.Doutor Joaquim Alexandre Mendes Pinho da Cruz

professor auxiliar convidado do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes

professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Queria agradecer a todos que neste trabalho me ajudaram, trabalho esse que resultou do meu esforço pessoal e em especial ao meu orientador.

Queria começar a agradecer ao Professor Doutor Nuno Lopes, e ao Professor Vila Real pelas suas partilhas de conhecimento em momentos que mais precisei, e pelas suas disponibilidade, amizade e dedicação em momentos importantes deste trabalho.

Também queria agradecer a todos os meus colegas mais próximos pelas suas amizades e companheirismo e incentivo que prestaram para a realização desta dissertação, em especial aqueles que nalgum momento se lembraram e se preocuparam para a realização deste trabalho.

Queria agradecer também a minha Família mais próxima, em especial os meus pais e irmã que embora não estando perto de mim, sempre me apoiaram para eu poder tirar um curso superior, tios e tias e avós que me ajudaram de alguma forma para a realização deste trabalho e para a conclusão de uma grande etapa da minha formação, formação essa que deve continuar ao longo da vida de cada cidadão e da minha em particular. A todos esses queria expressar o meu Respeito, Lealdade e o meu Obrigado.

palavras-chave

Secções de classe 4, incêndio, aço, modelação numérica, secções de paredes finas

resumo

A utilização de elementos metálicos com secções de classe 4 é cada vez mais comum em estruturas metálicas. No entanto, o Eurocódigo 3 (EC3) prevê a utilização de simplificações, no cálculo da resistência ao fogo desses elementos, que carecem de validação.

Nesta dissertação o objetivo é estudar o comportamento de secções de Classe 4 em situação de incêndio. Para isso serão analisadas as metodologias preconizadas no EC3, para a avaliação da resistência de vigas e colunas metálicas de Classe 4 em situação de incêndio, sendo que se realizaram adaptações das metodologias previstas na parte 1-1 do EC3 para altas temperaturas. Foi objetivo também neste trabalho pesquisar métodos de dimensionamento de outras normas para além do EC3. Estes serão os chamados métodos simplificados de dimensionamento/verificação de elementos estruturais.

Numa segunda parte do trabalho, foram considerados os métodos avançados de cálculo em situação de incêndio neste tipo de perfis esbeltos. Analisou-se um caso prático de um tubo retangular (RHS) sujeito a flexão composta, que permitiu fazer uma breve avaliação da precisão dos métodos simplificados com resultados numéricos obtidos com o método dos elementos finitos. O programa utilizado foi o programa de elementos finitos SAFIR (MEF). Compararam-se os resultados do MEF com os resultados obtidos usando métodos simplificados de cálculo.

keywords

Class 4 sections, numerical modeling, steel, thin-walled sections

abstract

The use of steel structural elements with class 4 sections is common in structures. However, Eurocode 3 (EC3) proposes the use of simplifications, in the calculation of fire resistance of these elements, which lack of validation.

In this dissertation, the goal will be to analyze the methodologies advocated in the EC3, for the evaluation of the resistance of class 4 steel beams and columns in fire situation, have been made adaptations of the methodologies of part 1-1 of the EC3 for high temperatures. It was objective of this work to research design methods of other norms beyond of EC3. These will be the so called simplified methods of design/verification of structural elements.

In a second part of the work, were used the advanced methods in case of fire for a rectangular hollow section (RHS) subjected to bending and compression, that enabled to do a succinct evaluation of the precision of the so called design simplified methods with the precise numeric results obtained with the finite element method (MEF). The software, that has been used, was SAFIR (MEF) with the aim to compare precise MEF's results with the obtained results using the EC3.

Índice Geral

Índice Geral	i
Índice de Figuras	iii
Índice de Tabelas	vii
Nomenclatura	ix
1. INTRODUÇÃO: A UTILIZAÇÃO DO AÇO NA CONSTRUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos da Tese	4
1.3 Estrutura da Tese	5
2. SECÇÕES DE CLASSE 4	7
2.1 Generalidades	7
2.2 A importância do conceito de largura efetiva	12
2.3 A Noção de Esbelteza de Placa e de Largura Efetiva	15
2.4 Determinação da Classe de uma Secção	17
2.5 Cálculo das Propriedades Geométricas de Secções de Classe 4	29
2.6 Comportamento de Elementos Estruturais Enformados a Frio	43
2.7 Esforço Crítico de Encurvadura Global	49
2.8 Utilização de Perfis Enformados a Frio	49
3. MÉTODOS DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE ACORDO COM DIFERENTES NORMAS	51
3.1 Verificação da Segurança de Vigas-Colunas, com a proposta do Eurocódigo EC3 (EN1993-1-2) e Método Francês	51
3.1.1 Eurocódigo 3 (EC3-1-2)	51
3.1.1.1 Métodos e Conceitos de Cálculo em Situação de Incêndio	55
3.1.1.2 Propriedades mecânicas do aço para temperaturas elevadas	56
3.1.1.3 Classificações das secções transversais em situação de incêndio	57
3.1.1.4 Métodos de verificação da segurança de elementos estruturais em situação de incêndio	57
3.1.1.5 Ações mecânicas	59
3.1.1.6 Curvas de incêndio	59
3.1.1.7 Fator de massividade e evolução da temperatura no aço	60
3.1.1.8 Cálculo da resistência de vigas	61
3.1.1.9 Elementos de secção de classe 1, 2 ou 3 sujeitas a flexão composta	62
3.1.1.10 Grau de utilização no instante $t=0$	63
3.1.1.11 Conceito de temperatura crítica	67
3.1.1.11 Cálculo da área efetiva	68
3.1.2 Anexo Francês, Método 1	70
3.1.3 Método 2 adaptado ao fogo	70
3.2 Norma Britânica BS5950	71
3.2.1 Verificação à Flexão	74
3.2.2 Verificação à Compressão e Flexão Composta	75

3.3 Norma Australiana AS 4100-1998	78
3.3.1 Dimensionamento à flexão	78
3.3.2 Esbelteza das secções segundo norma australiana	79
3.3.3 Dimensionamento de secções a flexão composta	79
3.3.4 Determinação do comportamento de secções em situação de incêndio segundo a norma australiana AS4100-1998.....	82
3.4 Norma Americana AISC360-10	83
3.4.1 Verificação da segurança com a norma americana AISC360-10	85
3.4.2 Membros com secções esbeltas (membros com elementos esbeltos) segundo a norma americana AISC360-10.....	86
3.4.3 Flexão de Secções retangulares HSS e membros em forma de caixão segundo a norma americana AISC360-10.....	87
4.DIUSSÃO DE RESULTADOS E COMPARAÇÕES COM TESTES NUMÉRICOS	89
4.1 Considerações Gerais	89
4.2 Caso de Estudo e Modelo Numérico (SAFIR)	89
4.4 Comparação com as propostas de cálculo simples	102
5. CONCLUSÕES.....	113
ANEXOS	123
Anexo A: Classificação das secções internacional (norma britânica 5950, norma americana AISC360-10, norma australiana AS4100-1998).....	125
Anexo B: Cálculo das secções efetivas (folha de Cálculo em Excel).....	129
Anexo C: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna em Situação de Incêndio, Proposta do Eurocódigo EC3-1-2:.....	141
Anexo D: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna, em Situação de Incêndio, Proposta com o Método Francês (considerando o Método 1 do anexo do EC3-1-1)	149
Anexo E: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna, em Situação de Incêndio, Proposta com o Método Francês (considerando o Método 2 adaptado ao fogo do anexo do EC3-1-1).....	157

Índice de Figuras

Figura 1: Uso do Aço na Construção.....	2
Figura 2: Perfis para colunas	3
Figura 3: Perfis para as vigas.....	3
Figura 4: Apresentação das 4 Classes de secção em função das relações entre tensões e extensões.....	7
Figura 5: Diagrama de tensões e diagramas de momentos/rotação para secções de Classe 1 [7].....	7
Figura 6: Diagrama de tensões e relação entre momentos e rotações na secção para secções de Classe 2 [7]..	8
Figura 7: Diagrama de tensões e relações entre momentos e rotações para secções de Classe 3 [7]	8
Figura 8: Diagrama de tensões e relação entre momentos e rotações para as secções de Classe 4 [7].....	8
Figura 9: Substituição para uma secção efetiva para secções de Classe 4 [7]	9
Figura 10: Diferentes tipos de perfis enformados a frio que podem ser classificados como secções de Classe 4 [7]	9
Figura 11: Diferentes tipos de Elementos Constituintes de uma Secção, sendo a figura um exemplo de um elemento enformado a frio [7].....	9
Figura 12: Fenómeno de Encurvadura Local para barras de aço em forma de I [7].....	10
Figura 13: Bifurcação de Equilíbrio e Modo de Encurvadura para uma placa quadrada “ideal” simplesmente apoiada e uniformemente comprimida [7].....	11
Figura 14: Modo de Encurvadura para uma placa quadrada e uma placa longa [7]	11
Figura 15: Elementos Estruturais constituídos por placas sendo a primeira uma coluna tubular e a segunda um painel reforçado com a exibição dos modos de encurvadura [7].....	11
Figura 16: Distribuição de tensões de compressão na placa antes e após a ocorrência do fenómeno de bifurcação [7]	12
Figura 17: Placa no Estado Limite Último e Colapso da placa quadrada [7]	13
Figura 18: Distribuição de Tensões na Secção bruta e na Secção Efetiva [7]	13
Figura 19: Variação da Largura Efetiva com a Tensão atuante (placa simplesmente apoiada) [7].....	14
Figura 20: Valores do coeficiente de encurvadura k_ρ para uma placa.....	15
Figura 21: Variação de ρ em função de $\lambda\rho$ para uma placa para cálculo da sua largura efetiva [14].....	16
Figura 22: Trajetórias de equilíbrio entre os estados limites últimos das placas reais e as placas idealizadas [7].....	16
Figura 23: Comparação entre as Curvas de Dimensionamento de von Karman, de Winter e baseada na tensão crítica de bifurcação [7].....	17
Figura 24: Secção IPE550 e respectivas dimensões	18
Figura 25: Relação de Tensões ψ para a determinação da Classificação.....	19
Figura 26: Diagrama de Tensões para as zonas plastificadas da secção devido ao esforço normal e ao momento fletor	20
Figura 27: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I (Classe 1 e Classe 2) [44]	21
Figura 28: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I segundo o eixo forte (Classe 3) [44]	21
Figura 29: Classificação para Flexão Composta com Tração de uma Secção em I segundo o eixo forte (Classe 1 e Classe 2) [44].....	22
Figura 30: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I segundo o eixo fraco [44]	23
Figura 31: Classificação em Flexão Composta com Compressão no caso de uma secção RHS	24
Figura 32: Classificação em Flexão Composta com Tração de uma secção RHS	25
Figura 33: Critérios de Interação não lineares [7]	26
Figura 34: Critério de interação linear para Secções de Classe 3	26
Figura 35: Os 3 tipos de secção efetiva que se pode vir a necessitar no cálculo/verificação de uma secção de Classe 4 [7].....	29
Figura 36: Tabela 4.1 do EC3-1-5 para a Determinação das Larguras Efetivas dos Elementos Internos comprimidos [12]	31
Figura 37: Tabela 4.2 do EC3-1-5 para a determinação das Larguras Efetivas dos Elementos Externos comprimidos [12]	31
Figura 38: Dimensões do Perfil em Análise	33

Figura 39: a) Secção efetiva em compressão de um tubo retangular (RHS) de 0.20x0.30x0.002 b) Secção efetiva em flexão de um tubo retangular (RHS) de 0.20x0.30x0.002 [m].....	37
Figura 40: Secção de Classe 4 com cordões de soldadura de 6 [mm] [7].....	39
Figura 41: Variação das parcelas T_{sv} e T_w do momento torsor resistente [7].....	40
Figura 42: Dimensões para a secção tubular RHS considerada, com uma espessura de 10 [mm] em aço S235 [14].....	42
Figura 43: Painéis de chapa e chapa perfiladas enformadas a frio de aço [42].....	44
Figura 44: Laminagem a frio [42].....	44
Figura 45: Processo de Quinagem (“Press braking”).....	45
Figura 46: Instabilidade local, de torção e empenamento das secções enformadas a frio.....	46
Figura 47: Conceito de estabilidade de equilíbrio, sendo que a primeira imagem mostra um equilíbrio estável, a segunda um equilíbrio instável e a terceira um equilíbrio neutro.....	47
Figura 48: Trajetória associada ao fenómeno de instabilidade bifurcacional [7].....	47
Figura 49: Tipos de estrutura sujeita a instabilidade bifurcacional, sendo a primeira, uma coluna, a segunda uma placa e a terceira, uma coluna tubular.....	47
Figura 50: Configuração do modo de instabilidade MLP (Modo Local de Placa) para uma secção tubular [42].....	48
Figura 51: Comprimentos de encurvadura no caso de pórticos contraventados.....	51
Figura 52: Possíveis alternativas da verificação da resistência ao fogo.....	59
Figura 53: Fluxograma para o procedimento de cálculo da temperatura crítica para elementos estruturais metálicos em situação de incêndio (Vila Real 2003 [43]).....	68
Figura 54: Imagem do programa GiD cuja utilização serve para geração de malhas estruturais.....	91
Figura 55: a) Aumento da Temperatura na secção da viga-coluna ensaiada RHS (100x100x2) no SAFIR b) Aumento da Carga aplicada na secção da viga-coluna ensaiada RHS (100x100x2) no SAFIR.....	92
Figura 56: a) Diagrama de Momentos e Esquema Estrutural adotado b) Amplitude das imperfeições geométricas globais Amplitude das imperfeições geométricas globais.....	93
Figura 57: Modelo adotado no SAFIR (exemplo referente à coluna com 1[m] de comprimento (sem cargas aplicadas).....	93
Figura 58: a) Modelo com excentricidade a $\frac{1}{4}$ da largura da secção RHS (100x100x2) b) Modelo com excentricidade a $\frac{1}{2}$ da largura da secção RHS (100x100x2).....	94
Figura 59: a) Modelo da viga-coluna com a imperfeição global b) Modelo da viga-coluna com a imperfeição local aplicada aplicada c) Modelo da viga-coluna com Ampliação das deformações locais (x50).....	94
Figura 60: Modelo da viga-coluna com ampliação das deformações globais+locais.....	95
Figura 61: Modelo da viga-coluna com as imperfeições globais e locais aplicadas.....	95
Figura 62: a) Rotura da secção RHS (100x100x2) com mistura de encurvadura local b) Rotura local da secção RHS (100x100x2) onde se vê uma rotura local de placa ($L=3.0$ [m], sem excentricidade).....	97
Figura 63: a) Rotura por Encurvadura Global da secção RHS (100x100x2 com uma excentricidade $e=0.026$ [m] b) Rotura por Encurvadura Global da secção RHS (100x100x2) com uma excentricidade $e=0.049$ [m].	97
Figura 64: Rotura da secção RHS com um comprimento $L=10$ [m] exibindo o modo de rotura por encurvadura global (x1).....	98
Figura 65: Diagrama de tempo–deslocamentos segundo o eixo y-y para a coluna com 1[m] de comprimento.....	99
Figura 66: Diagrama de tempo-deslocamento segundo o eixo y-y para coluna com 1[m] de comprimento e com excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z igual a $e=0.049$ [m].....	100
Figura 67: Diagrama de tempo-deslocamento segundo o eixo y-y para coluna com 3[m] de comprimento e sem excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z.....	101
Figura 68: Diagrama tempo-deslocamento segundo o eixo z-z para coluna com 3 [m] e sem excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z.....	101
Figura 69: Diagrama do ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ em função da esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{y,0}$ para uma temperatura de 350 [°C].....	103
Figura 70: Diagrama do ratio Esforço axial $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ em função da esbelteza $\lambda_{y,0}$ para uma temperatura de 500 [°C].....	104
Figura 71: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento $L=1.0$ [m].....	105
Figura 72: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento $L=2.0$ [m].....	105

Figura 73: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=3.0 [m]	106
Figura 74: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=5.0 [m]	106
Figura 75: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=1.0 [m]	107
Figura 76: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=3.0 [m]	107
Figura 77: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=5.0 [m]	108
Figura 78: Dimensões para Perfis em I para Flexão segundo o eixo forte	130
Figura 79: Tabela para cálculo dos elementos exteriores das secções efetivas	130
Figura 80: Tabela para cálculo dos elementos internos em compressão das secções efetivas	131
Figura 81: Dimensões para perfis em I para Flexão em torno do eixo de menor inércia	133
Figura 82: Dimensões para perfis em I em Compressão	134
Figura 83: Dimensões para perfis RHS em Flexão em relação ao eixo de maior inércia	136
Figura 84: Dimensões para perfil RHS para flexão segundo o eixo fraco	138
Figura 85: Dimensões para perfis RHS em Compressão	140
Figura 86: Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M	143
Figura 87: Coeficiente de momento uniforme equivalente	144
Figura 88: a) Fator k_c para distribuição de momentos b) Coeficiente C1 para momento uniforme equivalente	152
Figura 89: Fator $C_{mi,0}$ para diagramas de momentos	152
Figura 90: Curva de Encurvadura em função da secção transversal (EC3-1-1)	153
Figura 91: Curvas de Encurvadura Lateral para secções transversais	153
Figura 92: Coeficiente C1 para momento uniforme equivalente (EC3-1-1)	158
Figura 93: Curvas de encurvadura lateral para secções transversais (EC3-1-1)	158
Figura 94: Curva de Encurvadura em função da secção transversal	158
Figura 95: Coeficiente de momento uniforme equivalente C_m (EC3-1-1)	158

Índice de Tabelas

Tabela 1: Propriedades das secções e fatores de interação α_i interveniente(s) na(s) fórmula(s) de interação..	54
Tabela 2: Fatores de redução das propriedades de resistência do aço a altas temperaturas (EC3-1-2)	56
Tabela 3: Fatores de redução para as propriedades resistentes do aço a altas temperaturas para o Método Francês [24].....	56
Tabela 4: Fatores de redução para o Método Francês [14].....	71
Tabela 5: Valores da tensão de cedência para dimensionamento para os diversos tipos de aço e em função da espessura [30].....	72
Tabela 6: Fatores de Redução da tensão de cedência f_y para elementos esbeltos [10]	74
Tabela 7: Fatores de carga para a verificação em situação de incêndio segundo norma BS5950 [11].....	77
Tabela 8: Tempo de aquecimento e tempo até chegar à rotura da secção RHS (100x100x2) para T=500 [°C] no SAFIR.....	96
Tabela 9: Tabela para a classificação das secções segundo a norma britânica BS5950	125
Tabela 10: Tabela para a classificação das secções segundo a norma americana AISC 360-10	127
Tabela 11: Tabela para a classificação das secções segundo a norma australiana AS4100-1998	128
Tabela 12: Fatores de redução à temperatura θ_a referidos ao valor de f_y ou E_a a 20°C	147

Nomenclatura

Letras maiúsculas latinas

A_i uma área elementar da secção transversal com uma temperatura θ_i

A_m área da superfície de um elemento por unidade de comprimento

A_m/V fator de massividade para elementos de aço não protegidos

E módulo de elasticidade

G módulo de distorção

$E_{fi,d}$ valor de cálculo constante dos efeitos relevantes das ações em situação de incêndio

G_k valor nominal do efeito das ações permanentes

R_d valor de cálculo da resistência

R_k valor característico da resistência

L comprimento de um elemento

M_{Rk} valor característico do momento fletor resistente da secção transversal condicionante

N_{Ed} valor de cálculo do esforço normal atuante

N_{Rk} valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante

M_{Ed} valor do momento fletor atuante

$M_{y,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y

$M_{z,Ed}$ valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z

$M_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo do momento resistente no instante t

$M_{fi,\theta,Rd}$ valor de cálculo do momento resistente da secção transversal para uma temperatura uniforme θ_a igual à temperatura uniforme θ_a no instante t numa secção transversal que não é termicamente influenciada pelos apoios

M_{Rd} valor de cálculo do momento plástico resistente da secção transversal bruta $M_{PL,Rd}$ à temperatura normal; valor de cálculo do momento elástico resistente da secção transversal bruta $M_{el,Rd}$ à temperatura normal

N_{Rd} valor de cálculo do esforço normal resistente

$N_{b,fi,t,Rd}$ valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido

$N_{fi,\theta,Rd}$ valor de cálculo da resistência de um elemento tracionado a temperatura uniforme θ_a

$N_{\bar{f},t,Rd}$ valor de cálculo da resistência no instante t de um elemento tracionado com uma distribuição de temperatura não uniforme na secção transversal

$M_{y,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y

$M_{z,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z

ΔM_{Ed} valor de cálculo do momento adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas (A_{eff}) e bruta.

$\Delta M_{y,Ed}$ momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico y-y

$\Delta M_{z,Ed}$ momento devido ao afastamento do eixo baricêntrico z-z

A_{eff} área efetiva de uma secção transversal

$N_{t,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente de tração

$N_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta

$N_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal

$M_{c,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo principal de uma secção transversal

$M_{V,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente reduzido pela interação com o esforço transversal

$M_{N,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente reduzido pela interação com o esforço normal

M_{cr} momento crítico elástico de encurvadura lateral

W_{pl} módulo de flexão plástico de uma secção transversal

$W_{el,min}$ módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal

$W_{eff,min}$ módulo de flexão mínimo de uma secção transversal

$M_{i,Ed}(x)$ valor máximo do momento de primeira ordem

$N_{b,Rd}$ valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido

$N_{\bar{f},\theta,Rd}$ valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido

N_{cr} valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta

$N_{cr,y}$ valor crítico do esforço normal associado à encurvadura elástica por flexão em torno do eixo y-y

$N_{cr,z}$ valor crítico do esforço normal associado à encurvadura elástica por flexão em torno do eixo z-z

$N_{cr,TF}$ valor crítico do esforço de encurvadura elástico por flexão-torção

$N_{cr,T}$ valor crítico do esforço de encurvadura por torção

N_{Rk} valor característico da resistência à compressão

N_{Rd} valor de cálculo da resistência da secção transversal $N_{pl,Rd}$ à temperatura normal de acordo com a EN1993-1-1

$N_{fi,\theta,Rd}$ valor de cálculo da resistência de um elemento tracionado a uma temperatura uniforme θ_a

$N_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo da resistência no instante t de um elemento tracionado com uma distribuição de temperatura não uniforme na secção transversal

$M_{y,Rk}$ valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y

$M_{z,Rk}$ valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z

$M_{b,Rd}$ valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção)

$M_{b,fi,t,Rd}$ valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral no instante t

$R_{fi,d,t}$ correspondente valor de cálculo da resistência em situação de incêndio

A_f área de um banzo tracionado

V_{Ed} valor de cálculo do esforço transversal atuante

V_{Rd} valor de cálculo da resistência ao esforço transversal da secção transversal bruta à temperatura normal, de acordo com a EN1993-1-1

$V_{fi,t,Rd}$ valor de cálculo da resistência ao esforço transversal no instante t

$V_{c,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente

$V_{pl,Rd}$ valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico

A_v área resistente ao esforço transversal

S momento estático

I momento de Inércia

I_T constante de torção de Saint-Venant

I_w constante de empenamento

A área de uma secção transversal

A_{eff} área efetiva de uma secção transversal

A_w área de uma alma

A_f área de um banzo

K_{ij} coeficiente de rigidez de flexão

L_{cr} comprimento de encurvadura

C_1 coeficiente que traduz a relação entre o valor crítico do máximo momento fletor num elemento e o valor crítico do momento fletor uniforme nesse mesmo elemento considerado com extremidades articuladas

C_{yy} fator

C_{yz} fator

C_{zy} fator

C_{zz} fator

C_m coeficiente de momento uniforme equivalente

C_{m_y} coeficiente de momento uniforme equivalente

C_{m_z} coeficiente de momento uniforme equivalente

$C_{m_y,0}$ coeficiente

$C_{m_z,0}$ coeficiente

a_{LT} coeficiente

C_{mLT} coeficiente de momento uniforme equivalente

R_d valor de cálculo da resistência do elemento à temperatura ambiente

$R_{f_i,d,t}$ valor de cálculo da resistência do elemento em situação de incêndio, no instante t

T temperatura [K]

T_{amb} temperatura ambiente [K]

X_k valor característico de uma propriedade de resistência ou de deformação (geralmente f_k ou E_k) à temperatura normal, de acordo com a EN1993-1-1)

Letras minúsculas latinas

$x-x$ eixo de uma secção transversal

$y-y$ eixo de uma secção transversal

$z-z$ eixo de uma secção transversal

b largura de uma secção transversal

b_{eff} largura efetiva para ter em conta a encurvadura por esforço transversal

h altura de uma secção transversal

t espessura

h_w distância entre os banzos

k_σ fator de encurvadura

d altura da parte reta de uma alma

a_0, b, c, d designações das curvas de encurvadura

e_N afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas (A_{eff}) e bruta

e_{Ny} afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas (A_{eff}) e bruta, segundo o eixo y-y

e_{Nz} afastamento entre os centro de gravidade das áreas das secções efetivas (A_{eff}) e bruta, segundo o eixo z-z

i raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta

k_c facto de correção para tomar em consideração o diagrama de momentos

t_w espessura da alma

t_f espessura do banzo

r raio de concordância

f_y tensão de cedência

t espessura

$f_{p,\theta}$ tensão limite de proporcionalidade do aço a temperaturas elevadas θ_a

f_y tensão de cedência

$f_{y,\theta}$ tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θ_a

$f_{y,i}$ valor nominal da tensão de cedência f_y para a área elementar A_i considerando positivo na zona de compressão da secção transversal limitada pelo eixo neutro plástico e negativo na zona de tração

$\dot{h}_{net,d}$ valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área

k fator de correção

$k_{E,\theta}$ fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico do aço

θ_a temperatura do aço atingida no instante t

$k_{E,\theta,com}$ fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à

temperatura máxima do aço no banzo comprimido $\theta_{a,com}$ atingida no instante t

k_{sh} fator de correção para o efeito de sombra

k_θ valor relativo de uma propriedade de resistência ou de deformação do aço a temperaturas elevadas θ_a

$k_{y,\theta}$ fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a atingida no instante t

$k_{y,\theta,com}$ fator de redução para a tensão do aço à temperatura máxima no banzo comprimido $\theta_{a,com}$ atingida no instante t

$k_{y,\theta,web}$ fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_{web}

k_{ij} fator das condições fronteira da viga

k ratio entre o comprimento de encurvadura e comprimento real do membro

l_{fi} comprimento de encurvadura de uma coluna em situação de incêndio

n relação entre os valores de cálculo dos esforços normais atuantes e resistentes plásticos de uma secção transversal bruta

t tempo/tempo de exposição ao fogo

$t_{fi,d}$ valor de cálculo da resistência ao fogo (propriedade do elemento ou da estrutura)

$t_{fi,requ}$ tempo requerido de resistência ao fogo

k_y fator de interação

k_z fator de interação

k_{yy} fator de interação

k_{yz} fator de interação

k_{zy} fator de interação

k_{zz} fator de interação

Letras maiúsculas gregas

$\Theta_{cr,d}$ valor de cálculo da temperatura crítica dos materiais [$^{\circ}\text{C}$]

χ coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado

χ_{fi} coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio

$\chi_{LT,fi}$ coeficiente de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio

$\chi_{\min,fi}$ valor de mínimo de $\chi_{y,fi}$ e de $\chi_{z,fi}$

χ_y coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y

$\chi_{y,fi}$ coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em torno do eixo y-y, em situação de incêndio

χ_z coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z

$\chi_{z,fi}$ coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em torno do eixo z-z, em situação de incêndio

χ_{LT} coeficiente de redução para a encurvadura lateral

Φ_{LT} valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}

α_{LT} fator de imperfeição para a encurvadura lateral

Φ valor para determinar o coeficiente de redução χ

Δt intervalo de tempo

Ψ relação entre tensões ou extensões/relação entre os momentos que atuam nas extremidades de um segmento de um elemento

Ψ_{fi} coeficiente de combinação para os valores frequente ou quase-permanente representados respectivamente $\psi_{1,1}$ ou por $\psi_{2,1}$

Ψ_y relação entre os momentos de extremidade (em relação ao eixo y-y)

η_1, η_2 fatores de distribuição de rigidez

Letras minúsculas gregas

α coeficiente de dilatação térmica/fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimido

ε extensão

ε_y extensão de cedência

σ tensão

$\sigma_{com,Ed}$ máximo valor de cálculo da tensão de compressão num elemento

k_σ fator de encurvadura de uma placa

η_{fi} fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio

$\eta_{fi,t}$ nível de carregamento para o cálculo em relação à ação do fogo

$\bar{\lambda}$ esbelteza normalizada

λ_1 valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada

$\bar{\lambda}_{max}$ maior dos valores de $\bar{\lambda}_y$ e $\bar{\lambda}_z$

$\bar{\lambda}_{LT}$ esbelteza normalizada para a encurvadura lateral

σ_{cr} tensão crítica de encurvadura elástica

λ condutibilidade térmica

ρ_a massa específica do aço

ν coeficiente de Poisson em regime elástico

θ temperatura

θ_a temperatura do aço [$^{\circ}\text{C}$]

$\theta_{a,cr}$ temperatura crítica do aço [$^{\circ}\text{C}$]

θ_{web} temperatura média na alma da secção

θ_i temperatura na área elementar A_i

κ fator de adaptação

κ_1 fator de adaptação para a temperatura não uniforme na secção transversal

κ_2 fator de adaptação para a temperatura não uniforme ao longo da viga

μ_0 grau de utilização no instante $t=0$

μ_y fator

μ_z fator

$|\delta_x|$ valor máximo do deslocamento num elemento

ψ_0 coeficiente de combinação para o valor característico de uma ação variável

ψ_1 coeficiente de combinação para o valor frequente de uma ação variável

ψ_2 coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável

γ_M coeficiente parcial de segurança (em geral)

$\gamma_{M,i}$ coeficiente de parcial de segurança (caso particular)

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe a temperatura ambiente

$\gamma_{M,fi}$ coeficiente parcial para a propriedade considerada em situação de incêndio

$\sigma_{x,Ed}$ valor de cálculo da tensão longitudinal local atuante

$\sigma_{z,Ed}$ valor de cálculo da tensão transversal local atuante

τ_{Ed} valor de cálculo da tensão tangencial atuante

Norma Britânica BS5950

A_g Secção bruta da secção

B Largura da secção RHS/Ratio entre o menor e o maior momento de extremidade

D profundidade da secção

d altura da alma

F_c Força compressiva devido ao esforço axial

F_v Força de corte

f_c tensão axial devido à carga axial

f_v tensão de corte

I_x Segundo momento de Inércia segundo o eixo de maior inércia

I_y Segundo momento de Inércia segundo o eixo de menor inércia

J Constante de Torção da secção

L Comprimento do vão

L_E Comprimento efetivo do vão

M_{ax} , M_{ay} Maior momento de encurvadura segundo o eixo de maior ou de menor de inércia tendo em conta a presença do esforço axial

M_b Momento resistente à encurvadura (lateral torsional)

M_{cx} , M_{cy} Momento resistente da secção em relação ao eixo de maior inércia e de menor inércia na ausência de esforço axial

M_x , M_y Momento aplicado em relação ao eixo de maior e de menor inércia

S Módulo de flexão plástico

S_v Módulo de flexão plástico da área de corte com banzos iguais

Z Módulo de flexão elástico

ρ resistência à compressão

ρ_{cs} resistência à compressão para elementos esbeltos

ρ_y resistência à compressão do aço

Norma AISC360-05

A Área total da secção

A_{eff} Área efetiva da secção

A_g Área bruta da secção da secção

P_c Resistência à compressão

P_{cx} , P_{cy} Resistência à compressão considerando a encurvadura em relação ao eixo maior de inércia e de menor de inércia

P_N Capacidade nominal axial

E Módulo de Elasticidade do aço

F_y Tensão específica mínima de cedência do aço

F_{cr} Tensão crítica de Encurvadura

F_e Tensão crítica de encurvadura elástica

ρ_c tensão de compressão resistente

ρ_y Resistência de cálculo do aço

r_x, r_y Raio de giração de uma membro em relação ao eixo de maior e de menor inércia

S Módulo Elástico mínimo relativo ao eixo de flexão

S_x, S_y Módulo Plástico em relação ao eixo de maior e de menor de inércia

S_{eff} módulo de secção efetiva em relação ao eixo de maior inércia

R_N Resistência nominal

b_e largura efetiva reduzida

b meia largura da largura completa do banzo

t espessura do elemento

t_w espessura da alma

t espessura do banzo

Z_x, Z_y Módulo Plástico em relação ao eixo de maior e de menor de inércia

E Constante igual a $(275/\rho_y)^{1/2}$

λ Esbelteza ou seja o comprimento efetivo dividido pelo raio de giração

λ_p esbelteza limite para um elemento compacto

λ_r Esbelteza limite para um elemento não compacto

AS4100 1998

b_e largura efetiva de um elemento

f_y tensão de cedência usada no dimensionamento

$f_y(T), f_y(20)$ tensões de cedência do aço à temperatura T , e a $20 [^{\circ}C]$ respectivamente

k_{sm} ratio entre a área exposta sobre a massa do perfil

L vão

L_b comprimento entre pontos de restringimento efetivos

M_{bx} Momento nominal resistente em relação ao eixo principal de inércia (eixo x-x)

M_{cx} Valor mínimo de M_{ix} e M_{ox}

M_i momento nominal no plano

M_{ix} M_i em relação ao eixo de maior inércia (eixo x-x)

M_{iy} M_i em relação ao eixo de menor inércia (eixo y-y)

M_{ox} Momento nominal fora do plano em relação ao eixo de maior inércia

M_{rx} M_s em relação ao eixo de maior inércia (eixo x-x) reduzido pela força axial

M_{ry} M_s em relação ao eixo de maior inércia (eixo y-y) reduzido pela força axial

M_s Momento resistente nominal da secção

- M_{sx} M_s em relação ao eixo maior de inércia
- M_{sy} M_s em relação ao eixo de menor de inércia
- M_x^* Momento de dimensionamento em relação ao eixo de maior inércia (eixo x-x)
- M_y^* Momento de dimensionamento em relação ao eixo de maior inércia (eixo y-y)
- N_c Capacidade nominal de um membro em compressão
- N_{cx} N_c para a encurvadura de um membro em relação ao eixo de maior inércia
- N_{cy} N_c para a encurvadura de um membro em relação ao eixo de menor inércia
- N_s Capacidade nominal da secção para um membro em compressão/Capacidade nominal da secção para uma carga axial
- N^* Força de dimensionamento axial, de tensão ou de compressão
- r_f relação entre ações de cálculo no elemento em situação
- R_u Capacidade nominal do Elemento
- S Módulo de Secção Plástico
- S^* Efeito das Ações
- T Temperatura do aço em graus Celsius
- t espessura/time
- Z_e Módulo de secção efetivo
- β_m ratio entre o menor e o maior momento nas extremidades do elemento
- λ ratio de esbelteza/fator para a carga de encurvadura elástica
- λ_e esbelteza do elemento
- λ_{ed} limite de esbelteza para a deformação de um elemento de uma secção
- λ_{ep} limite de esbelteza para a plasticidade de um elemento de uma secção
- λ_{ey} limite da esbelteza de cedência para um elemento
- λ_{ey} limite da esbelteza de cedência para um elemento
- λ_w valor de λ_e para a alma
- λ_s esbelteza da secção
- λ_{sp} Limite da esbelteza para uma secção plástica
- λ_{sy} Limite da esbelteza para uma para uma secção elástica

1. INTRODUÇÃO: A UTILIZAÇÃO DO AÇO NA CONSTRUÇÃO

Desde há muito tempo se utiliza o aço como material para a substituição de outros materiais mais utilizados na construção como o betão armado. As primeiras obras em aço remontam ao século XVIII. A utilização do aço na construção civil foi essencialmente vista até aos dias de hoje em obras como edifícios de escritórios e de apartamentos, pontes, residências, edifícios com grandes vãos, pavilhões industriais, viadutos, centros comerciais, postos de gasolina, aeroportos, estações ferroviárias, torres de transmissão,...etc. [9] , não se podendo esquecer que até as próprias gruas na Construção de qualquer Empreendimento que usam o aço principalmente como material de constituição nestes equipamentos de apoio numa dada obra, pois secções de aço e secções de Classe 4 em particular usam-se tanto em vigas para suportarem pavimentos como para colunas. Em garagens até o aço assume um papel que não se pode negligenciar, pois as secções dos pilares e vigas de aço são substancialmente mais esbeltas do que as mesmas se fossem dimensionadas usando por exemplo o betão armado, permitindo dessa forma um melhor aproveitamento do espaço interno e aumento da área útil. Como vantagens a nível nos prazos de construção, o uso do aço permite que se possa reduzir o tempo de execução de uma obra até 40% no tempo de execução se compararmos com outros processos construtivos convencionais, por exemplo a execução da estrutura pode ser efetuada em paralelo com a execução das fundações o que leva a que se possa trabalhar em diferentes frentes ao mesmo tempo [9].

1.1 Considerações Gerais

O aço assume um papel fundamental na Construção como referido no ponto anterior. No entanto as secções de Classe 4 apresentam também desvantagens em relação a outras. Como se verá mais adiante, estas secções exibem a ocorrência de encurvadura antes que se atinja a carga máxima “teórica” dessas secções e portanto não se pode usar no dimensionamento deste tipo de barras a sua resistência máxima total, ou seja a sua carga até a plasticidade ser atingida. Embora este tipo de secções sejam mais esbeltas e serem de uma maneira geral secções que se comportam bem em flexão, em relação a outras secções de outras Classes, estas encurvam mais rapidamente igualmente, o que se torna numa desvantagem nesse ponto. Mas em relação ao uso e principalmente ao nível das secções

esbeltas que é o tema deste trabalho, evitar ao máximo o desperdício dos materiais é a sua principal utilização, sendo que com a utilização de processos convencionais hoje em dia o desperdício a nível de materiais pode chegar até 25% em peso.

Outra vantagem no uso do aço nas Construções e ainda especialmente para as secções esbeltas é que se torna possível aliviar ao nível das fundações os níveis de carga atuantes, pois as estruturas feitas com secções mais esbeltas reduzem o peso próprio sendo que se consegue chegar a uma redução do custo ao nível das fundações de 30% [1]. Outra vantagem do uso do aço e de secções esbeltas em aço é que o aço pode ser reciclado e reutilizado e as estruturas podem ser montadas e seguidamente desmontadas. Mas a maior vantagem do aço é sem dúvida a sua precisão construtiva, sendo que nas estruturas metálicas a unidade que é empregue é o milímetro, garantido assim uma estrutura perfeitamente nivelada, levando a que a colocação de esquadrias seja facilitada como a instalação de elevadores e permita uma redução igualmente ao nível do custo da obra, com o custo dos materiais que sejam empregues a nível de revestimento.



Figura 1:Uso do Aço na Construção

No entanto o aço tem um inconveniente, este necessita de proteção em situação de incêndio. Existem dois tipos de proteção: a proteção ativa que passa pela utilização de sprinklers, alarmes, detetores de incêndio,...) e a proteção passiva com o uso de tintas intumescentes por exemplo como se pode ver em Vila Real (2003) [43]. Na prática, fabricam-se vários perfis metálicos para diversas finalidades. Para vigas podem apresentar-se várias secções como em I, em H ou U. Os perfis IPE e INP são perfis que se encontram na prática sob a forma de uma secção em I. De entre todos os perfis que se podem encontrar o perfil IPE é o tipo de secção em forma de I que oferece melhor resistência à flexão em relação ao seu peso próprio visto que a massa está concentrada nas abas oferecendo um melhor aproveitamento do material para resistir a esforços de flexão. Apresentam-se aqui a seguir alguns exemplos de perfis que se podem encontrar na prática para colunas

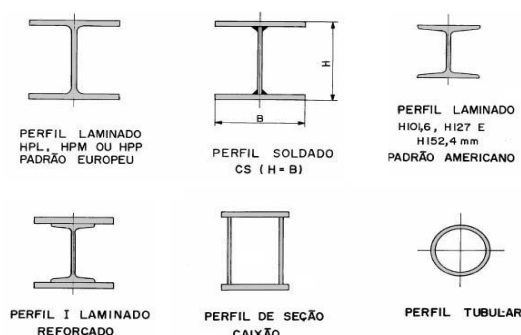


Figura 2: Perfis para colunas

Em relação aos perfis para vigas, na prática estas encontram-se dimensionadas tendo em conta que estão travadas superiormente pelas lajes, não apresentando portanto fenómenos de encurvadura lateral. Na prática encontram-se muitas vezes soluções mistas em que os perfis trabalham solidários com as lajes. A seguir ilustram-se algumas das soluções que se encontram na prática para os perfis das vigas.

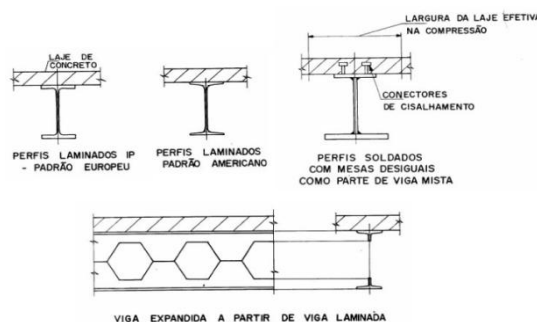


Figura 3: Perfis para as vigas

Ao nível das lajes empregues, como exemplos onde o aço é utilizado podemos destacar as lajes de betão que sejam moldadas “in loco”, as lajes de painel armado de betão celular, as lajes feitas com painéis de madeira e de fibrocimento. Neste trabalho serão abordados mais especificamente as vigas-colunas em situação de incêndio, e em especial as vigas-colunas de Classe 4 que neste caso são elementos barra em que se desenvolvem esforços de compressão $N_{fi,Ed}$ e possivelmente momentos fletores em relação aos eixos das secções, eixo y-y e eixo z-z, $M_{y,fi,Ed}$ e $M_{z,fi,Ed}$, mas em que se devem calcular secções efetivas. De facto, neste tipo de secção em que os elementos que as constituem são elementos esbeltos, leva como se verá mais adiante no trabalho que a capacidade da secção tanto a nível da temperatura ambiente como em situação de incêndio não permita que se use a capacidade total da secção

1.2 Objetivos da Tese

Nesta tese serão desenvolvidos as recomendações aplicáveis a vigas-colunas segundo as recomendações propostas no Eurocódigo 3, destinado ao Dimensionamento de Estruturas em Aço, nomeadamente o EC3-1-2 que fornece indicações para o dimensionamento/verificação dos elementos em situação de incêndio. Aplicou-se as recomendações numa primeira fase do EC3-1-2 (versão portuguesa), sendo que foi feito também uma análise tendo em conta outras indicações de outros Regulamentos de Dimensionamento, nomeadamente, o Anexo Francês do EC3 que estipula outros Métodos para esse Propósito. Estes Métodos propõem que se usem as recomendações do Anexo A do EC3-1-1 que refere que se use o Método 1. A título de curiosidade também se analisou o Método 2 do Anexo B do EC3-1-1, embora a norma francesa não diga expressamente que se possa vir a utilizar como tal, na aplicação do Anexo Francês. Ambos estes Métodos são especialmente usados a nível de dimensionamento do EC3-1-1 para vigas-colunas a temperatura ambiente.

Dessa forma, foi objetivo desta tese, analisar elementos de secção de classe 4 em vigas-coluna, portanto elementos estruturais sujeitas a flexão composta. Outro objetivo foi de estudar igualmente as Recomendações a nível Internacional de outros países, nomeadamente os códigos de dimensionamento inglês com a BS5950, a norma americana AISC360-10 e a norma australiana AS4100-1998, tendo sido isso possível porque a língua utilizada era o inglês. Fazer uma recolha das formas que eles têm de lidar com as secções esbeltas, como as secções de Classe 4 ou secções esbeltas como referidos nesses Códigos permitindo saber se eles tratam as vigas-colunas da mesma maneira do que os métodos propostos no EC3, a temperatura ambiente e se as adaptações a nível de incêndio são “semelhantes” ou não com o EC3-1-2 foi outro ponto que mereceu interesse.

Foi também objetivo, neste trabalho, retirar os diagramas de interação entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para uma secção de Classe 4 que foi escolhida como sendo um tubo retangular oco RHS de dimensões 100x100x2 para se investigar um pouco melhor o comportamento deste tipo de secções. A comparação com alguns dos valores teóricos de resistência obtidos segundo as normas, nomeadamente o EC3 num caso particular de estudo, com esta secção de Classe 4 (RHS), com alguns dos resultados numéricos dados pelo SAFIR, programa de elementos finitos foi um propósito de estudo neste trabalho para se poder comparar o conservadorismo ou não que as “curvas” que se

retirassem do EC3-1-2 ou do Método Francês levariam na Análise deste tipo de elementos que são as vigas-colunas em situação de incêndio.

1.3 Estrutura da Tese

A Estrutura da presente Dissertação foi feita em 6 Capítulos, sendo que os vários Capítulos desta Dissertação se dividem em diferentes outros subcapítulos para realçar mais pormenorizadamente o estudo que foi elaborado e a execução desta dissertação.

No Capítulo 1, foi feito uma Introdução ao Uso do Aço, percebendo onde este é principalmente utilizado, sendo que foi introduzido os conceitos genéricos e globais dos assuntos que foram elaborados, os objetos que foram alvo de estudo, os objetivos do trabalho e os pontos que se pretende estudar.

No Capítulo 2, foi apresentado o Conceito de Secção de Classe 4 apresentando o conceito de largura efetiva para este tipo de secções e a maneira como se calculava uma Secção de Classe 4, passando para o conceito subjacente da noção de esbelteza de placa e da largura efetiva. Foi feito uma abordagem curta e sucinta também para perfis enformados a frio, que são perfis igualmente esbeltos ao lado dos perfis esbeltos laminados a quente.

No Capítulo 3, foi feito um Estudo sobre os Métodos de Cálculo em situação de Incêndio propostos pelo EC3-1-2 destinado a estruturas de aço quando sujeito a elevadas temperaturas, apresentando as propriedades mecânicas do aço para temperaturas elevadas, a classificação das secções a altas temperaturas, a maneira como o EC3-1-2 trata das vigas-coluna quando sujeitas a Flexão Composta (Compressão+Flexão) e o Conceito importante da Temperatura Crítica de um Elemento Estrutural submetido a Esforços.

Também, foi feito um Estudo neste Capítulo, das várias propostas que outros Países Internacionais tem para lidar com as secções de Classe 4 e as vigas-coluna, como a Grã-Bretanha, com a Norma Britânica BS5950, os Estados Unidos (USA) com a norma AISC360-10 e a Austrália, com a norma AS4100-1998, Países cuja língua oficial é o inglês.

No Capítulo 4, foram apresentados os resultados principais deste Estudo nomeadamente apresentando os diagramas de interação entre os ratios $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para a

secção de Classe 4 RHS quando sujeita compressão e flexão segundo um eixo que neste caso foi o eixo y-y, mas os resultados seriam semelhantes para o outro eixo, ou seja o eixo z-z, visto que a secção que foi alvo de estudo era simétrica (secção RHS de dimensões 100x100x2) no sentido de se averiguar os resultados propostos pela Norma EC3-1-2 e avaliar o seu ou não conservadorismo com resultados precisos numéricos vindos do programa de elementos finitos (MEF) SAFIR. Foi também estudado o valor do ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ (em situação de incêndio) para vários valores da esbelteza da viga-coluna analisada e alvo de estudo.

No Capítulo 5, apresentaram-se as Conclusões gerais do Estudo que foi efetuado e delineou-se alguns pontos que mereciam ser alvos de estudo futuro para quem quisesse ainda aprofundar a questão do Comportamento das Secções de Classe 4 ou esbeltas em situação de incêndio.

Este constitui a maior parte da pesquisa, mas achou-se oportuno para não sobrecarregar demasiado a leitura do trabalho de incluir muito dos resultados obtidos, tanto ao nível das folhas de cálculo automático (folhas Excel) como de resultados obtidos pelos diversos métodos, em anexo. Foi apresentado uma folha para a classificação das secções segundo as normas internacionais (a temperatura ambiente), uma folha de cálculo para o cálculo de secções efetivas e também as folhas de cálculo de Verificação da Segurança em situação de incêndio e de Cálculo da Temperatura Crítica de Vigas-Coluna a altas Temperaturas para os vários métodos estudados ao nível do EC3.

2. SECÇÕES DE CLASSE 4

2.1 Generalidades

Como se sabe o EC3 considera 4 Classes de secção, as quais tem as seguintes propriedades relativamente às tensões das tensões relativamente às extensões:

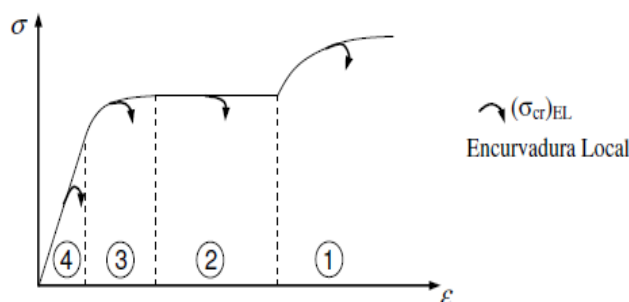


Figura 4: Apresentação das 4 Classes de secção em função das relações entre tensões e extensões

Nas secções de Classe 1, estas podem atingir a resistência plástica e possuem capacidade de rotação suficiente para que se possa formar uma rótula plástica (Camotim, Basaglia et al. 2010) [7].

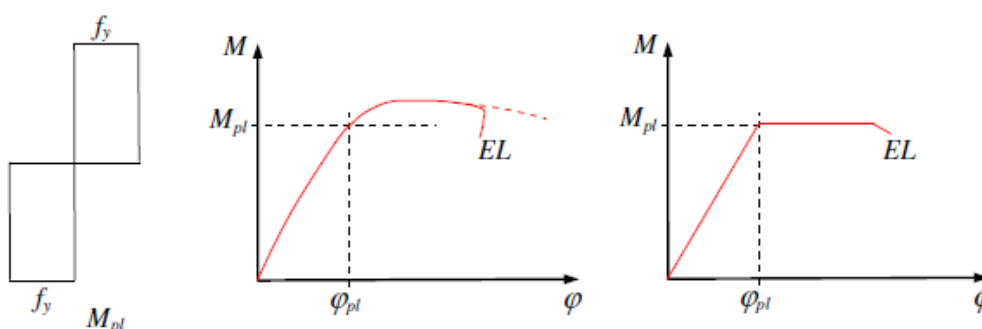


Figura 5: Diagrama de tensões e diagramas de momentos/rotação para secções de Classe 1 [7]

As secções de Classe 2 são secções que podem atingir a capacidade de rotação suficiente para que se forma uma rótula plástica, mas em que não se pode garantir capacidade de rotação suficiente para que se forme uma rótula plástica. O respectivo diagrama de tensões e diagrama de tensões/rotações para esse tipo de secção é o seguinte:

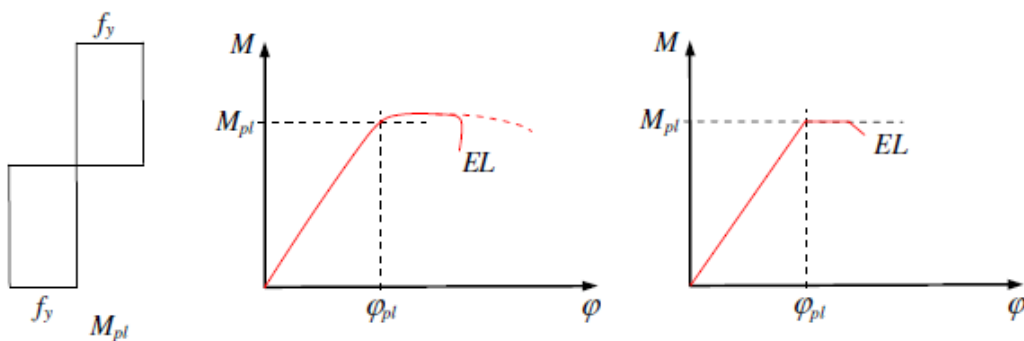


Figura 6: Diagrama de tensões e relação entre momentos e rotações na secção para secções de Classe 2 [7]

Para secções de classe 3 onde se pode atingir apenas a resistência elástica, devido aos fenómenos de encurvadura local, estes impedem que se chegue à resistência plástica. Os respectivos diagramas são os que a seguir se indicam [7]:

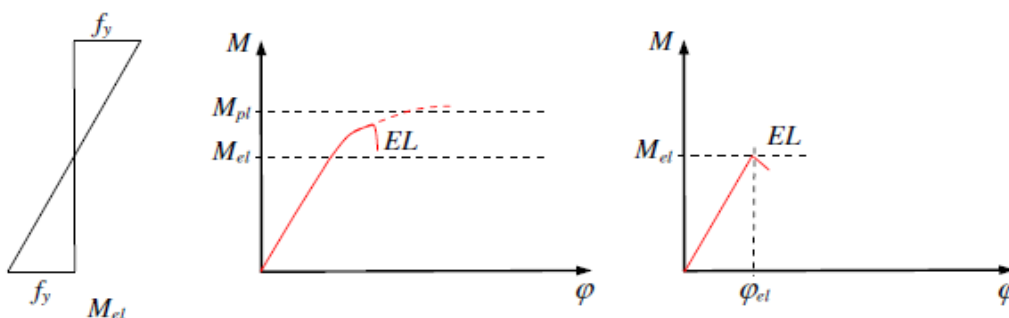


Figura 7: Diagrama de tensões e relações entre momentos e rotações para secções de Classe 3 [7]

As secções de Classe 4 são secções para as quais existe a ocorrência de fenómenos de encurvadura local que impede que a secção possa atingir tanto a sua resistência plástica como a tensão de cedência na fibra mais solicitada. Os respectivos diagramas são apresentados a seguir:

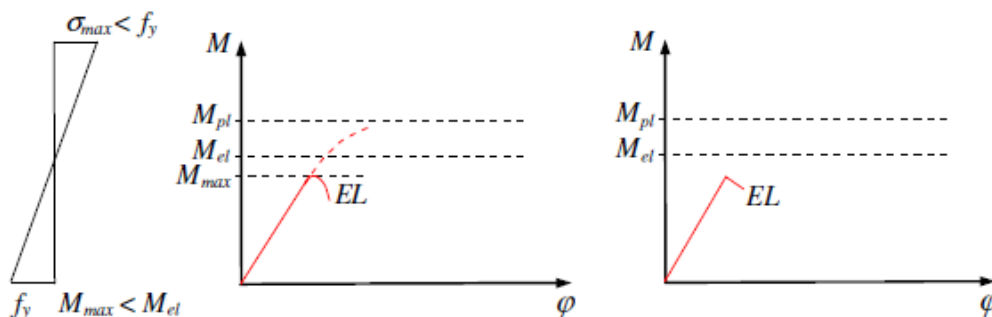


Figura 8: Diagrama de tensões e relação entre momentos e rotações para as secções de Classe 4 [7]

O procedimento que é adotado para este tipo de secções é o de substituir a secção bruta da secção por uma secção efetiva que é posteriormente tratada como uma secção de classe 3. Aqui vem uma representação do tipo procedimento:

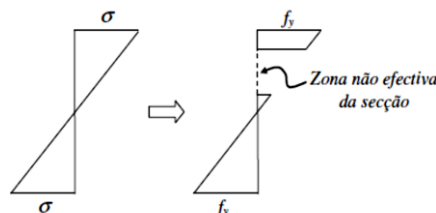


Figura 9: Substituição para uma secção efetiva para secções de Classe 4 [7]

Como se pode ver a classificação de uma secção é um parâmetro importante para saber como ela se comporta. A geometria dos perfis é muitas vezes condicionada pelos requisitos específicos de aplicação, sendo que existem no mercado uma enorme variedade de formas e dimensões, se pensarmos nos perfis enformados a frio. Alguns dos perfis que se podem encontrar na prática são os seguintes: Secções em U, C, Z, “hat”, “rack” e I.

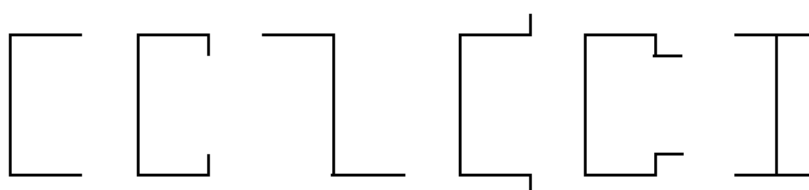


Figura 10: Diferentes tipos de perfis enformados a frio que podem ser classificados como secções de Classe 4 [7]

A Classificação de uma secção está relacionada como se viu anteriormente pela sua resistência e capacidade de rotação quando submetida a tensões normais. Esta classificação depende dos seus elementos comprimidos os quais podem ser interiores, como quando as suas extremidades estão apoiadas ou salientes, quando por exemplo uma extremidade é apoiada e a outra livre.

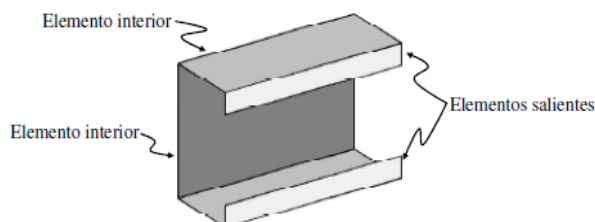


Figura 11: Diferentes tipos de Elementos Constituintes de uma Secção, sendo a figura um exemplo de um elemento enformado a frio [7]

A classificação torna-se como se viu de um meio de avaliar a secção em relação à sua resistência última e capacidade de rotação, mas em que se toma em linha de conta a possibilidade de ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Os fenómenos de encurvadura local que são de grande importância no dimensionamento de estruturas metálicas constituídas por perfis com paredes muito esbeltas, sejam eles perfis de alma cheia ou perfis enformados a frio, consistem na encurvadura das paredes dos perfis, enquanto os respectivos eixos ficam indeformados. Torna-se assim necessário para este tipo de placa utilizar o conceito de estabilidade de placas para efetuar a verificação da segurança para avaliar a segurança de barras para os estados limites últimos. Vem a seguir algumas imagens exemplificativas do fenómeno de encurvadura local em barras de aço com secção em I [7].



Figura 12: Fenómeno de Encurvadura Local para barras de aço em forma de I [7]

Para placas uniformemente comprimidas e simplesmente apoiadas, a tensão crítica de bifurcação elástica de uma placa ideal, considerando que é geometricamente perfeita e sem defeitos portanto, tem-se que a tensão crítica de bifurcação é dada pela seguinte expressão [7]:

$$\sigma_{cr} = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1)$$

, onde se tem que E é o módulo de Elasticidade, ν o coeficiente de Poisson e b e t são a largura/comprimento e a espessura da placa. A bifurcação ocorre por um modo de instabilidade (ou encurvadura) caracterizado por uma semi-onda tanto na direção longitudinal (devido à compressão) como na direção transversal. Nesta figura que se segue exemplifica-se o exposto:

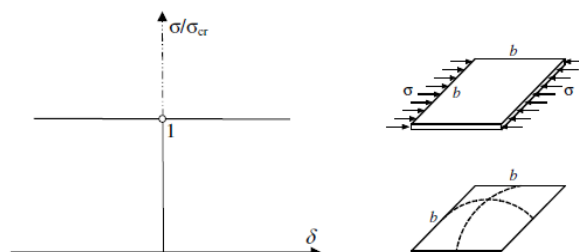


Figura 13: Bifurcação de Equilíbrio e Modo de Encurvadura para uma placa quadrada “ideal” simplesmente apoiada e uniformemente comprimida [7]

Quando estamos em presença de placas longas ($a \gg b$, sendo a o comprimento da placa e b a sua largura), temos que neste caso que os valores de σ_{cr} são independentes do comprimento da placa e do grau de restrição à rotação dos bordos transversais, porque temos neste caso uma combinação de várias semi-ondas longitudinais de comprimento igual à sua largura, com uma única semi-onda transversal, portanto temos que neste caso que uma placa longa se comporta como um “conjunto” de placas quadradas ligadas entre si, ou seja isto mostra que os resultados para placas quadradas podem ser extrapolados para placas longas, como se exemplifica na figura a seguir.

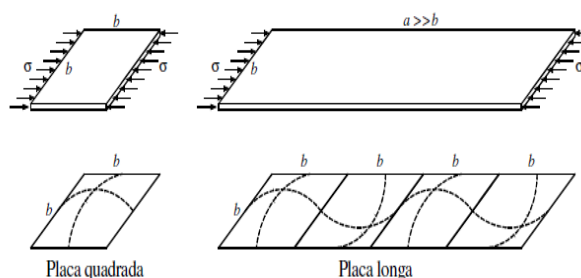


Figura 14: Modo de Encurvadura para uma placa quadrada e uma placa longa [7]

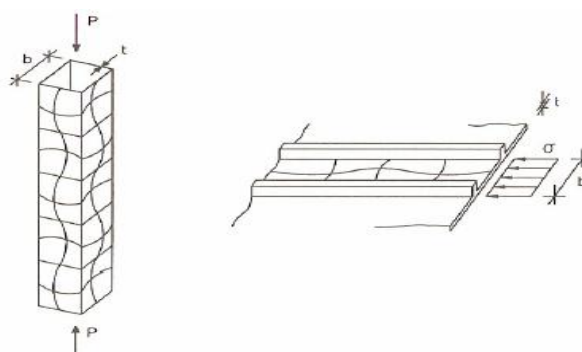


Figura 15: Elementos Estruturais constituídos por placas sendo a primeira uma coluna tubular e a segunda um painel reforçado com a exibição dos modos de encurvadura [7]

No caso de placas comprimidas, estas tem a particularidade de em regime elástico de apresentarem um comportamento pós-encurvadura estável caracterizado por uma elevada resistência pós-crítica, ou seja mesmo depois da placa sofrer encurvadura por bifurcação, a placa pode ainda suportar um aumento de carga sem que para isso haja deslocamentos significativos. Este comportamento é refletido através da seguinte expressão [7]:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1 + \frac{3}{8}(1 - \nu^2)\left(\frac{q}{t}\right)^2 \quad (2)$$

, onde σ é a tensão aplicada e q o deslocamento transversal máximo provocado por ela. Portanto temos que as tensões permanecem uniformes até à bifurcação, passando a exibir um andamento não-linear após a ocorrência onde se dá uma transferência de tensões da zona central que é mais flexível para uma vizinhança dos bordos longitudinais.

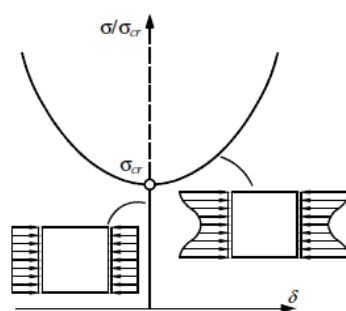


Figura 16: Distribuição de tensões de compressão na placa antes e após a ocorrência do fenómeno de bifurcação [7]

Põe-se então a questão de saber qual é o valor da tensão que numa fase pós-encurvadura correspondente a um estado limite último portanto e que leva a um colapso iminente. Esta questão é resolvida através do conceito de largura efetiva.

2.2 A importância do conceito de largura efetiva

Para responder à pergunta anterior, uma primeira abordagem consiste em admitir que no estado limite último da placa temos que se atinge a tensão de cedência f_y na fibra mais solicitada, admitindo-se então que se está a desprezar a reserva de resistência elasto-plástica da placa, sendo que esta última é de difícil determinação sendo necessário utilizar um método numérico que contabilize o espalhamento da plasticidade e que na prática é muito pequena.

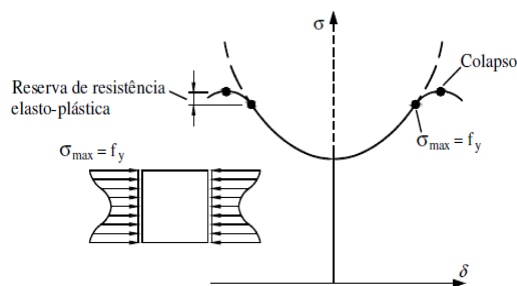


Figura 17: Placa no Estado Limite Último e Colapso da placa quadrada [7]

Sendo assim, resta conhecer a resposta à questão para saber para que carga ou seja ponto de trajetória de pós-encurvadura se tem $\sigma_{\max}=f_y$. Para resolver este problema, von Karman que estudou este assunto, propôs uma metodologia baseada nas duas seguintes ideias fundamentais. A primeira foi de substituir a secção bruta com uma distribuição de tensões uniforme (sendo ambas estaticamente equivalente ao esforço de compressão atuante), sendo que a secção efetiva obtém-se removendo material da zona central levando que no estado limite último, temos que o valor do esforço normal N_u é dado por [7]:

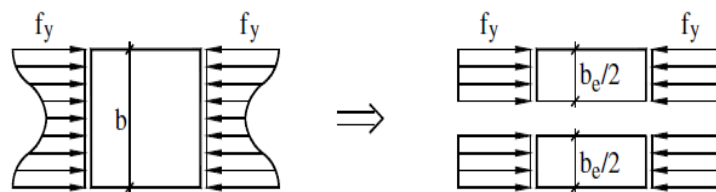


Figura 18: Distribuição de Tensões na Secção bruta e na Secção Efetiva [7]

$$N_u = \int_0^b \sigma(y)tdy = bt\bar{\sigma}_u \text{ (secção bruta)} \quad (3)$$

ou no segundo caso por:

$$N_u = b_e t f_y \text{ (secção efectiva)} \quad (4)$$

, onde $\bar{\sigma}_u = \frac{b_e}{b} f_y$, expressão que relaciona a tensão média da placa no estado limite último ou de colapso (basta igualar a duas expressões para retirar esta conclusão). A dificuldade do problema como se pode ver reside no facto de que para se poder determinar o valor de b_e , seja necessário conhecer a distribuição de tensões na placa $\sigma(y)$ no estado limite último ou seja quando $\sigma_{\max}=f_y$. Pois até agora só se substituiu o conceito de pós-encurvadura pelo conceito de largura efetiva, mas não se diminuiu a complexidade do problema. Na figura a seguir apresenta-se a título ilustrativo a variação exata da largura efetiva com a tensão aplicada, sendo σ_m a tensão média aplicada.

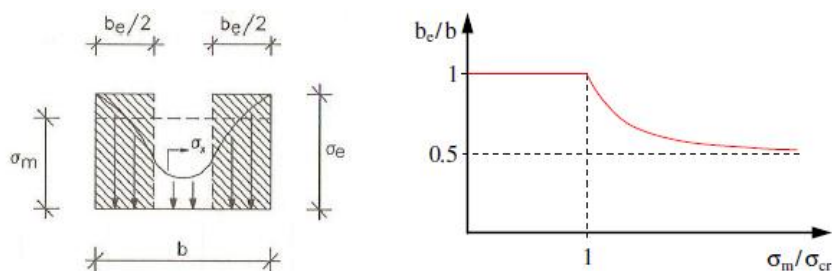


Figura 19: Variação da Largura Efetiva com a Tensão atuante (placa simplesmente apoiada) [7]

A segunda ideia que von Karman propôs foi de considerar na placa que a encurvadura ocorre quando se atinge a tensão de cedência isto é $\sigma_{cr}=f_y$. Logo vem que:

$$\sigma_{cr} = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{placas reais}) \quad (5)$$

$$\sigma_{cre} = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_e}\right)^2 \quad (\text{placa efetiva, fictícia}) \quad (6)$$

Tem-se portanto que:

$$\sigma_{cre} = 4 \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b_e}\right)^2 = \sigma_{cr} \left(\frac{b}{b_e}\right)^2 = f_y, \quad (7)$$

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (\text{mas sempre } < 1)$$

Utilizando a relação anterior

$$\bar{\sigma}_u = \frac{b_e}{b} f_y = \sqrt{\sigma_{cr} f_y} \quad (8)$$

Expressão que permite determinar a tensão média no colapso a partir de duas quantidades fáceis de calcular. Este raciocínio foi feito para placas submetidas a tensões uniformes. Para placas submetidas a outras distribuições de tensão, sendo definidas por um parâmetro $\psi=\sigma_1/\sigma_2$, onde σ_1 é a máxima tensão de compressão e σ_2 a tensão atuante na outra extremidade, temos que para calcular esta tensão média é necessário que se conheça precisamente σ_{cr} que é dado pela expressão genérica:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (9)$$

, sendo que k_σ é um coeficiente que depende da distribuição de tensões atuantes e pode ser encontrado na literatura como nas tabelas 4.1 e 4.2 do EC3-1-5. Para referência, em caso de compressão pura tem-se $k_\sigma=4.0$ para compressão pura (neste caso temos $\psi=1$) e $k_\sigma=23.4$ para flexão pura ($\psi=-1$). Para placas com outras condições de fronteira, seja na distribuição

de tensões ou nas condições de apoio, esta última expressão continua válida sendo que os valores de k_σ que se podem encontrar na literatura são os seguintes

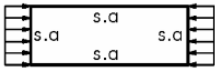
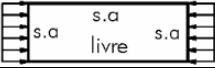
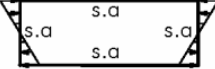
Condições de Fronteira	Carga	Coefficiente de encurvadura (k_σ)
	Compressão uniforme	4.0
	Compressão uniforme	0.43
	Flexão Pura	23.9

Figura 20: Valores do coeficiente de encurvadura k_σ para uma placa

2.3 A Noção de Esbelteza de Placa e de Largura Efetiva

Da mesma forma que as outras esbeltezas normalizadas seja para uma coluna ou até uma viga, define-se a esbelteza normalizada de uma placa como:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (10)$$

que é uma grandeza que traduz a importância relativa da plasticidade e da instabilidade no colapso da placa, que se traduz da seguinte maneira: valores baixos de λ_p em relação a 1.0 indicam que o colapso da placa é governado pela plasticidade, valores elevados que esta é governada pela instabilidade local, enquanto um valor próximo de 1.0 significa que estes dois fenómenos coabitam e portanto cada um tem influência no comportamento do colapso da placa. Considerando agora que a placa tem um módulo de elasticidade $E=210$ [GPa] e sabendo que $\varepsilon = 235/f_y$, tem-se que o valor de $\bar{\lambda}_p$ é dado pela seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (11)$$

, sendo que este valor permite, através do EC3-1-5, obter o valor da largura efetiva da placa no seu estado limite último b_e . Portanto tem-se que $b_e = \rho b$, onde ρ é um coeficiente de redução, sendo que para este tipo de placa que possuem uma largura efetiva que o esforço N_u (esforço normal último) e N_{pl} (esforço normal de plastificação) que se tem então:

$$N_u = b_e t f_y = \frac{b_e}{b} b t f_y = \rho N_{pl} \quad (12)$$

Com base neste conceito, von Karman propôs a seguinte fórmula para se conseguir determinar a resistência última de uma placa, sendo este conceito mostrado através da seguinte figura:

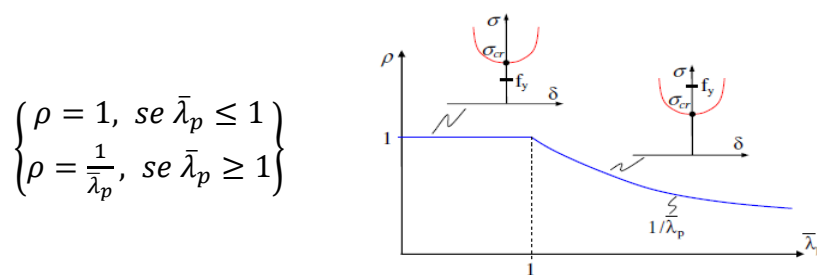


Figura 21: Variação de ρ em função de $\bar{\lambda}_p$ para uma placa para cálculo da sua largura efetiva [14]

Os dois troços que constituem a curva realçam bem na primeira parte que se tem $\sigma_{cr} > f_y$ e que na segunda parte do gráfico que $f_y > \sigma_{cr}$. É importante ver que esta fórmula que foi proposta por von Karman permite-nos ver que existe uma semelhança entre esta fórmula e a proposta pelo EC3 relativamente ao cálculo de colunas em que nesse caso se tem que a capacidade resistente da coluna em relação à encurvadura lateral é dada por uma expressão com uma forma do género $\frac{1}{\bar{\lambda}_p^2}$, devido ao fato de que para o caso das colunas não se contabiliza qualquer resistência de pós encurvadura. Na prática, o que acontece é que temos placas “reais” e portanto com imperfeições geométricas e tensões residuais, o que leva que não haja bifurcação de equilíbrio, sendo que o conjunto trajetória fundamental + trajetória de pós-encurvadura das placas “ideais” é substituído por uma trajetória de equilíbrio não-linear à qual estão associados deslocamentos de flexão desde o início do carregamento.

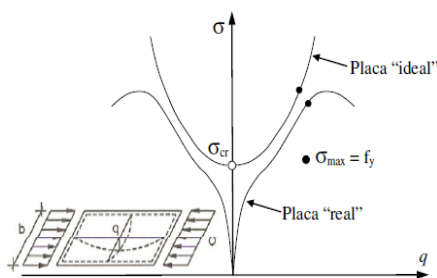


Figura 22: Trajetórias de equilíbrio entre os estados limites últimos das placas reais e as placas idealizadas [7]

Trajetoórias de equilíbrio entre os estados limites últimos das placas ideais e reais. Para ter isto em conta, ou seja a diferença entre as placas reais e as placas “idealizadas”, Winter com base nos resultados de von Karman propôs com base num elevado número de resultados experimentais, a substituição da fórmula deste último, levando a que no regulamento como o EC3, se tenha adotado uma fórmula semelhante a esta:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 1, & \text{se } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.22}{\bar{\lambda}_p^2}, & \text{se } \bar{\lambda}_p \geq 0.673 \end{array} \right\}$$

Nas pesquisas que se efetuaram recentemente os valores 0.22 e a esbelteza limite 0.673 tem sofrido variações.

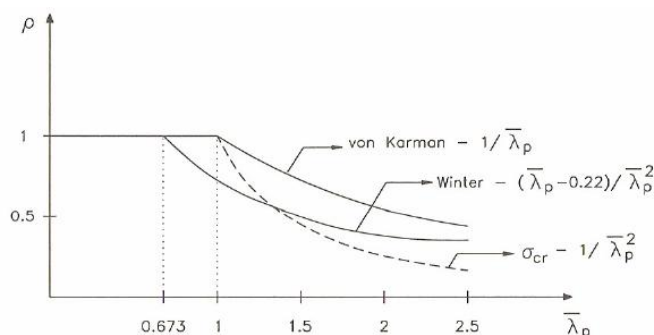


Figura 23: Comparação entre as Curvas de Dimensionamento de von Karman, de Winter e baseada na tensão crítica de bifurcação [7]

Como se pode ver pela análise do gráfico anterior, tem-se que para valores de λ_p sensivelmente superiores a 1.3, que a curva de Winter passa a estar acima da curva utilizada para o dimensionamento de colunas à encurvadura lateral.

2.4 Determinação da Classe de uma Secção

Como se disse precedentemente, neste trabalho, a classe de uma secção determina-se usando os seus elementos (paredes) comprimidos através das tabelas 5.2 do EC3-1-1 e utiliza-se os diagramas atuantes na secção. Para se determinar a classe de uma secção é necessário calcular numa primeira fase a esbelteza dos elementos b/t que envolve o

parâmetro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ e o coeficiente de encurvadura k_σ [7] que se pode encontrar na norma

EC3-1-5. Esta classificação depende ainda se o elemento é exterior como um banzo de uma secção, onde então teremos que o elemento saliente será visto como apoiado-livre ou se este é interior e neste caso este será tratado como simplesmente apoiado. Estes valores limites para a esbelteza dos elementos comprimidos são fixados em análises numéricas ou de resultados experimentais que envolveram também posteriores análises estatísticas que conseguem contabilizar desta forma a influência de imperfeições geométricas iniciais, tensões residuais, etc. A classe de uma secção é a maior classe dos seus elementos comprimidos. De referir igualmente como parêntese que a classe de uma barra é a maior das classes das suas secções e depende igualmente dos diagramas de esforços atuantes ao

longo da barra. A Classe de uma secção depende de dois fatores: dos esforços que nela atuam no estado limite último e do aço de que são fabricadas. É importante notar que a determinação da classe de uma secção submetida a flexão composta não é imediata, sendo que de forma conservativa se pode considerar o caso da compressão pura que é a mais gravosa para a secção. A maioria dos perfis laminados correntes, formados por aços de resistência de normal são de classe 1 ou 2 para qualquer solicitação, enquanto os perfis soldados e a chapas utilizadas na construção mista tem frequentemente secções de classe 3 ou 4. Em situação de incêndio, temos que o fator ε é igual a:

$$\varepsilon = 0.85\sqrt{235/f_y} \quad (13)$$

, em que o fator 0.85 tem a ver com as influências devido ao aumento de temperatura. Como exemplo ilustrativo consideremos uma secção IPE 550, em aço S235, portanto em que $f_y=235$ [MPa] e cuja área $A=13440$ [mm²]

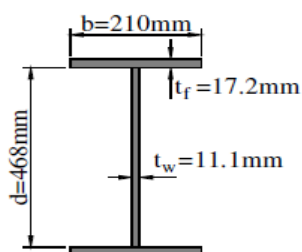


Figura 24: Secção IPE550 e respectivas dimensões

Para se classificar a secção [14] representada quando esta está submetida a flexão em torno do eixo de maior inércia composta com compressão de valor $N_{Ed}=1300$ [KN] num primeiro caso e a $N_{Ed}=550$ [KN], num segundo caso, temos então que para a classe da secção em compressão uniforme (o banzo do perfil estará sempre em compressão uniforme mesmo em flexão composta), e optando por não considerar os valores de tensão de cedência incluídos na norma EN10025-2 devido à reduzida espessura dos elementos da secção por se tratar de um estudo académico que :

Para a classificação do banzo, então que:

$$c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{210 - 11.1}{2} = 99.45 \text{ (sem ter em conta os raios de concordância)}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{99.45}{17.2} = 5.78 < 9\varepsilon = 7.65 \rightarrow \text{Banzo de classe 1}$$

Para a classificação da alma, que:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{468}{11.1} = 42.2 > 35.7 \rightarrow \text{A Alma é de classe 4 à compressão pura}$$

Para o caso 1 em que temos que na secção $N_{Ed}=1300$ [KN] e admitindo como primeira hipótese que temos uma distribuição plástica (se classe 1 e 2) de tensões no estado limite último então teremos que:

$$N_{pl,w} = dt_w f_y = 46 \times 11.1 \times 235 \times 10^{-3} = 1221 \text{ [KN]} < N_{Ed} = 1300 \text{ [KN]},$$

sendo assim a alma estaria submetida a compressão uniforme e portanto seria de classe 4, no entanto esta leva a que se estaria em contradição com a hipótese admitida pois numa secção de classe 4 não pode haver uma distribuição plástica de tensões. Agora admitindo para uma segunda hipótese que se tem uma distribuição elástica de tensões no estado limite último (classe 3 e 4). Ao determinar a relação entre tensões ψ , temos que:

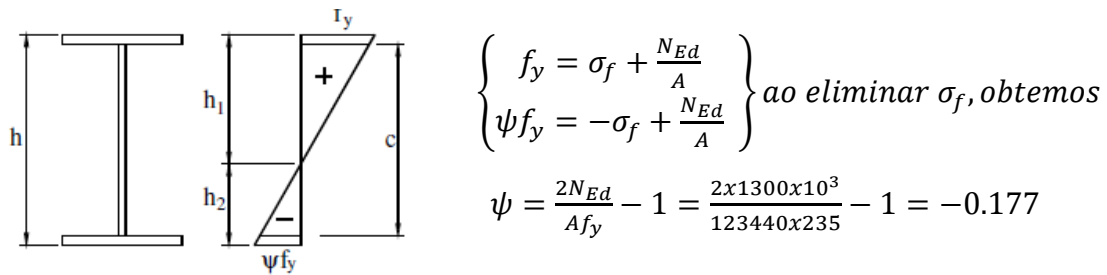


Figura 25: Relação de Tensões ψ para a determinação da Classificação

, sendo que $h=468+2 \cdot 17.2=502.4$ [mm] (desprezando novamente os raios de concordância), teremos então que:

$$h_1 = \frac{h}{1-\psi} = \frac{502.4}{1+0.177} = 426.85 \text{ [mm]}, \quad h_2 = h - h_1 = 502.4 - 426.85 = 75.55 \text{ [mm]}$$

Para a determinação da relação entre tensões na alma ψ_w , teremos que:

$$\psi_w = -\frac{77.55 - 17.2}{426.85 - 17.2} = -0.141 > -1,$$

$$\frac{c}{t_w} = 42.2 < \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\psi_w} = \frac{42 \cdot 0.85}{0.67 - 0.33 \cdot 0.141} = 57.26$$

Portanto a alma da secção é de classe 3. Sendo assim, em situação de incêndio, teremos que este perfil terá uma secção de Classe 3. Agora se considerarmos o segundo caso em

que $N_{Ed}=550$ [kN]. Como $N_{pl,w}=1221$ [kN] > $N_{Ed}=550$ [kN], teremos que a linha neutra plástica irá cruzar a alma, sendo que o primeiro passo irá consistir em determinar a zona plastificada da alma devido ao esforço normal, ou seja:

$$N_{Ed} = c_N t_w f_y \rightarrow c_N = \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} = \frac{550 \cdot 10^3}{11.1 \cdot 235} = 210.85 \text{ [mm]}, \alpha_c = \frac{c}{2} + \frac{c_N}{2} = \frac{468 + 210.85}{2} = 339.42 \text{ [mm]}.$$

Sendo assim pode-se determinar de acordo com a tabela 5.2 do EC3-1-1, o parâmetro α , a qual corresponde entre a altura comprimida α_c e a altura total da alma c , portanto teremos que: $\alpha = \frac{\alpha_c}{c} = \frac{339.42}{468} = 0.73 > 0.5$.

Como temos que:

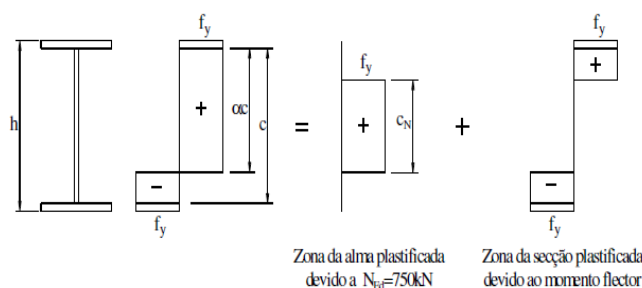


Figura 26: Diagrama de Tensões para as zonas plastificadas da secção devido ao esforço normal e ao momento fletor

$$\frac{c}{t_w} = 42.2 > \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} = \frac{396 \cdot 0.85}{13 \cdot 0.73-1} = 39.94 \text{ e que } \frac{c}{t_w} = 42.2 < \frac{456\varepsilon}{13\alpha-1} = \frac{456 \cdot 0.85}{13 \cdot 0.807-1} = 45.96$$

teremos então que a alma será de classe 2 e portanto a secção será de classe 2. Para facilitar a classificação das secções e para se verificar o comportamento das secções de Classe 4, preparou-se neste trabalho uma folha de cálculo permitindo classificar diretamente as secções através das suas dimensões, como no caso de secções em I, com a largura do banzo b , a altura h da secção, a espessura dos banzos e da alma, etc. Decidiu-se não incluir em anexo esta folha de cálculo automático neste trabalho para não sobrecargar demasiado a sua leitura, sendo que para se saber se uma secção pertencesse a uma dada classe se tenha utilizado esta folha. No caso de secções em I que sejam duplamente simétricas, tem-se que se estas estiverem sujeitas a flexão segundo o eixo forte, por exemplo, então através dos quadros 5.1 e 5.2 do EC3-1-1 é possível determinar a classe da secção considerada

imediatamente. No caso em que a secção seja submetida à compressão, também através desse quadro, se torna possível determinar a classe da secção sem grande dificuldade. No entanto, vale referir que aqueles quadros só permitem classificar a secção no caso de estarmos a temperatura ambiente, tendo-se que se estivermos em situação de incêndio que é o caso estudado neste trabalho, então deve-se ter em conta a mudança no valor de $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$. Assim no caso de uma situação de incêndio, tem-se que o valor para aquele parâmetro seguindo o EC3-1-2 vale:

$$\varepsilon = 0.85\sqrt{235/f_y}$$

No caso de estarmos em presença de Flexão Composta com compressão, terá-se que determinar um parâmetro α que permitirá classificar a secção transversal, nomeadamente a classificação da alma da secção visto que esta está submetida a Flexão Composta e a classificação do banzo em compressão não traz dificuldade nenhuma. Com o seguinte diagrama é possível determinar a seguinte relação:

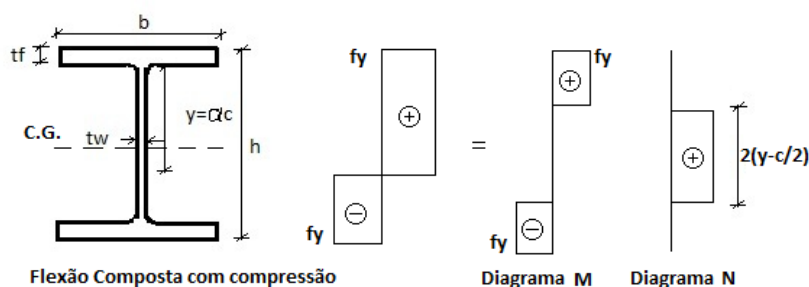


Figura 27: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I (Classe 1 e Classe 2) [44]

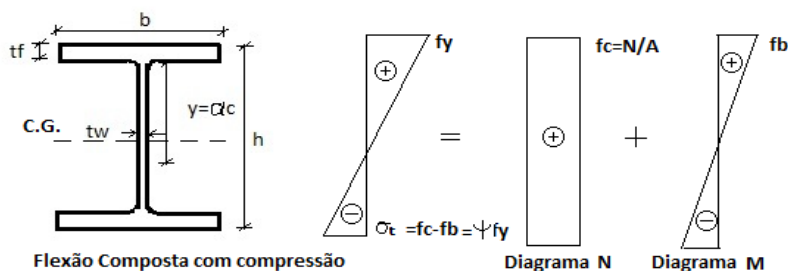


Figura 28: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I segundo o eixo forte (Classe 3) [44]

Como se pode ver, tem-se ter a seguinte relação:

$$2\left(y - \frac{c}{2}\right)t_w f_y = N \rightarrow y = \frac{c}{2} + \frac{N}{2t_w f_y}, \alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{2ct_w}$$

Isto para o caso da secção ser de Classe 1 ou Classe 2. Agora para se saber se estamos numa situação de uma secção de Classe 3, temos de determinar o parâmetro ψ para o cálculo do fator de encurvadura da secção. Para isso estamos com a seguinte situação:

Com a figura é possível dizer que:

$$f_c + f_b = f_y \rightarrow f_b = f_y - f_c = f_y - \frac{N}{A}$$

A tensão de tração valerá:

$$\sigma_t = f_c - f_b = \frac{N}{A} - \left(f_y - \frac{N}{A} \right) = \frac{2N}{A} - f_y \rightarrow \psi = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{\frac{2N}{A} - f_y}{f_y} = \frac{2N}{Af_y} - 1$$

No caso de estarmos em presença de Flexão Composta com Tração, teremos da mesma maneira então que para o caso de um diagrama plástico e portanto para o caso de secções de Classe 1 e de Classe 2 que:

$$2 \left(\frac{c}{2} - y \right) t_w f_y = N \rightarrow y = \frac{c}{2} - \frac{N}{2t_w f_y}$$

Se considerarmos que o sinal negativo é para tração, teremos então que:

$$y = \frac{c}{2} + \frac{N}{2t_w f_y}, \rightarrow \alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{2t_w c f_y}$$

Agora, se a secção não satisfazer os critérios de uma secção de Classe 1 ou de Classe 2, poderemos estar no caso de uma secção de Classe 3 e então nesse caso o parâmetro ψ , poderá ser determinado em função das seguintes expressões:

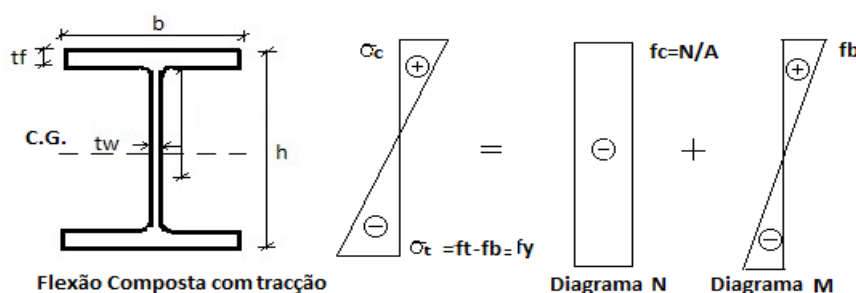


Figura 29: Classificação para Flexão Composta com Tração de uma Secção em I segundo o eixo forte (Classe 1 e Classe 2) [44]

Teremos então para as tensões os seguintes valores:

$$\text{Tensão de Compressão: } \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{el,y}}$$

$$\text{Tensão de Tracção: } \sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{el,y}}$$

Portanto, teremos que o parâmetro ψ para o cálculo do fator de encurvadura valerá:

$$\psi = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{\frac{N}{A} - M/W_{el,y}}{\frac{N}{A} + M/W_{el,y}}$$

, não esquecendo que no caso de tração se tem o sinal para N negativo.

No caso de estarmos em presença de uma secção em I que esteja submetida a flexão com compressão segundo o eixo fraco, temos que neste caso e admitindo que a secção seja de Classe 1 ou de Classe 2 que o banzo e a alma estão todos comprimidos não trazendo dificuldades a esse nível para a classificação da secção neste caso. Agora no caso de se estar em presença de uma secção de Classe 3, então teremos determinar o parâmetro ψ para o cálculo do fator de encurvadura k_σ . Considerando o seguinte diagrama, temos então que:

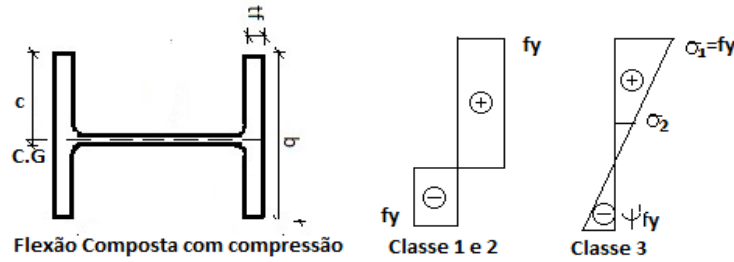


Figura 30: Classificação para Flexão Composta com Compressão de uma Secção em I segundo o eixo fraco [44]

Como se pode ver e da mesma maneira que foi considerado anteriormente, temos que:

$$\psi' = \frac{2N}{Af_y} - 1$$

Para a tensão σ_2 teremos que:

$$\sigma_2 = f_y - \frac{(-\psi'+1)f_y}{b} c$$

Daqui podemos determinar então que:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{f_y - \frac{(-\psi'+1)f_y}{b} c}{f_y} = 1 - \frac{(1-\psi')}{b} c$$

No caso de estarmos em presença de Flexão Composta com Tração, teremos da mesma forma do que anteriormente para o caso de se tratar de uma secção de Classe 1 ou de Classe 2 que:

$$\begin{aligned} 2\left(\frac{b}{2} - y\right) t_f f_y \times 2 + (A - 2bt_f) f_y &= N \\ \left(\frac{b}{2} - y\right) 4t_f f_y &= N + (2bt_f - A) f_y \\ y = \frac{b}{2} - \frac{N + (2bt_f - A) f_y}{4t_f f_y} \rightarrow \alpha = \frac{y}{c} &= \frac{b}{2c} - \frac{N + (2bt_f - A) f_y}{4ct_f f_y} \end{aligned}$$

Da mesma forma, se tivermos que o sinal negativo corresponde à tração, teremos que:

$$\alpha = \frac{b}{2c} + \frac{N + (A - 2bt_f) f_y}{4ct_f f_y} = \frac{N + Af_y}{4ct_f f_y}$$

No caso da secção ser de Classe 3 há que verificar isso considerando o seguinte:

$$\begin{aligned} \text{Tensão de Compressão: } \sigma_c &= \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{el,z}} \\ \text{Tensão de Tração: } \sigma_t &= \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{el,z}} \end{aligned}$$

A tensão σ_2 , pode então ser determinada por:

$$\sigma_2 = \sigma_c - \frac{\sigma_c - \sigma_t}{b} c \rightarrow \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\sigma_2}{\sigma_c} = 1 - \frac{1 - \sigma_t}{b} c$$

Foram preparadas, como se disse, uma folha de cálculo para a classificação das secções para vários tipos de secção (que se preferiu não incluir em anexo), como sejam secções em I em U e secções retangulares ocas RHS. Para não se expor aqui todas as fórmulas utilizadas na dedução da classificação das secções, só se irá demonstrar aqui aquelas para as secções retangulares ocas que foram objeto de um estudo mais aprofundado como se verá mais à frente neste trabalho. No caso de uma secção retangular oca, temos que no caso de esta estar submetida a compressão não haverá dificuldade em classifica-la, agora se estarmos em presença de uma secção retangular oca submetida a flexão composta, então nesse caso, teremos que o parâmetro α e ψ que vão permitir classificar a secção poderão ser obtidos pelas seguintes fórmulas:

$$N = \left(y - \frac{c}{2}\right) 2t_f f_y x_2 \rightarrow \frac{N}{4t_f f_y} = y - \frac{c}{2}$$

$$y = \frac{c}{2} + \frac{N}{4t_f f_y} \rightarrow \alpha = \frac{y}{c} = \frac{1}{2} + \frac{N}{4ct_f f_y}$$

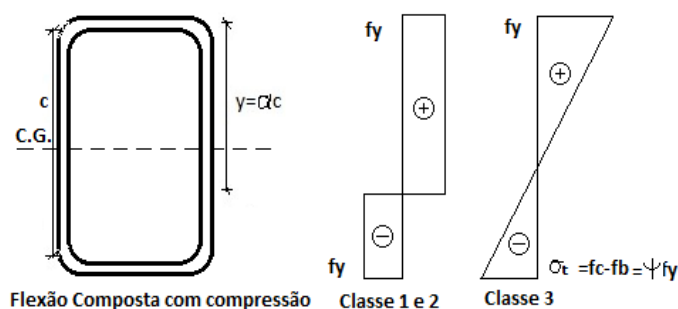


Figura 31: Classificação em Flexão Composta com Compressão no caso de uma secção RHS

No caso de se tratar de uma secção de Classe 3, teremos as seguintes relações:

$$f_c + f_b = f_y, f_b = f_y - f_c = f_y - N/A$$

$$\sigma_t = f_c - f_b = \frac{N}{A} - \left(f_y - \frac{N}{A}\right) = \frac{2N}{A} - f_y$$

$$\psi = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} = \frac{2N/A - f_y}{f_y} = \frac{2N}{Af_y} - 1$$

No caso de estarmos em presença de Flexão Composta com tração, teremos então o seguinte diagrama de esforços e portanto os parâmetro α e ψ serão dados como se exemplifica a seguir:

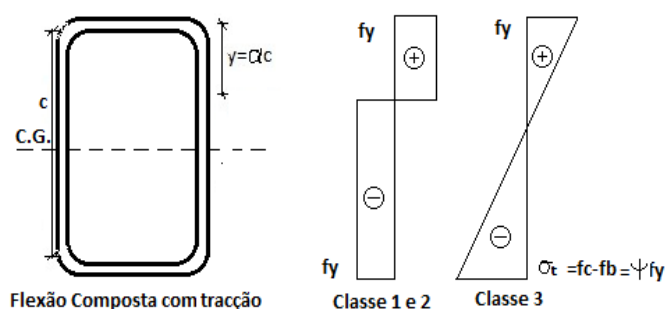


Figura 32: Classificação em Flexão Composta com Tração de uma secção RHS

No caso de se tratar de uma secção de Classe 1 ou de Classe 2, as relações que permitem a sua classificação através dos quadros 5.1 e 5.2 do EC3-1-1, são:

$$N = 2 \left(\frac{c}{2} - y \right) t_f f_y \times 2 \rightarrow \frac{N}{4t_f f_y} = \frac{c}{2} - y$$

$$y = \frac{c}{2} - \frac{N}{4t_f f_y}, \alpha = \frac{y}{c} = \frac{1}{2} - N/(4ct_f f_y)$$

Considerando o sinal para tração teremos que a última relação pode ser expressa como:

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{N}{4ct_f f_y}$$

No caso de se tratar de uma secção de Classe 3, então teremos que calcular as tensões nas fibras extremas da secção através das seguintes expressões:

$$\text{Tensão de Compressão: } \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{el,y}}$$

$$\text{Tensão de Tração: } \sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_{el,y}}$$

Assim, consegue-se determinar o parâmetro $\psi = \sigma_t / \sigma_c$, que permite posteriormente o cálculo do fator de encurvadura k_σ e a classificação da secção. Se aquando do cálculo da classificação da secção se notar que a secção ultrapassa o critério limite para uma secção de Classe 1, de Classe 2 e de Classe 3 então estaremos em presença de uma secção de Classe 4, em que será necessário calcular as suas propriedades efetivas como veremos mais à frente no trabalho.

As Classes das secções influem em muito na resistência a tensões diretas. No que diz respeito a tensões normais, ou seja resistência a N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ temos o seguinte, em função da classe das secções: Para secções de Classe 1 e 2, temos que estas podem desenvolver uma resistência plástica, ou seja uns critérios ou diagramas de interação não-lineares. Vem a seguir a forma aproximada destes diagramas:

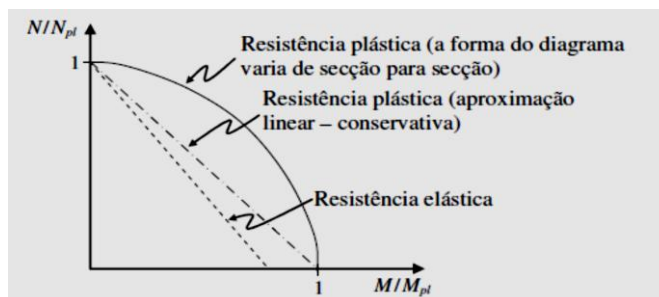


Figura 33: Critérios de Interação não lineares [7]

Muitas vezes no caso mais geral, uma barra é solicitada através de um conjunto de esforços que se podem caracterizar por: $N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$, mas quando se encontra na prática situações onde estejamos numa situação de interação plana, muitas vezes nas normas, ou seja em que tenhamos um momento segundo um determinado eixo em conjunto com um esforço axial, a presença deste esforço já está refletidas nas fórmulas para calcular $M_{N,Rd,y}$ ou $M_{N,Rd,z}$. Quando já pelo contrário estamos sujeitos a uma combinação dos três esforços, é habitual utilizar-se um diagrama de interação espacial tridimensional. As secções de classe 3, quanto a elas, possuem uma resistência elástica, sendo que os critérios ou diagramas de interação lineares são equivalentes a:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (14)$$

, onde $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$ e γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança onde o EC3-1-1 propõe um valor igual a 1.0. Já o EC3-1-2, propõe quando se calculam as resistências dos elementos ou secções ao fogo um valor para o fator de segurança $\gamma_{M,fi}$ para a propriedades dos materiais igual a 1.0 igualmente. Para as secções de Classe 3, como se sabe que estas não podem desenvolver uma resistência plástica, a forma de interação será então linear, ver figura a seguir:

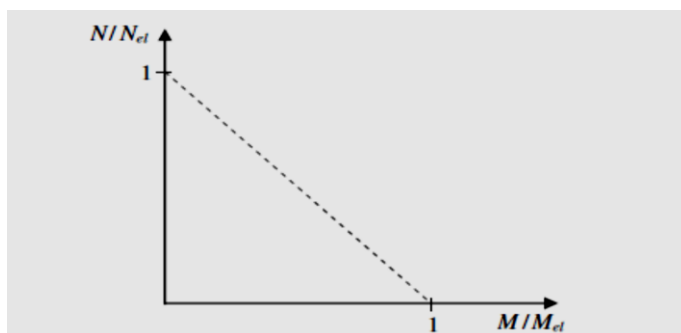


Figura 34: Critério de interação linear para Secções de Classe 3

Para secções de Classe 4, teremos uma forma de interação semelhante, visto que para este tipo de secções, estas são tratadas da mesma forma do que para secções de Classe 3,

excepto que neste caso se devem calcular secções efetivas. Para as secções de Classe 4, deverá se calcular a resistência elástica da secção efetiva e poderá se encontrar uma equivalência entre estas e as secções de Classe 3 pelas seguintes semelhanças com estas:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd}, \quad f_{yd} = f_y / \gamma_{M0} \quad (15)$$

na reunião das secções efetivas. Considerando que por exemplo se tenha um perfil IPE270, em aço S235, cuja secção tem as seguintes características [7]:

$$IPE270 \left\{ \begin{array}{ll} d = h_w = 249.6 [mm] & A = 45.94 [cm^2] \\ t_w = 6.6 [mm] & W_{pl,y} = 484 [cm^3] \\ b = 135 [mm] & W_{pl,z} = 96.95 [cm^3] \\ & t_f = 10.2 [mm] \end{array} \right\}$$

podemos verificar se esta satisfaz os critérios de segurança admitindo que por exemplo esta atinge uma temperatura de 500 [°C]. Verificando se esta satisfaz os critérios de segurança admitindo que por exemplo esta atinge uma temperatura de 500 [°C] e considerando que os esforços atuantes são em situação de incêndio por exemplo iguais a $N_{fi,Ed}=580$ [KN], $M_{fi,y,Ed}=25.5$ [KNm] e $M_{fi,z,Ed}=16.4$ [KNm], teremos de ver se é necessário contabilizar ou não a redução de resistência de $M_{pl,y,Rd}$ devida a N_{Ed} .

$$\begin{aligned} N_{pl,fi,\theta,Rd} &= k_{y,\theta} N_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = k_{y,\theta} \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = 0.78 \frac{4594 \times 235 \times 10^{-3}}{1.0} \frac{1.0}{1.0} \\ &= 842.1 [KN] \\ N_{Ed} &= 580 > 0.25 N_{pl,fi,\theta,Rd} = 210.53 \\ N_{Ed} &= 580 > 0.5 N_{pl,fi,w,Rd} = 0.5 \frac{h_w t_w k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M0}} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = 0.5 \times 249.6 \times 6.6 \times 0.78 \times \frac{235}{1.0} \frac{1.0}{1.0} \\ &= 151 [KN] \end{aligned}$$

Portanto torna-se necessário reduzir a resistência de cálculo $M_{pl,fi,y,Rd}$ devida ao esforço axial $N_{fi,Ed}$. Se agora analisarmos o esforço segundo o outro eixo, vejamos se neste caso também se torna necessário reduzir $M_{pl,fi,z,Rd}$ devido ao esforço axial $N_{fi,Ed}$.

$$\begin{aligned} N_{fi,Ed} &= 580 > N_{pl,fi,w,Rd} = 0.5 \frac{h_w t_w k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M0}} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] = 0.5 \times 249 \times 6.6 \times 0.78 \times \frac{235}{1.0} \frac{1.0}{1.0} \\ &= 151 [KN] \end{aligned}$$

Neste caso também, há necessidade de reduzir o momento resistente da secção do perfil. Como a secção está submetida a flexão desviada, deve-se adotar o seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{N,y,fi,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{N,z,fi,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad (16)$$

, onde $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$ são os momentos plásticos devidos à presença do esforço normal $N_{fi,Ed}$ e α e β são constantes que dependem do tipo de secção. No caso de secções em I os coeficientes valem: $\alpha = 2.0$; $\beta = 5n$ mas $\beta \geq 1.0$, sendo que:

$$n = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{pl,fi,Rd}} = \frac{580}{842.1} = 0.69 \rightarrow \beta = 5n = 5 \times 0.69 = 3.45 \geq 1.0$$

Calculando agora os momentos resistentes da secção considerando a presença do esforço normal $N_{fi,Ed}$, temos que:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0.5a)} \quad (17)$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1.0} = 113.74 \text{ [KNm]}$$

$$a = \min \left\{ 0.5, \frac{A - 2bt_f}{A} \right\} = \min \left\{ 0.5, \frac{45.94 - 2 * 13.5 * 1.02}{45.94} \right\} = \min \{0.5, 0.401\}$$

$$= 0.401$$

$$M_{N,y,Rd} = 113.74 \frac{(1 - 0.69)}{(1 - 0.5 \times 0.401)} = 44.10 \text{ [KNm]}$$

$$M_{N,y,fi,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] M_{N,y,Rd} = 0.78 \times \frac{1.0}{1.0} 44.10 = 34.40 \text{ [KNm]} > M_{y,fi,Ed}$$

$$= 25.50 \text{ [KNm]}$$

Quando $n \leq a$, temos que:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (18)$$

Quando $n > a$, então nesse caso, temos que:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (19)$$

Como $n=0.69$ e $a=0.401$, temos que $n > a$, portanto $M_{N,z,Rd}$ valerá então:

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{96.95 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-6}}{1.0} = 22.78 \text{ [KNm]}$$

$$M_{N,z,Rd} = 22.78 \left[1 - \left(\frac{0.69 - 0.401}{1 - 0.401} \right)^2 \right] = 17.48 \text{ [KNm]}$$

$$M_{N,z,fi,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] M_{N,z,Rd} = 0.78 \times \frac{1.0}{1.0} 17.48 = 13.63 \text{ [KNm]} < M_{z,fi,Ed}$$

$$= 16.4 \text{ [KNm]}$$

Portanto como se pode ver com os resultados obtidos considerando este exemplo, verifica-se a segurança em situação de incêndio em relação ao eixo y-y, mas não se verifica a segurança em relação ao eixo z-z. Verificando agora o critério de interação, temos então que:

$$\left[\frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{N,y,fi,Rd}} \right]^{2.0} + \left[\frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{N,z,fi,Rd}} \right]^{3.45} = \left[\frac{25.50}{34.40} \right]^{2.0} + \left[\frac{16.40}{13.63} \right]^{3.45} = 2.44 > 1$$

Não se verifica portanto a segurança tendo-se que para se verificar ao avaliar a última expressão esta tinha de dar um valor inferior ou igual a 1.0. Da mesma forma, ao utilizar-se o critério linear do EC3-1-1, isto teria dado:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{pl,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{pl,fi,y,Rd}} + \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{pl,fi,z,Rd}} = \frac{580}{842.1} + \frac{25.50}{34.40} + \frac{16.40}{13.63} = 2.63 > 1$$

Portanto, e igualmente através deste critério chegaríamos à conclusão de que não se verificaria a segurança do perfil IPE270, em situação de incêndio, supondo que a temperatura do aço seria de 500 [°C] já que os fatores $k_{y,\theta}$ são inferiores à unidade e portanto amplificariam os denominadores das expressões precedentes.

2.5 Cálculo das Propriedades Geométricas de Secções de Classe 4

Quando se pretende calcular e verificar a segurança de secções de classe 4 é necessário ter o conhecimento dos valores das seguintes características geométricas: Área efetiva, excentricidades e_{Ny} e e_{Nz} que são os afastamentos em relação aos eixos devido à posição do centro de gravidade C.G., depois de deduzidas as partes desprezáveis, o módulo de flexão efetivo $W_{\text{eff},y,\text{min}}$ (para o cálculo da tensão máxima na fibra), para o eixo y-y e o módulo de flexão efetivo $W_{\text{eff},z,\text{min}}$ (para o cálculo da tensão máxima na fibra), para o eixo z-z. Para o cálculo de A_{eff} , e_{Ny} e e_{Nz} , estes são determinados assumindo que na secção bruta apenas atua o esforço de compressão $N_{c,Ed}$ (esforço normal de compressão). Para os cálculos de módulos efetivos mínimos $W_{\text{eff},y,\text{min}}$, determina-se esta considerando que apenas na secção bruta atua $M_{y,Ed}$ e para o cálculo do módulo efetivo $W_{\text{eff},z,\text{min}}$, este calcula-se admitindo que atua unicamente $M_{z,Ed}$. Portanto no caso mais geral, onde podem vir a atuar uma combinação deste 3 tipo de esforços é necessário que se proceda ao cálculo de 3 secções efetivas como se ilustra na seguinte figura [7]:

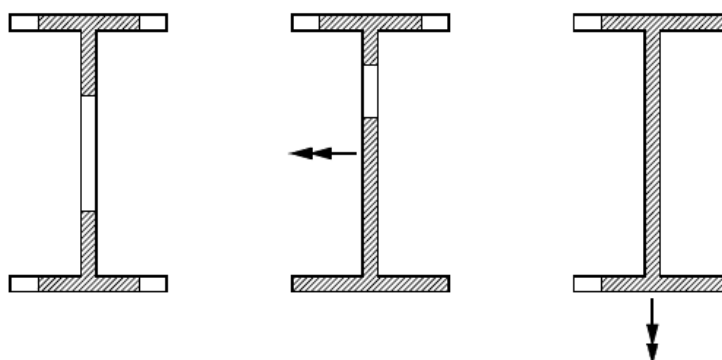


Figura 35: Os 3 tipos de secção efetiva que se pode vir a necessitar no cálculo/verificação de uma secção de Classe 4 [7]

Os 3 tipos de secção efetiva que se pode vir a necessitar de calcular no caso de uma secção de Classe 4 são, da esquerda para a direita, em relação à figura anterior, o cálculo da secção efetiva considerando $N_{c,Ed}$, a secção efetiva considerando o momento $M_{y,Ed}$, e a

secção efetiva considerando o momento $M_{z,Ed}$. É importante referir que para o cálculo de secções bissimétricas e monosimétricas, se tem $e_{Ny}=e_{Nz}=0$ ou no segundo caso que $e_{Ny}=0$ ou $e_{Nz}=0$.

Para determinar uma secção efetiva de uma secção que seja classificada como sendo de Classe 4 é necessário que se determine os valores de ψ , que permitem definir o diagrama de tensões atuantes, nos elementos que estejam comprimidos e paralelos ao eixo de flexão, com base nos valores dos esforços atuantes e nas propriedades da secção bruta [7]. De seguida, para se determinar as larguras e a respectiva localização das larguras efetivas nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, adota-se o seguinte procedimento:

- (i) A partir do valor de ψ , determina-se o valor do coeficiente de encurvadura k_σ , utilizando para tal as tabelas 4.1 e 4.2 do EC3-1-5.
- (ii) Definir a partir do valor de k_σ a esbelteza normalizada da placa $\bar{\lambda}_p$, através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (20)$$

- (iii) A partir dos valores dos valores da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_p$ e de ψ , determina-se o valor do fator de redução ρ , através de expressões que se encontram na parte do EC3-1-5. Tem-se que para elementos internos, os valores deste fator de redução são os seguintes:

$$\rho = 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \quad (21)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}, \text{ com } (3 + \psi) \geq 0$$

Para elementos salientes, teremos então que:

$$\rho = 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad (22)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.748$$

Para a determinação desta largura efetiva é usual utilizar [14] as seguintes duas tabelas de cálculo como foi precedentemente no trabalho exposto, a tabela 4.1 do EC3-1-5 serve para

a determinação das larguras efetivas dos elementos internos em compressão, a Tabela 4.2, serve para a determinação das larguras efetivas para elementos externos comprimidos.

Table 4.1: Internal compression elements

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Figura 36: Tabela 4.1 do EC3-1-5 para a Determinação das Larguras Efetivas dos Elementos Internos comprimidos [12]

Table 4.2: Outstand compression elements

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Figura 37: Tabela 4.2 do EC3-1-5 para a determinação das Larguras Efetivas dos Elementos Externos comprimidos [12]

Uma vez o valor da esbelteza normalizada conhecido, determina-se como se pode ver pelas Tabelas expostas precedentes os valores das larguras efetivas $b_{c,eff}$ dos elementos comprimidos, sendo que a partir de aí, torna-se possível determinar com facilidade as áreas efetivas ($A_{c,eff}$). No caso de se ter que uma largura efetiva não contínua, as Tabelas permitem determinar as parcelas que constituem a largura efetiva do elemento comprimido b_{e1} e b_{e2} . Depois de finalizada esta etapa, torna-se possível determinar os valores de ψ nos elementos que estejam perpendiculares como os elementos internos ou as almas dos perfis em I para os quais o eixo de flexão seja o de maior inércia por exemplo, tendo-se a necessidade de se determinar os valores de ψ correspondentes ao ratio entre tensões mínimas e/ou máximas para as fibras superiores e as inferiores da secção em questão. Para isso considera-se os esforços atuantes e as propriedades de uma secção fictícia constituída pelas áreas respectivas brutas e pelas áreas efetivas dos elementos paralelos ao eixo de flexão. Finalizado este passo, torna-se finalmente necessário determinar os valores e a localização das larguras efetivas nos elementos internos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão da mesma maneira do que para elementos externos comprimidos que permitem finalmente determinar as propriedades efetivas relevantes. De notar que se se tratar de um caso de uma secção que esteja submetida a compressão pura, ter-se-á sempre para o ratio ψ um valor igual a 1.0 tanto para os banzos do que para a alma. Para a verificação da segurança e considerando que estamos a temperatura ambiente, devera-se verificar o seguinte critério, se considerarmos que estamos em presença de flexão desviada composta com tração (em caso de incêndio deve-se incluir o fator $k_{y,\theta}$) segundo o EC3-1-1:

$$\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{eff,z,min}} \leq f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ com } N_{Ed} \leq 0 \quad (23)$$

No caso de se tratar de flexão composta com compressão, o critério de segurança a verificar será o seguinte (visto que pode haver mudança da posição do centro de gravidade):

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed}e_{Nz}}{W_{eff,z,min}} \leq f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (24)$$

Em situação de incêndio, deverá como se viu anteriormente aplicar um coeficiente $k_{y,\theta}$ para ter em conta a influência do aumento da temperatura nos denominadores das expressões anteriores. De referir que no caso de se aplicar as equações precedentes de interação é necessário aplicar estas equações para a fibra mais solicitada pertencente à reunião de todas e no máximo de 3 secções efetivas, sendo que os valores do módulo de flexão

calculados $W_{\text{eff},y,\text{min}}$ e $W_{\text{eff},z,\text{min}}$ dizem respeito a essa fibra. No caso de uma das fibras em análise não corresponder a alguma das secções efetivas, o valor da tensão obtida associada a esta parcela do esforço e da sua secção efetiva deve ser considerado igual a 0. Deve-se igualmente ter em conta os sinais de cada parcela, pois não se podem somar compressões e trações e é conveniente adotar uma convenção para esforços que sejam de compressão, por exemplo adotando o sinal positivo e utilizar o sinal negativo no caso de trações ou vice-versa.

Como neste trabalho optou-se por efetuar um estudo de uma secção de Classe 4 RHS com dimensões 100x100x2, como se verá mais à frente no trabalho, achou-se oportuno ilustrar o cálculo de uma secção efetiva de uma secção RHS com as seguintes características geométricas e tendo em conta que a secção é de aço S275:

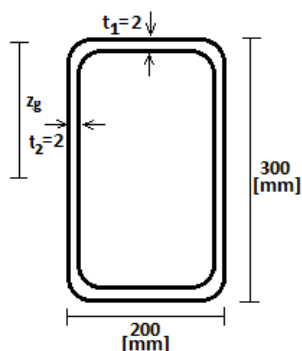


Figura 38: Dimensões do Perfil em Análise

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

A área do perfil é:

$$A = 2 \times 200 \times 2 + 2 \times 300 \times 2 = 2000 \text{ [mm}^2\text{]}$$

A posição do centro de gravidade será obviamente, visto que não se encontram ainda deduzidos as áreas não efetivas da secção será igual, teremos que obviamente que o C.G. estará a:

$$z_g = \frac{200 \times 2 \times 1 + 2 \times (300 - 2 \times 2) \times 2 \times \frac{296}{2} + 200 \times 2 \times 299}{200 \times 2 + 2 \times (300 - 2 \times 2) + 200 \times 2} = 150 \text{ [mm]}$$

Determinando a área efetiva A_{eff} e e_{N_y} devido ao esforço de compressão, temos então que para a secção efetiva do banzo superior os seguintes resultados:

$$c = b - 3t = 0.20 - 3 \times 0.002 = 0.194 \text{ [m]}$$

$$\psi = 1.0 \text{ (banzo uniformemente comprimido)} \rightarrow k_\sigma = 4.0$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{194/2}{28.4 \times 0.924 \times \sqrt{4.0}} = 1.905 > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.905 - 0.055(3 + 1)}{1.905^2} = 0.464$$

$$b_{c,eff} = \rho b_c = 0.464 \times 0.194 = 0.090 \text{ [m]}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5b_{c,eff} = 0.5 \times 0.090 = 0.045 \text{ [m]} \text{ (junto de cada alma)}$$

Para a secção efetiva do banzo inferior da secção teremos o mesmo valor, visto que ela tem a mesma dimensão do que a do banzo superior e está igualmente uniformemente comprimida.

Se calcularmos agora a secção efetiva das almas, teremos então que:

$$\bar{b} = 300 - 2 \times 2 - 2 \times 5 = 286 \text{ [mm]}$$

Como as almas da secção RHS (0.20x0.30x0.002) encontram-se uniformemente comprimidas, teremos que e considerando um raio de concordância r igual a 5 [mm]: teremos que o fator $\psi=1.0$ e portanto que $k_\sigma=4.0$. Calculando para as almas a esbelteza normalizada, teremos que:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} = \frac{(300 - 2 \times 2 - 2 \times 5)/2}{28.4 \times 0.924 \times \sqrt{4.0}} = 2.725 > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}$$

O fator de redução ρ valerá então:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{2.725 - 0.055(3 + 1)}{2.725^2} = 0.337$$

$$b_{c,eff} = \rho c = 0.337 \times 286 = 96.38 \text{ [mm]}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.50b_{c,eff} = 0.50 \times 96.38 = 48.19 \text{ [mm]} \text{ (junto de cada banzo)}$$

Teremos então uma área efetiva A_{eff} e uma posição do centro de gravidade da secção quando submetida a compressão que valerá:

$$\begin{aligned} A_{eff} &= 2x[200x2 - (200x2 - 2x0.045)] + 2[300x2 - (300x2 - 2x0.048)] \\ &= 372 \text{ [mm}^2\text{]} \end{aligned}$$

A posição do centro de gravidade após dedução das áreas desprezáveis será igual a:

$$z_g' = \frac{(2 \times 45) \times 2 \times 1 + 2 \times (48.19 \times 2) \times \left(\frac{48.19}{2} + 5 + 2\right) + (2 \times 48.19) \times 2 \times (300 - 1)}{(2 \times 45) \times 2 + (2 \times 48.19) \times 2 + (2 \times 48.19) \times 2 + (-2 - 5 - \frac{48.19}{2}) + (2 \times 45) \times 2 \times (300 - 1)} = 150 \text{ [mm]}$$

Para a área efetiva da alma, quando está sujeita a flexão, teremos, (sabendo que o banzo continua em compressão uniforme), que:

$$A' = (2 \times 45) \times 2 + 2 \times 300 \times 2 + (2 \times 45) \times 2 = 1560 \text{ [mm}^2\text{]}$$

A posição do centro de gravidade será igual a:

$$z_G' = \frac{(2 \times 45) \times 2 \times 1 + 2 \times (300 - 2 \times 2) \times \frac{296}{2} + 2 \times 200 \times (300 - 1)}{(2 \times 45) + 2 \times 296 \times 2 + 2 \times 200} = 176 \text{ [mm]}$$

$$\psi = -\frac{(300 - 10 - 5 - 176)}{176 - 10 - 5} = -0.68$$

Para o cálculo do fator de encurvadura k_σ teremos então que:

$$\rightarrow \psi = -0.77 \rightarrow k_\sigma = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 = 7.81 - 6.29(-0.68) + 9.78(-0.68)^2 = 16.61$$

Com este fator de encurvadura para as almas, pode-se então calcular as esbeltezas normalizadas:

$$k_\sigma = 16.61 \rightarrow \bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} = \frac{286/2}{28.4 \times 0.924 \times \sqrt{16.61}} = 1.34$$

$$> 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}$$

Tendo em conta este fator para a esbelteza normalizada para as almas da secção, teremos que o fator de redução valerá:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.34 - 0.055(3 - 0.68)}{1.34^2} = 0.68$$

Calculando agora as diferentes parcelas das áreas efetivas das almas, teremos que:

$$b_c = \frac{\bar{b}}{1 - \psi} = \frac{286}{1 + 0.68} = 170 \text{ [mm]}$$

$$b_{eff} = \rho b_c = 0.68 \times 170 = 116 \text{ [mm]}$$

$$b_{e1} = 0.4 b_{eff} = 0.4 \times 116 = 46 \text{ [mm]}$$

$$b_{e2} = 0.6 b_{eff} = 0.6 \times 116 = 70 \text{ [mm]}$$

Teremos pois que as parcelas referentes às almas seja na parte superior da secção ou inferior da secção valerão:

$$b_{e,alma,sup} = 46 + 5 = 51 [mm]$$

$$b_{e,alma,inf} = b_{e2} + a + b_t = 70 + 5 + (286 - 170) = 191 [mm]$$

Calculando a nova posição do centro de gravidade da secção z_G teremos que:

$$z_G' = \frac{(2 \times 45) \times 2 \times 1 + 2 \times (46 \times 2) \times \left(\frac{46}{2} + 5 + 2\right) + 2 \times (186 \times 2) \times (2 + 5 + 46 + 2)}{(2 \times 45) \times 2 + (2 \times 46) \times 2 + 2 \times 186 \times 2} + \frac{(170 - 116) + \frac{(191 - 5)}{2} + 5 + 2 + 200 \times 2 \times (300 - 1)}{+ 200 \times 2} = 185 [mm]$$

Calculando o módulo da secção efetivo da secção $W_{eff,y,min}$, teremos:

$$I_{y,eff} = 2 \times \frac{45 \times 2^3}{12} + 2 \times \frac{2 \times 51^3}{12} + 2 \times \frac{2 \times 191^3}{12} + \frac{200 \times 2^3}{12} + 2 \times 2 \times 45 \times (185 - 1)^2 + 2 \times 2 \times 51 \times (185 - \left(\frac{51}{2} + 2\right))^2 + 2 \times 2 \times 191 \times ((2 + 51) + (286 - 170) + 191/2 - 185)^2 + 200 \times 2 \times (300 - 1 - 185)^2 = 24839820 [mm^4]$$

Portanto teremos finalmente que os módulos efetivos referentes às fibras superiores e inferiores valerão:

$$W_{eff,y,sup} = \frac{I_{y,eff}}{v_{sup}} = \frac{24839820}{185} = 134269 [mm^3]$$

$$W_{eff,y,inf} = \frac{I_{y,eff}}{v_{inf}} = \frac{24839820}{(300 - 185)} = 215998 [mm^3]$$

$$W_{eff,y,min} = 134269 [mm^3]$$

Verificando a secção e considerando por exemplo que a temperatura do aço das chapas da secção é de 500 [°C], teremos como se vê mais adiante no trabalho que se tem de introduzir um fator $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_y$, que neste caso vale 0.53, como dito no EC3-1-2. Este fator representa a diminuição da tensão de cedência do aço para as secções de Classe 4 (de referir que o parâmetro semelhante para ter em conta o aumento de temperatura, mas para outras Classes de secção, sejam de Classe 1,2 e 3 é definido no EC3-1-2 como $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$). Considerando que a secção está submetida aos seguintes esforços em situação de incêndio: $N_{fi,Ed} = 15 [KN]$ e $M_{y,fi,Ed} = 20 [KNm]$, então verificando a seguinte equação para a verificação da capacidade da secção para secções de Classe 4 (EC3-1-2), teremos que:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}k_{y,\theta}f_y} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed}e_{Ny}}{W_{eff,y,f,sup}k_{y,\theta}f_y} = \frac{15 \times 10^3}{372 \times 0.53 \times 275} + \frac{20 \times 10^6 + (15 \times 0) \times 10^6}{134269 \times 0.53 \times 275} = 1.30 > 1.00$$

Assim a secção de Classe 4 RHS (0.20x0.30x0.002) com as seguintes características não verifica a segurança, por o critério ser maior que 1.00. No entanto convém referir e notar, em relação aos cálculos efetuados que devido ao fato de a secção ser simétrica, esta não apresenta uma mudança em relação ao centro de gravidade para a secção sujeita unicamente a compressão, sendo o valor da diferença do centro de gravidade $e_{Ny}=0$. Vem aqui a seguir duas figuras para as secções efetivas que foram determinadas previamente:

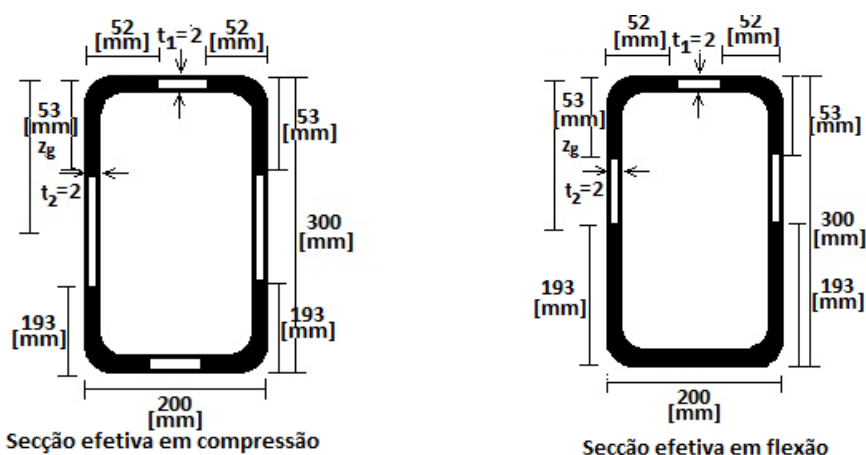


Figura 39: a) Secção efetiva em compressão de um tubo retangular (RHS) de 0.20x0.30x0.002 b) Secção efetiva em flexão de um tubo retangular (RHS) de 0.20x0.30x0.002 [m]

No que diz respeito a tensões tangenciais, de referir, como as devido a esforços $V_{z,Ed}$ e $V_{y,Ed}$, a classificação das secções não tem qualquer influência [7], não tendo esta qualquer relação com as tensões tangenciais. À temperatura ambiente é referido no EC3-1-1 que o valor do esforço transversal V_{Ed} deva sempre cumprir a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \quad (25)$$

A alta temperatura é referido que para vigas de Classe 3, e portanto que desenvolvem unicamente uma resistência elástica e que se aplica portanto a secções de Classe 4 que o valor do esforço transversal deva satisfazer a seguinte condição segundo EC3-1-2:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} \left[\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right] \quad (26)$$

, sendo V_{Rd} o valor de cálculo do esforço transversal à temperatura normal. No caso de um dimensionamento plástico o valor de $V_{c,Rd}$ é igual a $V_{pl,Rd}$ sendo este dado por:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (27)$$

, onde A_v é a área de corte da secção a qual depende da geometria e do sentido de atuação do esforço transversal. O dimensionamento de secções de forma elástica é conservativo, sendo que se adota quando tal é indispensável, nomeadamente na verificação da segurança de secções de Classe 3 ou de secções de Classe 4 que estejam submetidas a uma combinação de esforços como esforço transversal, momento fletor e ainda se for caso disso, momento torsor. No caso de dimensionamento elástico o valor do esforço transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yd}/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad (28)$$

, onde τ_{Ed} é determinado a partir da seguinte relação presente no EC3-1-1:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}S}{It} \quad (29)$$

No caso de alta temperatura a expressão deve ficar igual a:

$$\frac{\tau_{Ed,fi}}{k_{y,\theta}f_{yd}/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1.0 \quad (30)$$

No caso de secções em I ou H, em que a relação entre A_f (área de um banzo) e A_w (área da alma) que satisfaça a seguinte condição: $A_f/A_w \geq 0.6$, a tensão tangencial na alma pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (31)$$

, sendo a área de corte determinada através da utilização de fórmulas previstas para o efeito e que se podem encontrar no EC3-1-1. No caso de uma secção que esteja submetida a tensões normais ($N_{Ed} + M_{y,Ed} + M_{z,Ed}$) + tensões tangenciais ($V_{z,Ed} + V_{y,Ed}$), o EC3 prevê que se V_{Ed} for inferior ou igual a $0.50 V_{pl,Rd}$, a influência do esforço transversal pode ser desprezada e a resistência da secção só depende das tensões normais. No caso de que se tenha um dos esforços de corte, seja $V_{z,Ed}$ ou $V_{y,Ed}$ superior a $0.50V_{pl,Rd}$, no EC3-1-1, é referido que se deva reduzir a tensão de cedência do aço nas respectivas áreas de corte $A_{v,z}$ e $A_{v,y}$, sendo que esta redução é dada por:

$$f_{yd} \rightarrow (1 - \rho)f_{yd} \quad (32)$$

, em que o coeficiente de minoração da resistência do aço é dada por:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (33)$$

Sendo assim vê-se que como $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yd}}$ à temperatura ambiente e em situação de incêndio, é igual a $\varepsilon = 0.85\sqrt{235/f_{yd}}$, esta redução pode fazer baixar a classe da secção.

Sendo assim se considerarmos a secção de classe 4 anterior em que a posição do centro de gravidade a partir da base é igual a $z_G=444.32$ [mm] e considerando que a secção é feita de chapas de aço S355, com $f_{yd}=355$ [MPa], e com cordões de soldadura com uma largura $a=6$ [mm] e que esteja sujeita à seguinte combinação de esforços como mostrado na figura 38: $N_{Ed}=390$ [kN] de compressão, um momento $M_{y,Ed}=630$ [kNm] positivo e um esforço de corte com valor $V_{z,Ed}=800$ [kN], teremos que ao avaliar a resistência da secção valerá:

$$A_w = 800 \times 6 = 4800 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} f_{yd} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{4800 \times 355 / \sqrt{3}}{1.0} = 983.8 \text{ [kN]} > V_{z,Ed} = 800 \text{ [kN]} \rightarrow OK!$$

$$V_{z,Ed} = 800 > 0.5 V_{pl,z,Rd} = 0.5 \times 983.8 = 491.9 \text{ [kN]}$$

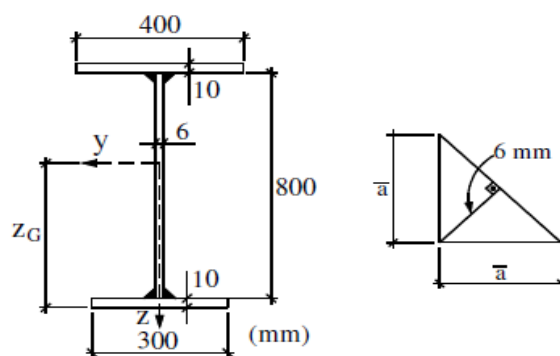


Figura 40: Secção de Classe 4 com cordões de soldadura de 6 [mm] [7]

Daqui se pode ver que será necessário considerar a interação entre tensões normais e tangenciais. Calculando agora o fator de redução para a tensão de cedência do aço temos que [7]:

$$\rho = \left(\frac{2V_{z,Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 800}{983.8} - 1 \right)^2 = 0.3923$$

e portanto a tensão de cedência na alma valerá:

$$f_{yd,w} = (1 - \rho) f_{yd,w} = (1 - 0.3923) \times 355 = 215.7 \text{ [MPa]} \rightarrow \varepsilon_w = \sqrt{\frac{235}{215.7}} = 1.044$$

$$f_{y,f} = f_{yd,f} = 355 \text{ [MPa]} \rightarrow \varepsilon_w = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

Embora seja raro, uma secção metálica poder estar submetida também a um momento torsor T. Neste caso a secção começa a apresentar uma rotação ϕ das suas secções em torno do eixo da barra e deslocamentos axiais de empenamento levando a que a secção não esteja contida num plano. Se as secções puderem empenarem livremente, ou seja sem que haja geração de esforços, e os apoios da barra não impedirem o empenamento e que o momento

torsor for constante, ainda cumulativamente, então nesse caso diz-se que se está em presença de Torção Uniforme ou Torção de Saint-Venant. No caso contrário em que o empenamento for restringido em alguma secção, por exemplo num apoio, ou que o momento torsor for variável diz-se que a barra está submetida a Torção Não-Uniforme. No caso em que haja torção uniforme, as secções por exibirem deslocamentos axiais, leva a que não se introduzem tensões normais, sendo que o momento torsor T_{Ed} é equilibrado unicamente por tensões tangenciais τ_{sv} . No caso de estarmos em presença de torsão não uniforme, para além das tensões tangenciais τ_{sv} , desenvolvem-se igualmente tensões normais σ_w , que são devidas às restrições de empenamento que formam uma resultante chamada de bi-momento B_w e há também a geração de tensões tangenciais τ_w , devido à restrição ao empenamento que permitem equilibrar as tensões normais σ_w . Deste modo, temos que o momento torsor resistente T_R é equilibrado por duas parcelas:

$$T_R = T_{Saint\ Venant} + T_{w,empenamento} \quad (36)$$

A primeira parcela da direita da última expressão representa a resultante de τ_{sv} e a segunda parcela a resultante de τ_w , onde $T_{sv}=GJ\phi'$ e $T_w=-EI_w\phi''$, sendo ϕ , o ângulo de rotação da secção em torno do eixo da barra. Como se mostra na figura a seguir, estas duas parcelas variam em função da posição da barra:

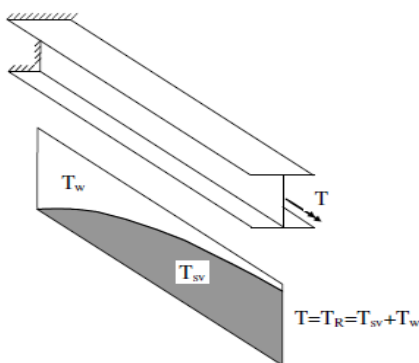


Figura 41: Variação das parcelas T_{sv} e T_w do momento torsor resistente [7]

Como se vê para caracterizar o fenómeno de torção é necessário recorrer a duas constantes da Resistência de Materiais que são a constante de torção de Saint-Venant J e a constante de empenamento I_w que se podem encontrar em algumas tabelas, como nas tabelas ARCELORMITTAL . É importante referir que o EC3 estipula que o momento torsor devido ao empenamento $T_{w,Ed}$ pode ser desprezado nas secções de parede fina fechada, por exemplo nas secções RHS, que são secções tubulares retangulares. Como outro exemplo, temos as secções tubulares circulares, onde $T_{w,Ed}$ é nulo pelo facto da secção apresentar

simetria radial. Relativamente à torção, o EC3 também diz que se possa desprezar o momento torsor de Saint-Venant nas secções de parede fina aberta como secções em I ou H, onde a resistência à torção neste tipo de secções é devido quase exclusivamente à resistência ao empenamento. Como se viu na Resistência de Materiais, a tensão tangencial em secções tubulares circulares CHS e retangulares RHS é dada por:

$$\tau_t = \frac{T_t}{I_P} r \quad \text{com } I_P = \frac{\pi}{2} (R_e^4 - R_i^4) \quad (34)$$

, sendo R_i o raio interior e R_e o raio exterior da secção. Para secções tubulares retangulares, temos que as tensões na parede da secção são dadas por:

$$\tau_t = \frac{T_t}{2A_m t}, \quad \text{com } A_m = (b - t)(h - t) \quad (35)$$

, sendo A_m a área da secção tubular delimitada pelo perímetro passando pelo meio da parede de cada secção, t a espessura do tubo e b e h , a largura e a altura da secção tubular. Para se verificar a segurança de secções de Classe 1,2,3,4 deve-se verificar que:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0 \quad (36)$$

No caso que como se viu anteriormente em que temos que o momento fletor atua em conjunto com o esforço transversal, temos que neste caso o momento resistente da secção deve incluir os efeitos do esforço transversal. No caso da torção, o fenómeno é semelhante, visto que neste caso e segundo o EC3, numa combinação de esforço transversal V_{Ed} e momento torsor T_{Ed} , deve-se verificar a seguinte igualdade:

$$V_{pl,T,Rd} = V_{pl,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} \right] V_{pl,Rd} \quad (37)$$

Da mesma forma, quando estamos em presença de momento fletor M_{Ed} , esforço transversal V_{Ed} e momento torsor T_{Ed} e para o qual $V_{Ed} > 0.50 V_{pl,T,Rd}$, então o fator de redução da tensão de cedência do aço na área de corte é dado por:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (38)$$

Seja por exemplo a secção a seguir, submetida aos seguintes esforços: $M_{y,Ed} = 220$ [KNm], $V_{z,Ed} = 850$ [KN] e $T_{Ed} = 350$ [KNm], neste caso teríamos que [14]:

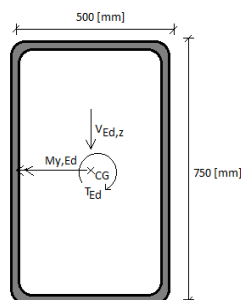


Figura 42: Dimensões para a secção tubular RHS considerada, com uma espessura de 10 [mm] em aço S235 [14]

Para ver que estamos em presença de uma secção de Classe 4, vamos calcular a que classe pertence o “banzo” da secção tubular. Como a secção está sujeita a flexão, temos que o banzo superior estará uniformemente comprimido. Assim sendo, temos que:

$$\frac{c}{t_{banzo\ sup.}} = \frac{500 - 2 \times 10 - 2 \times 8.49}{10} = 46.32 > 42\varepsilon = 42 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 42 \text{ (Classe 3)}$$

Para a almas que estão fletidas, temos que:

$$c/t_{alma\ RHS} = \frac{750 - 2 \times 10 - 2 \times 8.49}{10} = 71.30 < 72\varepsilon = 72 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \text{ (Classe 1)}$$

Daqui se pode dizer que o “banzo” é de Classe 4 e que as almas são de Classe 1, levando que a secção seja de Classe 4. Em situação de incêndio seria semelhante visto que $\varepsilon = 0.85\sqrt{235/f_y}$. Assim sendo o esforço transversal resistente da secção valerá:

$$V_{pl,T,Rd} = V_{pl,z,Rd} \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}} \gamma_{M0}} \right] = 2002.6 \times \left[1 - \frac{48.26}{\frac{235}{\sqrt{3}} \cdot 1.0} \right] = 1290 \text{ [KN]} \text{ (redução 35.6 \%)}$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{14760 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.0} = 2002.6 \text{ [KN]}$$

$$A_{v,z} = \frac{A_x h}{b + h} = \frac{(500 \times 750 - 480 \times 730) \times 750}{500 + 750} = \frac{24600 \times 750}{500 + 750} = 14760 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T_{Ed}}{2A_m t} = \frac{350 \times 10^6}{2 \times 490 \times 740 \times 10} = 48.26 \text{ [MPa]}$$

Vejamos agora se existe interação entre V_{Ed} e $M_{pl,y,Rd}$:

$$V_{z,Ed} = 650 \text{ [KN]} > 0.50V_{pl,T,Rd} = 0.50 \times 1290 = 645 \text{ [KN]}$$

Sendo assim o fator de redução da tensão de cedência na parte das almas da secção que se teria aplicar seria para a verificação ao momento fletor o seguinte valor depois de calcular da mesma forma do que anteriormente o módulo de flexão efetivo da secção:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \times 850}{1290} - 1 \right)^2 = 0.10$$
$$(1 - \rho)f_y = (1 - 0.10) \times 235 = 211.50 \text{ [MPa]}$$

Para se verificar a segurança de vigas-coluna de secções de Classe 4 em situação de incêndio houve a necessidade de calcular secções efetivas, tendo-se no Anexo B um excerto de algumas das folhas de cálculo automático de secções efetivas que foram calculadas e em especial as referentes às secções RHS que foram alvo de estudo mais aprofundado neste trabalho.

2.6 Comportamento de Elementos Estruturais Enformados a Frio

Na Construção Metálica são usados 3 tipos de elementos estruturais de aço, como os perfis laminados a quente como os perfis de Classe 4 que foram previamente estudados, mas existem igualmente os perfis de chapa soldada e os perfis de chapa fina enformados a frio. Para estes últimos de perfis que vem a ter uma crescente utilização na indústria da construção (Veríssimo 2008 [42]) este tipo de elementos estruturais são obtidos através da utilização de chapas de pequena espessura (0.4 a 0.6 [mm]), obtidos através da dobragem por meios mecânicos, quinagem e laminagem a frio, obtendo-se a forma desejada, tipicamente através de dobras principais que definem almas e banzos e dobras intermédias ou de extremidade que constituem assim reforços de maneira a aumentar a rigidez das suas paredes.

Hoje em dia, o que leva a que este tipo de perfil venha cada vez mais a ser utilizado e portanto as suas principais vantagens de utilização na Construção são uma elevada otimização entre resistência mecânica e reduzido peso, estes poderem ser fabricados para suportarem cargas reduzidas e portanto poderem otimizar o material empregue. Este tipo de construção com a utilização dos perfis enformados a frio tem tido mais aplicação nos países como Estados Unidos da América, o Canadá, a Austrália entre outros países da Europa. Em Portugal, este tipo de estruturas tem sido utilizado em substituição de perfis laminados a quente utilizadas como madres de sistemas de suporte de coberturas ou fachadas, sendo que para a construção de residências unifamiliares, estas tem aumentado substancialmente nos últimos anos, devido à sua procura por parte de projetistas que levou

a um aumento no sector da indústria de aço leve do número de fabricantes, e empreiteiros especializados. Os perfis são peças lineares fabricadas com chapas de aço de espessura entre 1.2 e 6.4 [mm], sendo que as configurações mais usuais são em U, C, Z, “Hat” e “Rack” (Veríssimo 2008 [42]). Os painéis de chapa e chapas perfiladas são outro tipo de elementos em que os painéis de chapa e chapa perfiladas são peças laminares cuja superfície média é normalmente poligonal e são fabricados normalmente a partir de chapas de aço com espessura entre 0.5 e 1.9 [mm] e são utilizadas em lajes mistas aço-betão ou em estruturas de suporte de paredes, pavimentos e coberturas.

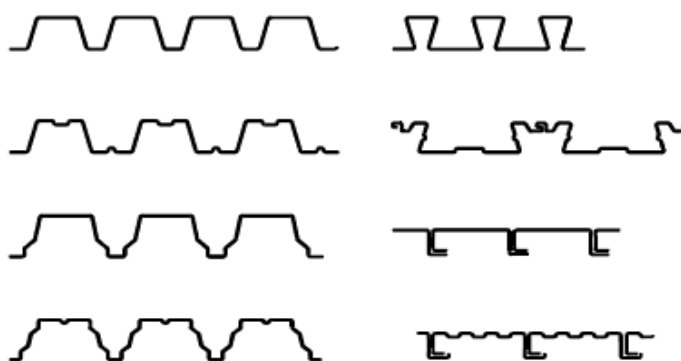


Figura 43: Painéis de chapa e chapa perfiladas enformadas a frio de aço [42]



Figura 44: Laminagem a frio [42]

Para o processo de quinagem, este é exemplificado aqui a seguir:

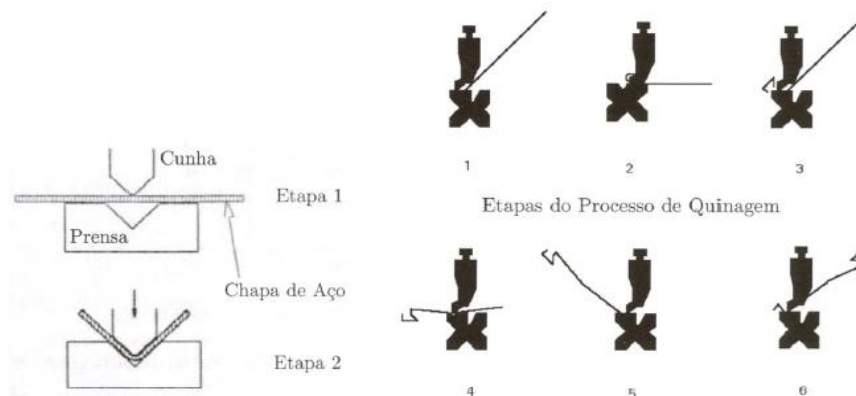


Figura 45: Processo de Quinagem (“Press braking”)

A laminagem a frio é, entre os dois processos citados anteriormente, o processo de fabrico mais correntemente utilizado, pois este conduz a uma produção sistematizada, normalizada e extremamente eficiente, sendo utilizado sempre que se pretenda atingir grandes quantidades de produção e perfis com elevada complexidade. Do outro lado, a quinagem é o processo menos industrializado e por isso é essencialmente utilizado para a realização de secções relativamente simples, e associado a pequenas quantidades de produção.

Como pode se perceber e como foi rapidamente referido anteriormente o comportamento estrutural dos perfis de aço enformados a frio é bastante complexo e susceptível a um certo número de fenómenos como por exemplo, fenómenos de instabilidade de natureza local e/ou global que são devidas à elevada esbelteza das chapas (paredes) que constituem as paredes deste tipo de perfis (Veríssimo 2008 [42]). No caso de secções de parede fina e aberta e devido nesse caso à baixa rigidez de torção ocorrem diversos fenómenos de instabilidade. Este tipo de secções apresenta também uma elevada deformabilidade à torção, devida à baixa rigidez de torção como se mencionou anteriormente e para o facto que para os diversos tipos de secção o centro de corte não coincidir com o centro de gravidade. Estas secções também sofrem empenamento que afeta diversos tipos de secção de parede fina e aberta quando estão sujeitas a torção. O tipo de condições fronteira deste tipo de deformação tem uma grande influência na sua resistência mecânica. Por outro lado, temos que a existência de reforços, sejam eles de extremidade ou intermédios, permitem melhorar significativamente o seu comportamento estrutural limitando a sua susceptibilidade à deformação local. Estes asseguram pontos de apoio elástico das paredes da secção, diminuindo dessa forma o comprimento livre para a flexão destas barras e

umentando o valor da tensão crítica de instabilidade local. De igual forma, o endurecimento do aço nas zonas perto dos bordos longitudinais onde existe dobra permite aumentar a tensão de cedência do aço e diminuir a ductilidade do aço nesses bordos. Este tipo de secções também apresenta outro fenómeno que é o chamado Colapso da Alma (“Web Crippling”) nas secções das barras onde estão aplicadas forças concentradas ou até nas zonas dos apoios devido às forças de reação, devido à elevada esbelteza das paredes que constituem as almas. Este comportamento pode ser evitado se nessas zonas se dispor de reforços. No processo construtivo é usual aplicar para edifícios de pequeno porte chapas nas zonas dos apoios que servem simultaneamente para conferir rigidez à torção e aumentar a resistência da alma para cargas concentradas.

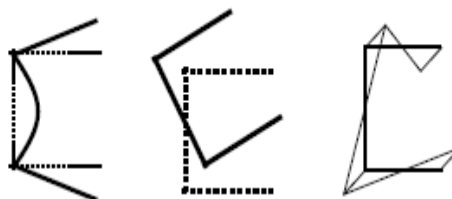


Figura 46: Instabilidade local, de torção e empenamento das secções enformadas a frio

As estruturas constituídas por esse tipo de perfil podem exibir diversos tipos de comportamento quando solicitadas por uma pequena perturbação. Se após aplicar uma pequena perturbação, a estrutura regressar à sua posição inicial após cessar a perturbação, diremos que a configuração de equilíbrio é estável. No caso de este tipo de estruturas nunca regressar à sua posição final diremos que estamos numa configuração instável. Por outro lado, diremos que estamos numa configuração neutra se se mantiver a sua posição independentemente da ação. O conceito de estabilidade de equilíbrio é aplicável quer ao estudo da mecânica que ao estudo do equilíbrio de sistemas estruturais deformáveis. Este conceito que é muito importante para o estudo de barras esbeltas ou do problema de encurvadura de Euler, e também em secções de Classe 4, pode ser exemplificado da seguinte maneira: se considerarmos uma esfera rígida submetida à ação do seu peso próprio e em repouso, teremos que para uma superfície côncava a esfera estará em equilíbrio estável, para uma superfície convexa, teremos que a esfera estará em equilíbrio instável e para uma superfície horizontal, teremos que a esfera estará em equilíbrio neutro.

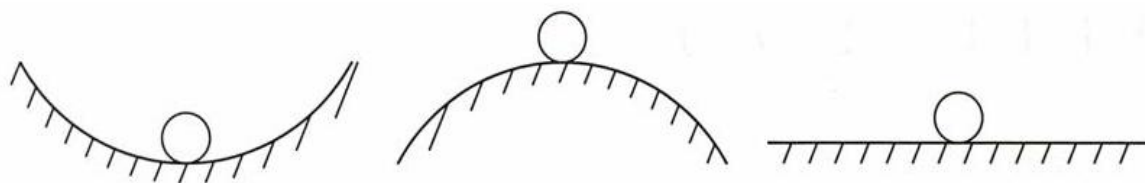


Figura 47: Conceito de estabilidade de equilíbrio, sendo que a primeira imagem mostra um equilíbrio estável, a segunda um equilíbrio instável e a terceira um equilíbrio neutro

Este tipo de barras quando estão submetidas a cargas crescentes de compressão, ou seja trabalham como bielas, exibem uma trajetória de equilíbrio entre cargas-deslocamentos que assume esta forma mostrando o patamar de instabilidade:

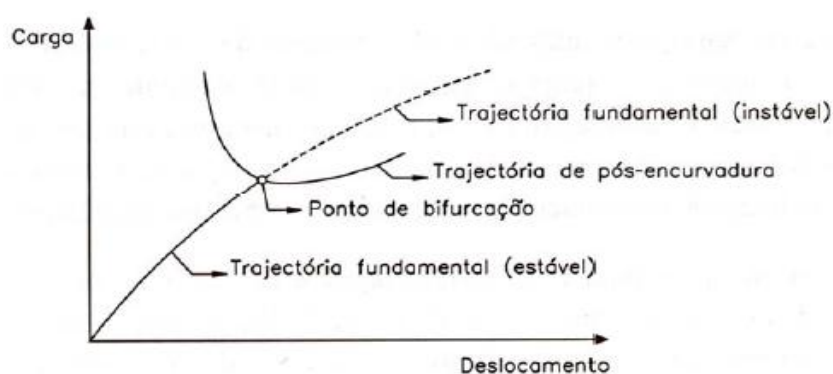


Figura 48: Trajetória associada ao fenómeno de instabilidade bifurcacional [7]

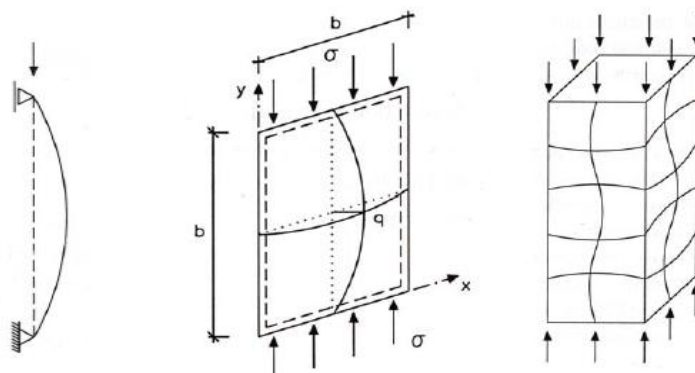


Figura 49: Tipos de estrutura sujeita a instabilidade bifurcacional, sendo a primeira, uma coluna, a segunda uma placa e a terceira, uma coluna tubular

Os principais modos de instabilidade são o modo local de placa, onde os bordos longitudinais internos sofrem apenas rotações não tendo qualquer movimento de translação, as deformações devem-se unicamente ao fenómeno de flexão das paredes internas e para as paredes externas que possuem um bordo livre deslocamentos de corpo rígido. Para as placas cuja relação entre comprimento/largura seja superior a 4, ou seja placas longas, submetidas a compressão uniaxial, este modo (MLP) exhibe semi-comprimentos de onda longitudinais que são da mesma ordem de grandeza do que a

largura da placa, sendo então que as paredes da barra apresentam a configuração “ondulada” como se mostra na seguinte figura respeitante a uma secção tubular quadrada. Este fenómeno foi estudado com a secção de Classe 4 que foi escolhida para alvo de estudo, tanto ao nível da modelação numérica como dos resultados previstos pelos códigos de dimensionamento que foram estudados. De referir finalmente para este modo de instabilidade que afeta este tipo de barras que as condições de fronteira afetam a configuração do MLP junto das extremidades, mas isso não altera muito o andamento da configuração do modo de instabilidade. A estabilidade da barra é condicionada pelo comportamento da sua parede (chapa ou placa) mais susceptível de instabilizar por flexão, sendo que a localização depende das dimensões transversais da secção transversal (esbelteza das várias placas) e da distribuição das tensões atuantes. Neste modo, quando a barra sofre encurvadura local por flexão as chapas que estão ao redor da chapa condicionante são obrigadas devido à compatibilização de deslocamentos a acompanhar a deformação.

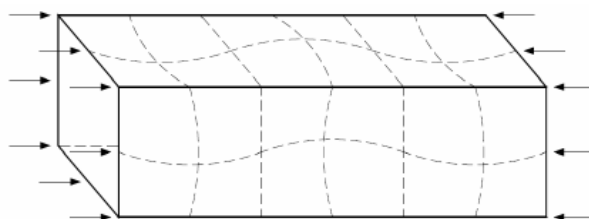


Figura 50: Configuração do modo de instabilidade MLP (Modo Local de Placa) para uma secção tubular [42]

Este modo de instabilidade é sempre o condicionante quando a instabilidade da chapa preceder todos os outros modos possíveis de instabilidade, por estes por exemplo estarem impedidos devido a que as barras possuem reforços e estarem igualmente contraventadas. Como segundo modo de instabilidade, temos o modo distorcional. O terceiro modo de instabilidade é o modo global de flexão e flexão-torção que são os modos habituais clássicos como a encurvadura por flexão em torno de um eixo principal central de inércia do problema da coluna de Euler e a instabilidade lateral por flexão em torno do eixo de menor inércia e torção de vigas. Neste modo de instabilidade, as secções das barras não se deformam apresentando só deslocamentos de corpo rígido, translações/rotações no seu próprio plano, sendo que o fenómeno de distorção não está presente. As secções enformadas a frio, em virtude da reduzida espessura das chapas de aço com que elas são fabricadas, levam a que muito de elas possuem elevadas esbeltezas e por isso são

susceptíveis a instabilidades locais. Desta forma, a maioria dos elementos estruturais de aço enformados a frio são de Classe 3 ou Classe 4.

2.7 Esforço Crítico de Encurvadura Global

Quando se verifica a segurança das barras à encurvadura global, temos que para um modo de instabilidade por flexão (Veríssimo 2008 [42]), este pode ser obtido pela seguinte fórmula:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (39)$$

Para o cálculo do comprimento de encurvadura, este depende do grau de restrição entre os elementos adjacentes, ou seja entre as vigas e as colunas num nó. No presente trabalho, considerou-se nas folhas de cálculo que foram preparadas que o comprimento de encurvadura quando esse não fosse possível ser deduzido pelas restrições das barras, as preconizadas pelo EC3-1-2, nomeadamente que o comprimento crítico de uma coluna seja igual a $0.7L$ para os últimos pisos superiores de um edifício e igual a $0.5L$ para os restantes pisos, sendo L o comprimento da coluna, considerando que nestes pisos a coluna está restringida tanto na extremidade superior do que na extremidade inferior.

2.8 Utilização de Perfis Enformados a Frio

Para além dos perfis laminados a quente que para o seu dimensionamento e os respectivos cálculos, para por exemplo se verificar de segurança, se usa o EC3-1-1 no caso de estarmos a temperatura ambiente e o EC3-1-2, no caso de estarmos em situação de incêndio, temos que a maioria dos perfis que se encontram na prática são de Classe 1 ou 2, e alguns outros de Classe 3 ou até de Classe 4 como os perfis enformados a frio. Assim sendo, o Eurocódigo 3, tem uma parte especialmente consagrada para o tratamento deste tipo de secções, tratando de secções enformadas a frio na parte 1-3 do EC3, intitulada “Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”, mas este não foi alvo de estudo particular neste trabalho, sendo que se quis mostrar de forma sucinta a existência de outro tipo de secções esbeltas, ao lado das laminadas a quente como as de Classe 4. É importante referir que o dimensionamento de estruturas metálicas constituídas por perfis enformados a frio leva a que haja uma complexidade associada a este tipo de secções, sendo que esta esbelteza provoca sobretudo fenómenos de encurvadura local da secção e

encurvadura global. Para este tipo de secções é igualmente de referir que não se deve desprezar a reserva pós-encurvadura no dimensionamento.

No que se refere à viabilidade económica (Santos e Silva) [42], a solução dos perfis enformados a frio, mesmo que esta possa apresentar custos um pouco mais elevados do que outro tipo de secções, leva no entanto que para edifícios até 30 [m], a quantidade de aço gasta na construção é menor sendo que esta solução se torna mais económica. A solução de empregar perfis enformados acarreta o problema de um aumento do custo de fabricação por falta de experiência na fabricação deste tipo de soluções em relação a outras soluções, mas até edifícios de 3[m] de altura é de prever que este tipo de solução possa vir a ser mais rentável no futuro a partir do momento em que exista mais experiência na realização deste tipo de estruturas.

3. MÉTODOS DE CÁLCULO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE ACORDO COM DIFERENTES NORMAS

3.1 Verificação da Segurança de Vigas-Colunas, com a proposta do Eurocódigo EC3 (EN1993-1-2) e Método Francês

3.1.1 Eurocódigo 3 (EC3-1-2)

Foi preparado neste trabalho uma folha que se apresenta em anexo (Anexo C) para o cálculo da temperatura crítica e da verificação da segurança de vigas-coluna em situação de incêndio tendo em conta as disposições constantes do EC3-1-2 para elementos de Classe 1, 2 e 3 mas que virão a ser aplicadas igualmente a elementos de Classe 4. Para isto basta entrar com os esforços de cálculo em situação de incêndio $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$, $M_{z,fi,Ed}$. Para isso calculou-se o comprimento de encurvadura em situação de incêndio sendo que no caso de um pórtico contraventado o comprimento de encurvadura l_{fi} vale $0.5L$ no caso de uma coluna contínua de um piso intermédio, e no último piso este vale $0.7L$, em que L é o comprimento da coluna no piso relevante. Calculou-se igualmente a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0.5}$.

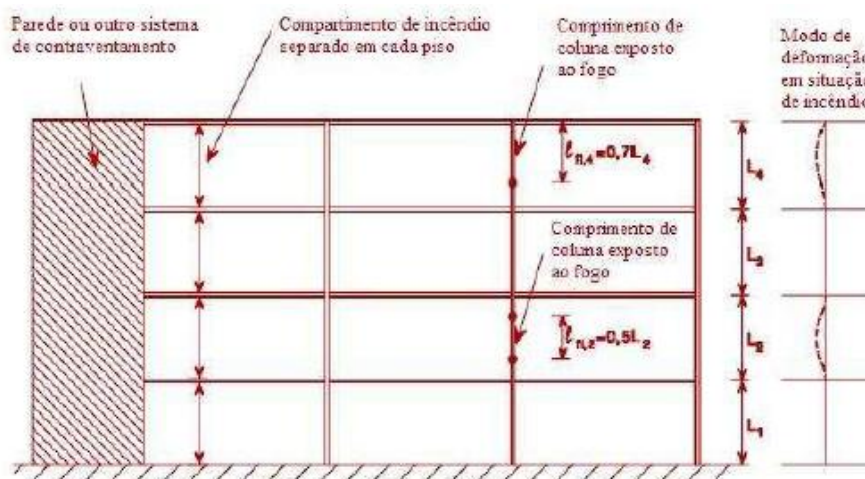


Figura 51: Comprimentos de encurvadura no caso de pórticos contraventados

Definindo uma temperatura após um certo período de tempo torna-se possível verificar com esta folha de cálculo a segurança da coluna ao fogo tanto ao nível da resistência global da viga-coluna, como na verificação da segurança das secções transversais desta última.

Para preparar esta folha houve a necessidade de calcular a seguinte expressão no caso de elementos não susceptíveis à encurvadura lateral:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

No caso de estarmos em presença de encurvadura lateral, teve-se de usar a seguinte expressão:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

com os fatores k_y , k_z e k_{LT} dados por:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} N_{fi,Ed} / \left(\chi_{z,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \right) \leq 1$$

, onde nestas fórmulas os fatores μ_y , μ_z e μ_{LT} são dependentes da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_\theta$ em situação de incêndio que depende da temperatura $T[^\circ\text{C}]$ do perfil e da forma do momento equivalente β_M . Calculou-se igualmente o momento crítico através da seguinte expressão sendo que o fator C_1 depende do momento uniforme equivalente:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

, tendo-se igualmente calculado o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral $\chi_{LT,fi}$ dado por:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,com} + \sqrt{\Phi_{LT,com}^2 - \lambda_{LT,com}^2}}$$

, onde a esbelteza à encurvadura lateral em situação de incêndio e que depende portanto da própria temperatura é dado por:

$$\lambda_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,com}} \right]^{0.5}$$

e

$$\Phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2 \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,com} + \bar{\lambda}_{LT,com}^2 \right]}$$

Também foi efetuado uma folha de cálculo para o cálculo da temperatura crítica de vigas-coluna em situação de incêndio tendo em conta um novo método que deverá ser incluído

para a proposta da prEN1993-1-1 [6], ou seja na próxima norma EN1993-1-1, provavelmente se terá a possibilidade de encontrar as expressões seguintes.

Da mesma forma do que para a folha de cálculo da temperatura crítica da EN1993-1-2, consegue-se através desta folha de cálculo verificar a segurança para uma dada temperatura atingida pelo perfil da coluna e calcular a temperatura crítica para uma viga-coluna em situação de incêndio submetida a esforços $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$ e $M_{z,fi,Ed}$. Normalmente estas fórmulas vão ser aplicadas a temperatura ambiente, mas achou-se oportuno neste trabalho efetuar umas modificações para tentar adaptar aquelas fórmulas para no caso de uma viga-coluna em situação de incêndio. Assim para no caso da verificação em relação a membros não susceptíveis a deformações por torção tem-se que:

$$y - y: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_y A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + k_y \frac{C_{m,y} M_y + \Delta M_y}{W_{y,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + \alpha_z k_z \frac{C_{m,z} M_z + \Delta M_z}{W_{z,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \leq 1$$

$$z - z: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_z A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + \alpha_y k_y \frac{C_{m,y} M_y + \Delta M_y}{W_{y,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + k_z \frac{C_{m,z} M_z + \Delta M_z}{W_{z,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \leq 1$$

No caso de membros com possibilidade de sofrerem deformações por torção, adotou-se:

$$y - y: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + k_y \frac{C_{m,y} M_y + \Delta M_y}{\chi_{LT,fi} W_y k_{0.2p,\theta} f_y} + \alpha_z k_z \frac{C_{m,z} M_z + \Delta M_z}{W_{z,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \leq 1$$

$$z - z: \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + k_{LT} \frac{M_y + \Delta M_y}{\chi_{LT,fi} W_{y,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} + \alpha_z k_z \frac{C_{m,z} M_z + \Delta M_z}{W_{z,eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \leq 1$$

Os fatores k_i e k_{LT} foram calculados usando as seguintes equações:

$$k_i = 1 + 0.06 \bar{\lambda}_{k,i} \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_i A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \leq 1 + 0.06 \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_i A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.05 \bar{\lambda}_{k,z}}{C_{m,LT} - 0.25} \frac{N}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y} \geq 1 - \frac{0.05}{C_{m,LT} - 0.25} \frac{N}{\chi_z A_{eff} k_{0.2p,\theta} f_y}$$

, sendo os fatores C_m dados por:

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_2 / M_1$$

Na seguinte tabela apresentam-se as propriedades consoante a secções e os fatores de interação α_i dependentes da classe da secção.

Tabela 1: Propriedades das secções e fatores de interação α_i interveniente(s) na(s) fórmula(s) de interação

Classe	A	W_i	ΔM_i	α_y	α_z
1 e 2	A	$W_{pl,i}$	0	0.6	0.6
3	A	$W_{el,i}$	0	1.0	0.8
4	A_{eff}	$W_{eff,i}$	$e_{N,i} N$	1.0	0.8

Os fatores α e os fatores de interação k são idênticos para classe 3 e 4, mas no entanto deve-se notar que os fatores de interação k , assim como os fatores referentes à esbelteza relativa das secções $\bar{\lambda}_k$ e $\bar{\lambda}_{LT}$ são dependentes das secções efetivas. Nessas fórmulas intervêm igualmente fatores como N_{cr} e M_{cr} mas que devem ser tratados como dependentes da secção toda.

$$\bar{\lambda}_{K,i} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr,i}}} \quad (97)$$

com i representando o eixo de flexão y ou z .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} f_y}{M_{cr}}} \quad (98)$$

Nas equações precedentes, vê-se a aparição de um momento adicional ΔM que tem de ser considerado no caso de se tratar de secções de classe 4, que depende do deslocamento do centro de gravidade da secção onde atua a força de compressão N_{Ed} . Convém relembrar que para secções duplamente simétricas, sujeitas a forças de compressão unicamente, não há deslocamento.

Preferiu-se não incluir esta folha de cálculo em anexo, mesmo com as adaptações em situação de incêndio expectáveis, visto ser uma fórmula que não está ainda incluída na versão definitiva mas unicamente no projeto de norma, e unicamente a temperatura ambiente, ou seja os resultados expectáveis com tal folha não seriam muito seguros.

Calculou-se igualmente e para o método preconizado pelo EC3-1-2 entre outros métodos (ver adiante), e exigindo uma grande parte do esforço neste trabalho, a temperatura crítica de vigas-coluna, usando-se um procedimento iterativo calculando o grau de utilização $\mu_0(\tau) = E_{fi,d}/R_{fi,d,\tau}$ para sucessivas temperaturas, começando por uma temperatura ambiente até se obter convergência.

Convém referir que para além da verificação a nível global da coluna houve também a necessidade nesta folha de cálculo de conhecer a temperatura crítica ditada pela capacidade das secções dada pela seguinte fórmula:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} \leq 1$$

Convém referir que no Anexo C ao presente trabalho se encontra esta folha de cálculo/verificação segundo esta norma de uma viga-coluna, que estivesse submetida a esforços $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$ e $M_{z,fi,Ed}$ em situação de incêndio, tendo calculado igualmente a temperatura crítica com este método para uma viga-coluna como referido anteriormente.

3.1.1.1 Métodos e Conceitos de Cálculo em Situação de Incêndio

Segundo a NPEN 1993-1-2 e Vila Real (2003) quando se pretende avaliar a segurança de um elemento estrutural, é necessário que seja cumprido o seguinte critério de segurança:

$$E_{fi,d} < R_{fi,d,t} \quad (40)$$

, em que $E_{fi,d}$ é o valor de cálculo do efeito das ações em situação de incêndio, incluindo o efeito das dilatações e das deformações térmicas, $R_{fi,d,t}$ é o valor da resistência de cálculo em situação de incêndio. Quando se efetuar uma análise por elementos, também é dito que os efeitos das ações poderão ser avaliados da seguinte forma:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (41)$$

, em que E_d é o valor de cálculo da ação (força, momento) calculado à temperatura normal para a combinação fundamental de ações e η_{fi} o fator de redução para o valor de cálculo do nível de carregamento em situação de incêndio. Esse fator poderá ser igual à seguinte expressão:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \Psi_{FI} Q_{k,1}}{\gamma_g G_k + \Psi_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (42)$$

Em que $Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável de base, G_k o valor característico das ações permanentes, γ_g o coeficiente parcial relativo às ações permanentes, γ_Q o coeficiente parcial relativo a ação variável 1, e Ψ_{fi} o coeficiente de combinação para os valores frequentes ou quase-permanentes, representados por $\Psi_{1,1}$ ou $\Psi_{2,2}$. Também é dito que, para edifícios, excepto os da categoria E, este parâmetro η_{fi} poderá ser igual conservativamente a 0.65 e que para edifícios da categoria E esse parâmetro poderá ser tomado igual a 0.7.

3.1.1.2 Propriedades mecânicas do aço para temperaturas elevadas

Referindo a NP EN 1993-1-2 para temperaturas elevadas deverão definir-se fatores de redução para as relações tensões-extensões, definindo um coeficiente para a tensão de cedência efetiva, outro para a tensão limite de proporcionalidade e um fator para o módulo de elasticidade do aço, valores estes todos referentes às mesmas propriedades mas referente à temperatura de 20°C: $k_{y,\theta}=f_{y,\theta}/f_y$; $k_{p,\theta}=f_{p,\theta}/f_y$; $k_{E,\theta}=E_{a,\theta}/E_a$. Apresenta-se a seguir uma tabela com os respectivos valores para diversas temperaturas no que diz respeito para o EC3-1-2.

Tabela 2: Fatores de redução das propriedades de resistência do aço a altas temperaturas (EC3-1-2)

Temperatura do aço [°C]	$k_{y,\theta}=f_{y,\theta}/f_y$	$k_{p,\theta}=f_{p,\theta}/f_y$	$K_{E,\theta}=E_{a,\theta}/E_a$
20	1.000	1.000	1.000
100	1.000	1.000	1.000
200	1.000	0.807	0.900
300	1.000	0.613	0.800
400	1.000	0.420	0.700
500	0.78	0.36	0.60
600	0.470	0.18	0.31
700	0.23	0.075	0.130
800	0.110	0.050	0.090
900	0.060	0.0375	0.0675
1000	0.040	0.0250	0.0450
1100	0.020	0.0125	0.0225
1200	0.000	0.0000	0.0000

No caso do Método Francês, que foi empregue igualmente para o cálculo e verificação da resistência de vigas-coluna em situação de incêndio e cálculo da temperatura crítica para uma viga submetida a um conjunto de esforços, usou-se a seguinte tabela do anexo francês do EC3.

Tabela 3: Fatores de redução para as propriedades resistentes do aço a altas temperaturas para o Método Francês [24]

Temperatura do aço θ_a	Fator de redução para as secções laminadas a quente	
	$k_{E,\theta}=E_{a,\theta}/E_a$	$k_{0,2p,\theta}=f_{0,2p,\theta}/f_y$
20 [°C]	1.000	1.000
100 [°C]	1.000	1.000
200 [°C]	0.900	0.896
300 [°C]	0.800	0,793
400 [°C]	0.700	0.694

500 [°C]	0.600	0.557
600 [°C]	0.310	0.318
700 [°C]	0.130	0.150
800 [°C]	0.090	0.078
900 [°C]	0.0675	0.048
1000 [°C]	0.045	0.032
1100 [°C]	0.0225	0.046
1200 [°C]	0.000	0.000

3.1.1.3 Classificações das secções transversais em situação de incêndio

Como se sabe existem 4 Classes de secções em aço. As secções de Classe 1 e 2 conseguem desenvolver a sua resistência plástica total, sendo que para as secções de Classe 1 estas conseguem desenvolver uma rótula plástica com uma suficiente capacidade de rotação sem redução da sua resistência e que para as Classes 2 estas conseguem desenvolver igualmente a sua resistência plástica mas em que a sua capacidade de rotação é limitada pelo efeito de encurvadura lateral, enquanto que para as classes 3 e 4 as secções conseguem desenvolver a sua resistência elástica, não chegando a secção a plastificar por efeito do fenómeno de encurvadura lateral ocorrer antes da secção a plastificar. Finalmente para as secções de classe 4, estas encurvam lateralmente antes mesmo de atingirem a sua resistência elástica. Quando estamos em presença com o aço sujeito a altas temperaturas, num cenário de incêndio, as secções não se classificam como à temperatura ambiente sendo que o valor reduzido ε que à temperatura ambiente é igual a $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ toma o seguinte valor: $\varepsilon=0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, em que f_y é a tensão de cedência 20°C e o fator 0.85 é introduzido para ter em conta as influências devido a que aço está a altas temperaturas como referido na NP EN 1993-1-2 [5] e Vila Real (2003) [43] como visto nos cálculos efetuados previamente de secções de Classe 4.

3.1.1.4 Métodos de verificação da segurança de elementos estruturais em situação de incêndio

É de referir que para o Cálculo Estrutural ao Fogo, pode-se empregar 3 níveis de sofisticação. Um primeiro método consiste em utilizar tabelas, um segundo método consiste em utilizar métodos simplificados de cálculo utilizando fórmulas analíticas para serem aplicadas a elementos estruturais isolados. Finalmente, o terceiro método consiste em utilizar métodos avançados de cálculo para simular o comportamento da estrutura na

sua globalidade, ou partes da estruturas, em que se torna necessário determinar as condições fronteira para elas ou para analisar os elementos estruturais isolados (vigas, pilares ou lajes). Na parte 1-2 do EC3, também é referido que é possível efetuar uma análise por elementos se no dimensionamento/verificação for utilizada a curva de incêndio padrão ISO 834. Quando se pretende avaliar a resistência ao fogo dos elementos estruturais como sugerido em Vila Real (2003) [3], é necessário passar pelas seguintes fases:

- Definir as ações térmicas.
- Definir as ações mecânicas em situação de incêndio.
- Calcular a temperatura θ_d dos elementos no instante t .
- Determinar o valor de cálculo do efeito das ações em situação de incêndio no instante t , $E_{fi,d,t}$.
- Determinar o valor de cálculo da capacidade resistente em situação de incêndio no instante t .
- Verificar a resistência ao fogo que se pode efetuar por 3 vias:
 1. No domínio do tempo: $t_{fi,requ} \leq t_{fi,d}$
 2. No domínio da resistência: $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$, no instante $t_{fi,requ}$
 3. No domínio da temperatura, verificando-se que: $\theta_d \leq \theta_{cr,d}$ no instante $t_{fi,requ}$

, onde $t_{fi,d}$ é o valor de cálculo do tempo de resistência ao fogo ou seja a duração do incêndio padrão ISO 834 ou outro incêndio nominal para que o elemento em aço atinja a temperatura crítica, $t_{fi,requ}$ é a resistência ao fogo requerida regularmente, θ_d é valor de cálculo da temperatura do elemento e $\theta_{cr,d}$ é o valor de cálculo da temperatura crítica do elemento. Na seguinte figura ilustra-se o que foi exposto:

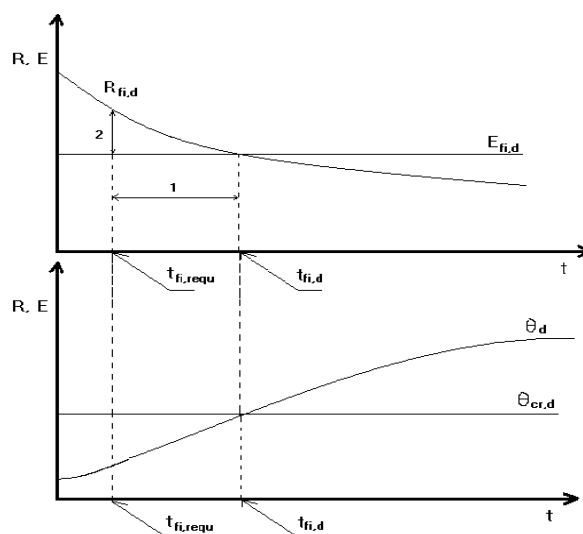


Figura 52: Possíveis alternativas da verificação da resistência ao fogo

3.1.1.5 Ações mecânicas

Como o fogo é uma situação de acidente, o valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de acidente $E_{fi,d,t}$ é obtido usando a seguinte combinação de acidente:

$$\sum G_K + \Psi_{1,1}Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i}Q_{k,i} + \sum A_d \quad (43)$$

, onde G_k é o valor característico das ações permanentes, $Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável principal ou dominante, $\Psi_{1,1}$ é o coeficiente de combinação da ação variável principal ou dominante, $\Psi_{2,i}$ é o coeficiente de combinação associado às restantes ações variáveis, A_d é o valor de cálculo das ações indiretas de incêndio como os esforços resultantes de restrições às dilatações térmicas, e o efeito da temperatura nas propriedades mecânicas do aço.

3.1.1.6 Curvas de incêndio

Existem 3 curvas de incêndio nominais que são curvas convencionais que podem ser definidas por umas fórmulas simples e que não dependem da dimensão ou do tipo de edifícios. Assim as três curvas nominais são:

1. A curva de incêndio ISO 834: $\theta_g=20+345\log(8t+1)$ [°C], com t em minutos.
2. Curva de incêndio para elementos exteriores: $\theta_g=660(1-0.687e^{-0.32t}-0.313e^{-3.8t}) + 20$ [°C], com t em minutos.
3. Curva de incêndio para elementos exteriores: $\theta_g=1080(1-0.325e^{-0.167t}-0.675e^{-1.25t}) + 20$ [°C], com t em minutos.

Ao lado dessas curvas há também as chamadas curvas de incêndio paramétricas que dependem da densidade de carga de incêndio, das condições de arejamento que dependem estas da geometria, dimensões e distribuição das aberturas no compartimento e das propriedades das paredes envolventes do compartimento de incêndio. Relativamente às curvas de incêndio nominais estas curvas possuem uma fase de arrefecimento e portanto refletem mais verdadeiramente a realidade.

3.1.1.7 Fator de massividade e evolução da temperatura no aço

O aumento de temperaturas ou melhor a evolução da temperatura nos elementos de aço é proporcional ao chamado fator de forma também, ou ainda fator de massividade que é definido como sendo $\frac{A_m}{V}$ que não é mais, para elementos sem proteção térmica, do que a razão entre a área do elemento exposta ao fogo A_m e o seu volume V . Quando estamos em presença de barras prismáticas como por exemplo perfis, esta razão pode ser expressão como:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{PL}{AL} = \frac{P}{A} \quad (44)$$

Para elementos não protegidos em aço e considerando que o campo de temperaturas no interior do perfil é uniforme, pela equação de calor, e tendo em conta a inexistência de gradientes térmicos, o aumento de temperatura num perfil é dado pela seguinte expressão

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (45)$$

Em que k_{sh} é um fator de correção para ter em conta o efeito de sombra e é definido como

$k_{sh} = \frac{0.9 \left[\frac{A_m}{V} \right]^b}{\left[\frac{A_m}{V} \right]}$ para secções em forma de I, sendo que para todos os outros casos esse fator

vale $k_{sh} = \frac{\left[\frac{A_m}{V} \right]^b}{\left[\frac{A_m}{V} \right]}$ e que para secções de forma convexa esse fator vale 1, A_m/V é o fator de

massividade da secção do perfil (não protegido) e onde A_m é a área do perfil exposto ao fogo por unidade de comprimento [m^2/m], V é o volume do perfil por unidade de comprimento [m^3/m], c_a o calor específico do aço [J/KgK] e $\dot{h}_{net,d}$ é o valor de cálculo da densidade de fluxo de calor por unidade de área como definido anteriormente. Visto que esta equação é não linear (o calor específico c_a e o fator devido à convecção e radiação dependem da temperatura) existem tabelas como se pode encontrar em Vila Real (2003) para se conhecer de forma bastante precisa até a evolução da temperatura no aço.

3.1.1.8 Cálculo da resistência de vigas

No caso de vigas com secção de classe 1 ou 2, o valor de cálculo do momento resistente de uma secção transversal com uma distribuição uniforme temperatura θ_a pode ser determinada pela seguinte expressão segundo a NP EN 1993-1-2:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] M_{Rd} \quad (46)$$

, em que M_{Rd} é o valor de cálculo do momento plástico resistente da secção bruta $M_{pl,Rd}$ à temperatura ambiente, tendo em conta o esforço transversal se necessário que pode ser calculado como:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{MO}} \quad (47)$$

Para secções da classe 3, deverá utilizar-se o módulo de flexão elástico W_{el} em vez do módulo de flexão plástico na fórmula precedente e para secções de classe 4 deverá utilizar o módulo de flexão efetivo W_{eff} . Também deve-se verificar o esforço transversal atuante para ver se é inferior a $0.5 V_{pl,Rd}$ para não se necessitar reduzir a resistência anteriormente obtida. Para vigas com uma distribuição de temperatura não uniforme na secção, o momento resistente será determinado através da seguinte expressão:

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{fi,\theta,Rd}}{k_1 k_2} = \frac{W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi} k_1 k_2} \quad (48)$$

com as mesmas devidas adaptações para secções de classe 3 e 4 (W_{el} , W_{eff}). O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio $M_{b,fi,Rd}$ no instante t de uma viga sem contraventamento lateral com uma secção da classe 1 ou da classe 2 pode ser determinado através de (“NP EN 1993-1-2”, 2010) com a seguinte expressão:

$$M_{fi,t,Rd} = \frac{M_{fi,\theta,Rd}}{k_1 k_2} = \frac{W_{pl,y} k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi} k_1 k_2} \quad (49)$$

Quando se pretende avaliar o esforço transversal este poderá ser determinado através de:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} \left[\frac{\gamma_{MO}}{\gamma_{M1}} \right] \quad (50)$$

O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio $M_{b,fi,Rd}$ no instante t de uma viga sem contraventamento lateral com uma secção da classe 1 ou da classe 2 pode ser determinado através do EC3-1-2 com a seguinte expressão:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (51)$$

em que $\chi_{LT,fi}$ é um fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio, $W_{pl,y}$ é o módulo de flexão, $k_{y,com}$ é o fator de redução da tensão de cedência no aço à

máxima temperatura no banzo comprimido $\theta_{a,com}$ atingida no instante t , admitindo que a máxima temperatura $\theta_{a,com}$ é igual à temperatura uniforme θ_a . Para secções de classe 4 deverá utilizar-se o módulo de flexão efetivo. O fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio $\chi_{LT,fi}$ é dado por:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \quad (52)$$

em que

$$\Phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2 \right] \quad (53)$$

com

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (54)$$

e

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}}} \quad (55)$$

onde a esbelteza adimensional à temperatura ambiente vale:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_{pl,y} \frac{f_y}{M_{cr}}} \quad (56)$$

e onde M_{cr} é o momento crítico elástico de encurvadura lateral, valendo:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} \quad (57)$$

, em que C_1 é um coeficiente que depende dos vários casos de momento fletor e os fatores k e k_w refletem o encastramento relativamente à flexão lateral e o e encastramento relativamente ao empenamento. O EC3 recomenda que se utilize um valor k de 0.5, se as extremidades estiverem totalmente encastradas, 0.7 se uma extremidade for articulada e outra encastrada e 1.0 se as duas extremidades forem articuladas.

3.1.1.9 Elementos de secção de classe 1, 2 ou 3 sujeitas a flexão composta

Para elementos com secções transversais da classe 1, 2 ou 3 (com secções de classe 4 o procedimento é semelhante como veremos mais à frente, tendo-se necessidade de substituir a secção por uma secção efetiva de aço) sujeitos a flexão composta com compressão, sem risco de encurvadura, a verificação faz-se utilizando ou verificando a seguinte desigualdade (Vila Real, 2003):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} A \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} A \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (58)$$

para secções de classe 1 ou 2 e por:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \frac{k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (59)$$

para secções de classe 3. Se estivermos em presença de encurvadura lateral as fórmulas vêm um pouco modificadas, sendo então as seguintes:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A \frac{k_y \theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} \frac{k_y \theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \frac{k_y \theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (60)$$

em que χ_{\min} é o menor valor de $\chi_{y,fi}$ e de $\chi_{z,fi}$ e $\chi_{LT,fi}$ já foi definido anteriormente.

Os valores de k_y e de k_z são respectivamente iguais a:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_y \theta \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (61)$$

onde

$$\mu_y = (1.2\beta_{M,y} - 3)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} - 0.29 \leq 0.8 \quad (62)$$

e

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_y \theta \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3 \quad (63)$$

onde

$$\mu_z = (1.2\beta_{M,z} - 5)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.44\beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8 \quad (64)$$

e com o requisito suplementar de $\bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1.1$ para se pode calcular a expressão anterior.

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_y \theta \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (65)$$

com

$$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_{z,\theta}\beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9 \quad (66)$$

sendo $\beta_{M,LT}$ dependente do carregamento e portanto do diagrama dos momentos fletores (Vila Real, 2003)

3.1.1.10 Grau de utilização no instante t=0

Segundo (Vila Real, 2003), e a NP EN 1993-1-2, quando estamos em presença de secções de classe 1,2 ou 3 o grau de utilização no instante t=0 é definido como:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (67)$$

em que $R_{fi,d,0}$ representa o valor de $R_{fi,d,t}$ no instante t=0 ou seja é um fator que é calculado para uma temperatura de 20°C, mas com os fatores de segurança correspondentes à situação de incêndio. No entanto esta fórmula só pode ser aplicada nos casos em que não estamos em presença de encurvadura de pilares ou de encurvadura lateral de vigas lateral que leva a que nesses casos se tenha de entrar com o facto que os fatores χ_{fi} e $\chi_{LT,fi}$ são calculados tendo em conta o facto que a tensão de cedência e o módulo de Young são função da própria temperatura no instante t.

Quando o elemento estrutural em aço está tracionado, o colapso ocorre quando se verifica a seguinte relação:

$$N_{fi,t,Rd} = N_{fi,Ed} \quad (68)$$

que pode ser expressa da seguinte maneira:

$$\frac{Ak_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}} = N_{fi,Ed} \quad (69)$$

onde se retira que:

$$k_{y,\theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{Af_y/\gamma_{M,fi}} \quad (70)$$

em que o denominador pode ser considerado como o valor do esforço de tração resistente no instante $t=0$ ou ainda para uma temperatura de 20°C, mas com o fator de segurança em situação de incêndio:

$$k_{y,\theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{Af_y/\gamma_{M,fi}} = \frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,0,Rd}} = \frac{E_{i,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (71)$$

No caso de vigas, de forma semelhante, e considerando que não há risco de estas encurvar lateralmente, temos:

$$\mu_0 = k_{y,\theta} = \frac{M_{fi,Ed}}{W_{pl,y}f_y/\gamma_{M,fi}} = \frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,0,Rd}} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (72)$$

No caso de elementos comprimidos, o colapso ocorre quando se verificar

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} Ak_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} = N_{fi,Ed} \quad (73)$$

que permite determinar a grau de utilização.

Nos casos em que há risco de encurvadura lateral, temos de calcular o grau de utilização μ_0 , tendo em conta que os fatores χ_{fi} ou $\chi_{LT,fi}$ devem ser calculados para a temperatura correspondente ao instante t , e não para uma temperatura de 20°C. Isso seria facilmente evitado se, devido à incongruência da fórmula definindo o grau de utilização que leva a que muitas vezes se calcule o fator $R_{fi,d,0}$ para uma temperatura de 20°C, em vez de ser calculado para uma temperatura referente ao instante t , se definisse o grau de utilização μ_0 do seguinte modo, como referido em (Vila Real 2003).

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,t,d}/k_{y,\theta}} \quad (74)$$

que conduziria a que não houvesse dúvidas.

No caso de elementos fletidos da Classe 1 ou 2 em que encurvadura lateral não é um modo de ruína teremos:

$$M_{fi,0,Rd} = W_{pl,y}f_y/k_1k_2 \quad (75)$$

, tendo-se no caso de elementos fletidos da Classe 1 ou 2 em que a encurvadura lateral é um modo de ruína que o valor de cálculo do momento fletor resistente tendo em conta esse fenómeno é dado pela seguinte expressão:

$$M_{b,fi,0,Rd} = \chi_{LT,fi}W_{pl,y}f_y \quad (76)$$

, em que mais uma vez o procedimento para a determinação da temperatura crítica de um elemento sujeita a encurvadura lateral é um processo iterativo, visto que em função das temperaturas intermédias, há necessidade de se corrigir os valores de $\chi_{LT,fi}$ para o cálculo de $M_{b,fi,0,Rd}$.

Para elementos estruturais da Classe 3, teremos que nas expressões anteriores deverá substituir-se o valor do módulo de flexão W_{pl} pelo módulo de flexão elástico W_{el} , e para secções de classe 4 pelo módulo de flexão efetivo W_{eff} tendo-se então, neste caso, se a encurvadura não for um modo de ruína que:

$$M_{fi,0,Rd} = \frac{W_{el}f_y}{k_1k_2} \quad (77)$$

e se houver risco de encurvadura lateral, então a expressão passa a ser como definido anteriormente para secções de classe 1 ou 2 como:

$$M_{b,fi,0,Rd} = \chi_{LT,fi}W_{el,y}f_y \quad (78)$$

Para elementos fletidos da Classe 1,2 ou 3 (para secções de classe 4 o procedimento é semelhante) se forem sujeitos a flexão composta com compressão, o grau de utilização μ_0 deve ser calculado quando as seguintes expressões forem satisfeitas ou seja iguais à unidade neste caso Vila Real (2003):

No caso em que não haja problemas de encurvadura lateral:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{X_{min,fi}A\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,ed}}{W_{pl,y}\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (79)$$

Nos casos em que seja secções de Classe 3 ou 4, módulo plástico W_{pl} das equações anteriores é convertido em W_{el} :

$$\frac{N_{fi,Ed}}{X_{min,fi}A\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,ed}}{W_{el,y}\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z}\frac{k_y\theta f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (80)$$

Nos casos em que haja risco de encurvadura lateral, estas expressões são transformadas em:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{X_{z,fi}A\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}M_{y,fi,ed}}{\chi_{LT,fi}W_{pl,y}\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (81)$$

ou para secções de classe 3 e 4 por:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{X_{z,fi}A\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_yM_{y,fi,ed}}{\chi_{LT,fi}W_{el,y}\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{el,z}\frac{k_{y,\theta}f_y}{\gamma_{M,fi}}} = 1 \quad (82)$$

Portanto nos casos em que estamos em presença de elementos da Classe 1 ou 2 sujeitos a flexão composta e em que não haja risco de encurvadura lateral, se pormos em evidência o fator de redução da tensão de cedência, obtemos então:

$$k_{y,\theta} = \frac{N_{fi,Ed}}{X_{min,fi}A\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_yM_{y,fi,ed}}{W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \quad (83)$$

e com o facto de $k_{y,\theta}=\mu_0$, e sabendo que $\gamma_{M,fi}=1$, temos o grau de utilização requerido.

Para elementos da Classe 3 sujeitos a flexão composta, o valor do fator de utilização é obtido da mesma forma substituindo os módulos de flexão plásticos pelos módulos de flexão elásticos, tendo-se então:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{X_{min,fi}A\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_yM_{y,fi,ed}}{W_{el,y}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{el,z}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \quad (84)$$

Se os elementos da Classe 1 e da Classe 2 estão sujeitos a flexão composta em que haja risco de ocorrência de encurvadura lateral, então o grau de utilização pode ser determinado como:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{X_{z,fi}A\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}M_{y,fi,ed}}{\chi_{LT,fi}W_{pl,y}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \quad (85)$$

Para elementos da Classe 3 sujeitos a flexão composta teremos uma fórmula semelhante, substituindo os módulos de flexão plásticos pelos módulos de flexão elásticos na fórmula de interação:

$$\mu_0 = \frac{N_{fi,Ed}}{X_{z,fi}A\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT}M_{y,fi,ed}}{\chi_{LT,fi}W_{el,y}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_zM_{z,fi,Ed}}{W_{el,z}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \quad (86)$$

Como se pode ver pelas expressões acima o procedimento para a determinação da temperatura crítica sujeito a flexão composta é um processo iterativo, visto que o valor de χ_{fi} e $\chi_{LT,fi}$ são função das temperaturas intermédias calculadas.

3.1.1.11 Conceito de temperatura crítica

A resistência ao fogo ou a sua verificação pode como foi visto anteriormente ser feita no domínio da temperatura impondo que esta não ultrapasse a temperatura crítica. A condição que deve ser satisfeita quando ocorre o colapso de que $E_{fi,d}=R_{fi,d,t}$ conduz sempre a uma relação do tipo

$$k_{y,\theta} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (87)$$

que fornece o valor do fator de redução da tensão de cedência para o qual há colapso do elemento estrutural metálico.

Como se sabe, há uma relação entre esse fator da redução da tensão de cedência $k_{y,\theta}$ para o qual ocorre o colapso e a temperatura crítica. Esta relação é a seguinte:

$$\theta_a = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 k_{y,\theta}^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (88)$$

Fazendo como no EC3 e referido em Vila Real (2003), e impondo que o grau de utilização é igual à tensão de cedência, então para secções transversais da Classe 1, 2 ou 3 que será também aplicada a secções de classe 4, a temperatura crítica valerá:

$$\theta_a = 39.19 \ln \left[\frac{1}{0.9674 \mu_0^{3.833}} - 1 \right] + 482 \quad (89)$$

Na versão belga da Parte 1.2 do EC3 para elementos utilizados em edifícios corrente, é dito que a verificação da segurança poderá ser feita de forma conservativa se, no instante t , a temperatura do aço não for superior aos seguintes valores: 540°C para vigas isostáticas e elementos tracionados, 570°C para vigas hiperstáticas, 500°C para elementos comprimidos e para elementos sujeitos a flexão composta com compressão. Para elementos da Classe 4, que não sejam elementos que estejam tracionados, é indicado que se deve tomar como temperatura crítica um valor de 350°C. Como se viu a determinação da temperatura crítica para elementos estruturais que não seja diretamente proporcional à tensão de cedência do aço, como em elementos em que há risco de ocorrência de encurvadura lateral, é um processo iterativo que pode ser representado pelo seguinte fluxograma referido em Vila Real (2003):

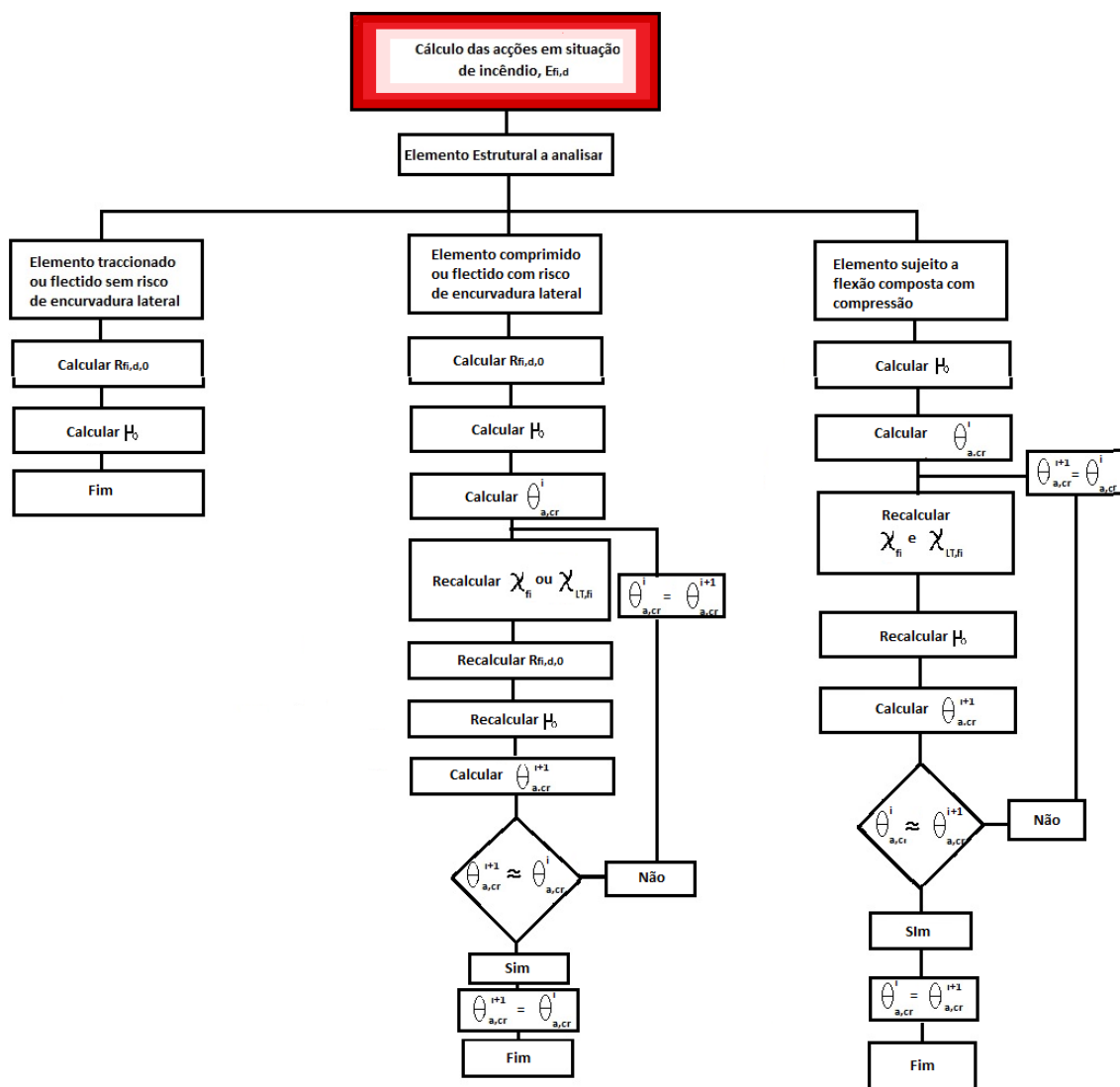


Figura 53: Fluxograma para o procedimento de cálculo da temperatura crítica para elementos estruturais metálicos em situação de incêndio (Vila Real 2003 [43])

3.1.1.11 Cálculo da área efetiva

Relembrando, quando se pretender determinar a área efectiva para elementos em compressão de secções de classe 4, esta será obtida através das seguintes expressões segundo a EN 1993-1-5. Para a área efectiva da zona de compressão de um elemento chapa, esta será obtida por:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (90)$$

onde ρ é o coeficiente de redução para encurvadura das chapas. Este coeficiente de redução poderá ser determinado da seguinte forma. Relembrando, temos que:

→ Para elementos internos em compressão:

$$\rho = 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.055(3+\Psi)}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi}, \text{ onde } (3 + \Psi) \geq 0$$

→ Para elementos externos em compressão:

$$\rho = 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p^{-0.188}}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \text{ para } \bar{\lambda}_p > 0.748$$

$$\text{onde } \bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (91)$$

onde Ψ é o ratio de tensões determinado como a seguir se indica, \bar{b} é a largura apropriada que pode ser determinada da seguinte forma: b_w para almas, b para banzos internos (excepto RHS), $b-3t$ para banzos de RHS, c para banzos exteriores ou ainda por h para elementos de ângulo com chapas de dimensões iguais ou não, sendo que k_σ é o fator de encurvadura correspondente a Ψ e às condições fronteira, dado nas tabelas a seguir, t a espessura da chapa, σ_{cr} a tensão crítica elástica de encurvadura da chapa e $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y[\frac{N}{mm^2}]}}$.

Na norma EN 1993-1-5, encontram-se a tabela 4.1 e a tabela 4.2 que permitem determinar a largura efetiva dos elementos de chapa à compressão, sendo a tabela 4.1 para elementos internos comprimidos e a tabela 4.2 para elementos externos comprimidos.

Tendo feito esses passos para a avaliação da capacidade resistente e nomeadamente nas fórmulas de interação para o comportamento global e da própria capacidade da secção das vigas-coluna que se tivesse em conta os momentos secundários adicionais devido às solicitações N_{sd} , $M_{y,sd}$ e $M_{z,sd}$ que são calculados por tendo em conta que e_y e e_z são respectivamente a variação do centro de gravidade da secção em relação ao eixo y-y e em relação ao eixo z-z:

$$\Delta M_y = N_{sd}e_y, \quad \Delta M_z = N_{sd}e_z \quad (92)$$

Convém referir que para o cálculo das vigas-coluna em situação de incêndio pelo vários métodos que foram alvo de estudo neste trabalho de consultar o Anexo B, onde se preparou algumas folhas de cálculo para automatizar o cálculo de secções efetivas de secções para posterior cálculo/verificação da segurança segundo o Eurocódigo 3 de vigas-coluna em situação de incêndio.

3.1.2 Anexo Francês, Método 1

Preparou-se igualmente uma folha de cálculo, neste trabalho, para além do método proposto pelo EC3-1-2, que foi descrito de maneira geral no ponto 3.1.1, para a verificação da segurança de vigas-coluna em situação de incêndio e para o cálculo da temperatura crítica de uma viga-coluna submetida a esforços de compressão $N_{fi,Ed}$ e de flexão com $M_{y,fi,Ed}$ e de $M_{z,fi,Ed}$, usando o método proposto no anexo francês da referida norma francesa do EC3, em que a expressão para a verificação da segurança é:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd,y}} + k_{yy} \frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{fi,t,Rd,z}} \leq 1 \quad (93)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd,z}} + k_{zy} \frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{fi,t,Rd,z}} \leq 1 \quad (94)$$

, sendo que os fatores k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} eram dados pelas seguintes expressões:

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{\mu_y}{N_{cr,fi,y}}}, k_{yz} = C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{\mu_y}{N_{cr,fi,z}}} \quad (95)$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{\mu_z}{N_{cr,fi,y}}}, k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{\mu_z}{N_{cr,fi,z}}} \quad (96)$$

, sendo que os fatores C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} são dependentes do diagrama de momentos no caso do método 1 proposto no EC3-1-1. Os valores dos fatores $k_{0,2p,\theta}$ e E_0 , em situação de incêndio que foram utilizados no Método Francês, foram os dados pela tabela 4 a seguir. Convém referir que o procedimento de cálculo segundo a proposta do método 1 que está presente no anexo A do EC3-1-1, foi desenvolvido (Lopes, 2009 [28]) por uma equipa Franco-Belga (Boissonade et al, 2006; Villette et al, 2000) que combinaram regras de dimensionamento teóricas com calibração numérica para ter em conta as diferenças entre o modelo real e o modelo teórico a uma temperatura a frio. No Anexo D ao presente trabalho está exemplificado este método.

3.1.3 Método 2 adaptado ao fogo

Preparou-se também a folha para considerar o método 2 da parte 1-1 do EC3 adaptado a fogo (Anexo E), embora convém referir que o anexo francês só refira o método 1 igualmente proposto no anexo do EC3-1-1. O intuito foi de perceber melhor qual o comportamento destes modelos de cálculo simples e qual aqueles se aproxima mais dos resultados numéricos, sendo que para este último método, os fatores k_{ij} são dados por:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0.6 \bar{\lambda}_{y,\theta} \frac{N_{fi,Ed}}{\frac{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi}}{\gamma_{m,fi}}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0.6 \frac{N_{fi,Ed}}{\frac{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi}}{\gamma_{m,fi}}} \right), k_{yz} = k_{zz}$$

$$k_{zy} = 0.8k_{yy}, k_{zz} = C_{mz} \left(1 + 0.6\bar{\lambda}_{z,\theta} \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0.6\bar{\lambda}_{z,\theta} \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi}} \right)$$

Em relação ao Método 2, que está descrito no anexo B da parte 1-1 do EC3, convém mencionar que este resulta de uma proposta austro-germânica que tenta simplificar a verificação da estabilidade de vigas-coluna, sendo que todos os fatores k_{ij} foram obtidos por meio de calibração numérica (Lopes, 2009, [28]).

Mais uma vez para o cálculo da temperatura crítica, houve a necessidade de utilizar um procedimento iterativo no sentido de calcular a temperatura crítica para uma dada temperatura inicial T [°C] e calcular o grau de utilização da viga-coluna correspondente para se calcular uma nova temperatura e assim por diante. Os valores dos fatores $k_{0,2p,\theta}$ e E_θ , em situação de incêndio que foram utilizados no Método Francês, foram os mesmos do que para o método 1 e foram os seguintes:

Tabela 4: Fatores de redução para o Método Francês [14]

<i>Temperatura do aço</i> θ_a	<i>Fator de redução para as secções laminadas a quente</i>	
	$k_{E,\theta}=E_{a,\theta}/E_a$	$k_{0,2p,\theta}=f_{0,2p,\theta}/f_y$
20 [°C]	1.000	1.000
100 [°C]	1.000	1.000
200 [°C]	0.900	0.896
300 [°C]	0.800	0,793
400 [°C]	0.700	0.694
500 [°C]	0.600	0.557
600 [°C]	0.310	0.318
700 [°C]	0.130	0.150
800 [°C]	0.090	0.078
900 [°C]	0.0675	0.048
1000 [°C]	0.045	0.032
1100 [°C]	0.0225	0.046
1200 [°C]	0.000	0.000

3.2 Norma Britânica BS5950

Achou-se interessante nesta dissertação efetuar uma comparação entre as fórmulas propostas pelas normas de outros países, sejam eles entre outros países da Europa, como os de outros Continentes, sendo que por razões linguísticas sobretudo pelo autor deste

documento só conhecer algumas línguas, adotou-se uma “investigação” ou pesquisa no sentido de saber como é que no Reino Unido, na América (USA) e na Austrália, países em que se fala o inglês, se calculam e verificam as resistências das barras em fase de dimensionamento para comparação com o EC3 em situação de incêndio.. Como se verá a seguir, a maneira de eles tratarem o assunto é bastante diferente sendo que em alguns conceitos haja uma harmonia com o EC3, se pensarmos que alguns dos nomes dados aos conceitos tem equivalência com o EC3. Na norma britânica 5950 “Structural Use of Steelwork in Building” Part 1 “Code of Standard Practice for Design in Simple and Continuous Construction: Hot Rolled Sections” [10], começa-se por definir os vários estados limites, como os estados limites últimos nas estruturas metálicas que incluem a resistência (“yielding”, “rupture”, “buckling”), a instabilidade à torção, a fratura devida a fadiga nessas estruturas e define-se os estados limites de serviço que incluem a verificação das flechas, a vibração, e a corrosão devido à corrosão e à durabilidade.

Definem-se para a verificação da resistência de igual forma do que para o EC3 fatores de segurança para a resistência dos materiais. É dito que as estruturas metálicas devem garantir a resistência adequada face aos efeitos devidos à carga como o peso próprio, a carga imposta e os efeitos do vento e os efeitos da temperatura que pode segundo esta norma variar entre -5 e 35°C. Na secção relativamente às propriedades dos materiais é dito que as resistências do aço deverão ser as seguintes:

Tabela 5: Valores da tensão de cedência para dimensionamento para os diversos tipos de aço e em função da espessura [30]

<i>Resistência de cálculo, ρ_y</i>		
<i>Classe de aço</i>	<i>Espessura inferior ou igual a</i>	<i>Secções, Placas e Secções ocas ρ_y [N/mm²]</i>
43	16	275
	40	265
	63	255
	80	245
	100	235
50	16	355
	40	345
	63	335
	80	325
	100	315

	16	450
55	25	430
	40	
	63	400

Nesta norma também é dito que para as outras propriedades do aço, que em relação ao módulo de elasticidade se poderá utilizar um valor de 205 [KN/mm²], um coeficiente de Poisson $\nu=0.30$ e um coeficiente de expansão térmica linear $\alpha=12\cdot 10^{-6}/[^\circ\text{C}]$. Nessa norma é referido que as secções são classificadas à semelhança do EC3, como plásticas, compactas, semi-compactas e esbeltas e que estas podem ser compostas de elementos de várias classes. As secções plásticas correspondem ao EC3 às de classe 1, as compactas às de classe 2, as semi-compactas às de classe 3 e as esbeltas às de classe 4.

É referido uma tabela que se transcreve num dos anexos ao presente trabalho (Anexo A) referente aos ratios entre largura e espessura das secções para sua classificação que permite, quando se verifica que estes limites são excedidos, que então estamos em presença de um elemento de classe 4. Para não sobrecarregar muito o texto preferiu-se indicar a tabela nas secções anexas ao documento.

Para as almas de secções semi-compactas, os ratios limites d/t são dados pelas seguintes expressões:

Se R for positivo, então para secções soldadas, teremos: $\frac{d}{t} \leq \frac{120\varepsilon}{1+1.5R}$ e $e \leq \left(\frac{41}{R} - 13\right)\varepsilon$ e

para secções laminadas $\frac{d}{t} \leq \frac{120\varepsilon}{1+1.5R}$ e $e \leq \left(\frac{41}{R} - 2\right)\varepsilon$.

Se R for negativo: $\frac{d}{t} \leq \frac{120\varepsilon}{(1+R)^2}$ e $e \leq 250\varepsilon$ na qual R é o ratio entre a tensão longitudinal média na alma em relação a ρ_y , compressão sendo considerada positiva e a tensão considerada negativa. Portanto se estes limites forem ultrapassados estamos em presença de uma secção de Classe 4 como referido no EC3 ou de uma secção esbelta (“slender section”).

De igual forma e à semelhança com o EC3, é referido nessa norma que para secções de Classe 4, a encurvadura local pode ser o critério de dimensionamento quando as proporções dos elementos numa secção transversal excedem os valores da tabela anterior. Nessa norma é referido que se poderá considerar um valor para a resistência no dimensionamento da secção ρ_y e que para outros elementos, este valor da resistência deve ser reduzido por um fator dado pela seguinte tabela:

Tabela 6: Fatores de Redução da tensão de cedência f_y para elementos esbeltos [10]

Fatores de redução para elementos esbeltos		
Tipo de elementos	Tipo de secção	Fator de redução da resistência
Elemento externo do banzo comprimido	Built up by welding	$\frac{10}{\frac{b}{T\varepsilon} - 3}$
	Rolled sections	$\frac{11}{\frac{b}{T\varepsilon} - 4}$
Elemento interno do banzo comprimido	Built up by welding	$\frac{21}{\frac{b}{T\varepsilon} - 7}$
	Rolled sections	$\frac{31}{\frac{b}{T\varepsilon} - 8}$
Partes de cantoneiras simples ou de cantoneiras duplas separadas	Rolled angle section	$\text{MIN}\left(\frac{11}{\frac{d}{T\varepsilon}} - 4; \frac{19}{\frac{(b+d)}{T\varepsilon} - 4}\right)$
Partes de Cantoneiras duplas com os cantos em contacto	Rolled angle	$\frac{11}{\frac{b}{T\varepsilon} - 4}$
Pés de secções em T		$\frac{14}{\frac{d}{t\varepsilon} - 5}$

Quando se verificar por exemplo a título meramente exemplificativo a resistência ao corte de elementos metálicos segundo esta norma britânica [10] é referido que a força de corte F_v não deve ser maior do que a resistência ao corte $P_v=0.6\rho_y A_v$, sendo A_v para elementos em I, H por tD , para elementos em caixão td , para barras e elementos em placa por $0.9A$, para secções ocas retangulares com carga paralela à alma por $D/(D+B) \cdot A$, para secções circulares ocas por $0.6A$ e para outros elementos $0.9A_0$, onde t é a espessura total da alma, B a largura, D a altura total da secção, d a altura total da alma, A a área da secção e A_0 é a área do elemento retilíneo da secção com a sua dimensão maior na direção paralela à carga.

3.2.1 Verificação à Flexão

Para comparação com o EC3, tem-se que no caso de verificar a resistência à flexão e em que a presença do esforço de corte é pequena, é referido [10], que nesse caso a capacidade resistente da secção será no caso do esforço de corte $F_v \leq 0.6P_v$ que para secções plásticas e semi-compactas que $M_c = \rho_y S \leq 1.2\rho_y Z$, com S sendo o módulo de flexão plástico e Z o

módulo de flexão elástico no caso de se tratar de secções semi-compactas ou esbeltas, teremos que a resistência será dada como $M_c = \rho_y Z$, onde ρ_y é a tensão de cedência que no caso de secções esbeltas tem ser reduzida tendo em conta a tabela precedente para redução da tensão de cedência. No caso de estarmos em presença de uma grande esforço de corte F_v , então nesse caso como $F_v > 0.6P_v$, então a capacidade de resistência à flexão da secção [30] será dada por, no caso de se tratar de secções de plásticas ou compactas como:

$$M_c = \rho_y (S - S_v \rho_1) \leq 1.2 \rho_y Z, \text{ onde } \rho_1 = \frac{2.5 F_v}{P_v} - 1.5 \quad (97)$$

e onde S_v deve ser considerado igual ao módulo plástico da área de corte com banzos iguais. Para secções com banzos desiguais, o módulo plástico da secção menos o módulo plástico da secção restante depois da dedução da área de corte e para secções compactas e semi-compactas a resistência calcula-se da mesma maneira do que com as fórmulas precedentemente indicadas.

3.2.2 Verificação à Compressão e Flexão Composta

No que diz respeito à resistência de elementos em compressão e à semelhança do EC3, tem-se que a resistência à compressão é dada no caso de secções de plásticas, compactas e semi-compactas por:

$$P_c = A_g \rho_c \quad (98)$$

onde ρ_c é a resistência à compressão. No caso de se tratar de secções esbeltas, a norma britânica refere que esta deve ser calculada por:

$$P_c = A_g \rho_{cs} \quad (99)$$

, sendo ρ_{cs} a resistência à compressão para secções esbeltas, sendo que ρ_c e ρ_{cs} são as resistências à compressão dependentes da esbelteza λ da barra da secção bruta, da tensão de cedência do aço ρ_y ou para o caso das secções esbeltas da tensão de cedência reduzida, sendo que para cada tipo de secção e cada eixo de flexão são propostas duas tabelas que permitem com base na esbelteza da secção e da tensão de cedência calcular a resistência à compressão ρ_c . Não se refere aqui as tabelas por serem demasiado extensas remetendo-se para a consulta da norma britânica BS5950, Part1. Querendo só fazer um apanhado das principais fórmulas propostas nessa norma, tem-se que no caso das verificações de uma barra carregada axialmente e sujeitas a momentos é referido que se deve calcular ou verificar a capacidade local nos pontos com maiores momentos de flexão e de carga axial, sendo que esta carga pode ser limitada ou por cedência ou por encurvadura local

dependendo das propriedades das secções e que se deve igualmente e mais uma vez à semelhança do EC3 fazer uma verificação para a encurvadura global. Para a verificação local, é dito que para secções semi-compactas e esbeltas que se deve verificar [10]:

$$\frac{F}{A_g \rho_y} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (100)$$

, não esquecendo que para o caso de secções esbeltas é necessário utilizar uma tensão de cedência reduzida para o aço. No caso de se tratar de secções compactas ou plásticas a norma propõe [30]:

$$\left(\frac{M_x}{M_{rx}}\right)^{z_1} + \left(\frac{M_y}{M_{ry}}\right)^{z_2} \leq 1 \quad (101)$$

, onde os fatores z_1 e z_2 são constantes que dependem da forma da secção (I,H, RHS, CHS,...). Para a verificação global é proposto uma aproximação simplificada que diz que e à semelhança do EC3 mais uma vez que se deve verificar a seguinte relação [30]:

$$\frac{F_p}{A_g \rho_c} + \frac{mM_x}{M_b} + \frac{mM_y}{\rho_y Z_y} \leq 1 \quad (102)$$

, onde m é um fator equivalente de momento uniforme obtido pela tabela 18 da norma [30], M_b o momento de encurvadura lateral em relação ao eixo de maior inércia. É proposto uma aproximação mais exata que toma a forma:

$$\frac{mM_x}{M_{ax}} + \frac{mM_y}{M_{ay}} \leq 1 \quad (103)$$

, onde M_{ax} é o momento máximo de encurvadura lateral em relação ao eixo de maior inércia na presença de uma carga axial, sendo o menor dos seguintes valores:

$$M_{cx} \frac{\left(1 - \frac{F}{P_{cx}}\right)}{\left(1 + \frac{0.5F}{P_{cx}}\right)} \quad (104)$$

Ou no caso de se tratar de encurvadura lateral por flexão por:

$$M_b \left(1 - \frac{F}{P_{cy}}\right) \quad (105)$$

, e onde M_{ay} é o momento de encurvadura lateral por flexão em relação ao eixo de menor inércia dado por:

$$M_{cy} \frac{\left(1 - \frac{F}{P_{cy}}\right)}{\left(1 + \frac{0.5F}{P_{cy}}\right)} \quad (106)$$

, onde M_{cx} é o momento resistente em relação ao eixo de maior inércia, M_{cy} é o momento resistente em relação ao eixo de menor inércia mas não sujeita à restrição $M_c \leq 1.2 \rho_y Z$, P_{cx} e P_{cy} a resistência à compressão em relação respectivamente ao eixo de maior ou de menor inércia da secção [30].

Na parte 8 da Norma Britânica 5950 [11], que é consagrada ao fogo, à semelhança do Eurocódigo define-se os fatores de redução de resistência é referido que as cargas em situação de incêndio devem ser obtidas através da amplificação destas através dos seguintes valores γ_f dados na tabela a seguir:

Tabela 7: Fatores de carga para a verificação em situação de incêndio segundo norma BS5950 [11]

<i>Fatores de Carga para uma situação de incêndio</i>	
Carga	γ_f
Peso Próprio	1.00
<i>Cargas Impostas</i>	
Cargas Permanentes:	
(1) Aquelas especialmente propostas para o dimensionamento como máquinas e equipamentos fixos, áreas fixas	1.00
(2) Armazenamento de edifícios ou áreas de armazenamento (bibliotecas)	
Cargas não Permanentes:	
(1) Em escadas de evacuação	1.00
(2) Nas outras áreas (cargas impostas devida à neve podem ser ignoradas)	0.80
Cargas de Vento	0.33

Nesta norma é referido que os fatores de segurança no dimensionamento para o aço é igual a 1.00 da mesma forma do que no EC3-1-2, em que $\gamma_{m,fi}=1.00$. No que se refere a temperaturas críticas, é referido que estas devem ser calculadas da mesma forma do que para o EC3, usando o grau de utilização que nesta norma é definido como R de “ratio”, sendo este definido para vigas como:

$$R = \frac{M_f}{M_c} \quad \text{ou} \quad R = \frac{mM_f}{M_b} \quad (107)$$

Onde M_f é o momento aplicado em situação de incêndio, M_b o momento resistente à encurvadura lateral e M_c é M_{cx} ou M_{cy} são os momentos resistentes da secção em relação ao eixo de maior ou de menor inércia na ausência de esforço axial da secção e m é um fator do momento equivalente uniforme. No caso de colunas R é dado segundo esta norma por:

$$R = \frac{F_f}{A_g \rho_c} + \frac{M_{fx}}{M_b} + \frac{M_{fy}}{\rho_y Z_y} \quad (108)$$

, onde A_g é a área bruta da secção, ρ_c a resistência à compressão, ρ_y a resistência à compressão do aço, Z_y o módulo elástico em relação ao eixo de menor inércia, M_b o momento resistente a encurvadura lateral, F_f o esforço axial em situação de incêndio e M_{fx} ou M_{fy} o momento máximo em relação ao eixo de maior ou de menor inércia, sendo que a verificação da segurança para um certo período de tempo se efetua da mesma forma do que para o EC3. Nesta norma é referido uma tabela que dado o tempo requerido de resistência ao fogo e da espessura do banzo do perfil dá-nos diretamente a temperatura do aço que permite que, para se verificar a segurança, tem de ser inferior à temperatura crítica, sendo esta última é dada e obtida através de uma tabela que em função do grau de utilização R e da descrição do membro, se está em compressão, flexão suportando ou não laje de betão (Construção Mista) dá-nos diretamente esse valor que não pode ser ultrapassada para o tempo requerido regulamentar por exemplo.

3.3 Norma Australiana AS 4100-1998

Nesta norma, AS 4100-1998, intitulada “Steel Structures” [13] é referido que as combinações de carga a utilizar deverão ser as prescritas na norma AS1170.1. Para os estados limites de instabilidade deverão se considerar os efeitos das ações S^* calculadas de acordo com as combinações de carga para os estados limites últimos de resistência a partir da norma AS1170.1. É referido que a resistência de cálculo deverá ser calculada como 0.8 vezes da carga devido ao peso próprio causando instabilidade mais a capacidade de cálculo ΦR_u de quaisquer elementos resistindo a instabilidade, onde Φ é o fator de capacidade que se pode encontrar na referida norma, tendo-se que se verificar a seguinte relação:

$$S^* \leq \Phi R_u \quad (109)$$

3.3.1 Dimensionamento à flexão

Nesta norma australiana AS4100-1998 [6] é referido que quando se pretende dimensionar um membro em flexão segundo eixo principal de inércia por um método elástico se de verá satisfazer a seguinte relação:

$$M_x^* \leq \Phi M_{sx} \quad (110)$$

$$M_x^* \leq \Phi M_{bx} \quad (111)$$

, onde M_x^* é o momento de cálculo em relação ao eixo x e Φ um fator de capacidade, M_{sx} é a capacidade resistente nominal a momentos, e M_{bx} a capacidade resistente nominal a momentos tendo em conta os efeitos de encurvadura lateral. Um membro que seja fletido

segundo o eixo menor de inércia por um método elástico deve segundo a norma australiana verificar uma relação semelhante:

$$M_y^* \leq \Phi M_{sy} \quad (112)$$

, onde M_y^* é o momento de cálculo em relação ao eixo y e M_{sy} é a capacidade nominal da secção a momentos segundo o eixo y. Para a capacidade resistente a momentos da secção em relação a um eixo principal é referido que esta pode ser calculada usando a seguinte fórmula:

$$M_s = f_y Z_e \quad (113)$$

, onde Z_e é o módulo efetivo da secção e f_y a tensão de cedência do aço empregue.

3.3.2 Esbelteza das secções segundo norma australiana

É definido na norma australiana que a esbelteza da secção λ_s deverá ser considerada como a esbelteza λ_e do elemento da secção o maior valor de λ_e/λ_{ey} , onde

$$\lambda_e = \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{f_y}{250}} \quad (114)$$

, onde λ_{ey} é a esbelteza limite dado pela seguinte tabela, b a distância entre a face exterior do elemento até à chapa suportante e t a espessura do elemento da secção. É definido limites para esbelteza limites para a plasticidade da secção λ_{sp} (correspondentes às secções de classe 1 e 2 no EC3) e para a esbelteza de cedência λ_{sy} (correspondentes a secções de classe 3, sendo que estes devem ser considerados iguais aos valores limites de esbelteza λ_{ep} e λ_{ey} dados na tabela em anexo ao presente trabalho no Anexo A para comparação com o valor da esbelteza máxima λ_e/λ_{ey} que permite com estes valores limites referentes, a classificação das secções segundo esta norma.

3.3.3 Dimensionamento de secções a flexão composta

A norma australiana fornece expressões no caso de termos secções sujeitas a flexão com esforço axial. No caso de se ter flexão segundo o eixo forte e esforço axial, temos que:

$$M_x \leq \Phi M_{rx} \quad (115)$$

, onde M_{rx} é a capacidade nominal da secção reduzida para ter em conta o esforço axial:

$$M_{rx} = M_{sx} \left(1 - \frac{N^*}{\Phi N_s}\right) \quad (116)$$

No caso de secções duplamente simétricas em forma de I ou secções retangulares ou quadradas, M_{rx} pode ser calculado por:

$$M_{rx} = 1.18M_{sx} \left(1 - \frac{N^*}{\Phi N_s}\right) \leq M_{sx} \quad (117)$$

(no caso de k_f ser igual a 1 ou para elementos à tração)

ou por:

$$M_{rx} = M_{sx} \left(1 - \frac{N^*}{\Phi N_s}\right) \left[1 + 0.18 \left(\frac{82 - \lambda_w}{82 - \lambda_{wy}}\right)\right] \quad (118)$$

, onde λ_w e λ_{wy} são os valores λ_e e λ_{ey} para a alma.

No caso de se tratar de flexão segundo o eixo fraco composta com esforço axial, então temos segundo a norma australiana que:

$$M_y^* \leq \Phi M_{ry} \quad (119)$$

, onde Φ é o fator de capacidade e M_{ry} é a capacidade nominal da secção reduzida para ter em conta o esforço axial:

$$M_{ry} = M_{sy} \left[1 - \frac{N^*}{\Phi N_s}\right] \quad (120)$$

Da mesma forma do que para o eixo forte, para secções duplamente simétricas em forma de I, M_{ry} pode ser calculado por:

$$M_{ry} = 1.19M_{sy} \left[1 - \left(\frac{N^*}{\Phi N_s}\right)^2\right] \leq M_{sy} \quad (121)$$

Para secções retangulares ou secções quadradas ocas, podemos determinar M_{ry} por:

$$M_{ry} = 1.18M_{sy} \left[1 - \left(\frac{N^*}{\Phi N_s}\right)\right] \leq M_{sy} \quad (122)$$

No caso de termos flexão segundo os dois eixos, então segundo a norma deverá se verificar que:

$$\frac{N^*}{\Phi N_s} + \frac{M_x^*}{\Phi M_{sx}} + \frac{M_y^*}{\Phi M_{sy}} \leq 1 \quad (123)$$

ou ainda no caso de secções duplamente simétricas em forma de I ou secções retangulares ou quadradas ocas as secções devem satisfazer segundo a norma a seguinte relação:

$$\left(\frac{M_x^*}{\Phi M_{rx}}\right)^\gamma + \left(\frac{M_y^*}{\Phi M_{ry}}\right)^\gamma \leq 1 \quad (124)$$

, onde o fator γ vale:

$$\gamma = 1.4 + \left(\frac{N^*}{\Phi N_s}\right) \leq 2.0 \quad (125)$$

As fórmulas anteriores dizem respeito à verificação da capacidade da secção. Para a verificação do membro em relação à sua capacidade, temos que para elementos em flexão deverá se verificar que:

$$M^* \leq \Phi M_i \quad (126)$$

, onde M^* é o momento de dimensionamento em relação ao eixo principal, Φ o fator de capacidade, M_i a capacidade nominal do elemento no plano considerado dado por [6]:

$$M_i = M_s \left[1 - \frac{N^*}{\Phi N_c} \right] \quad (127)$$

, com M_s é a capacidade nominal da secção em relação ao mesmo eixo principal do que o momento de dimensionamento, N^* a força de compressão axial de cálculo e N_c a capacidade do elemento em relação à encurvadura segundo o eixo considerado, usando o comprimento l_e . No caso de se tratar de secções duplamente simétricas em forma de I ou para secções retangulares e quadradas ocas e para as quais o fator de forma é igual a 1, a norma fornece a seguinte expressão [6]:

$$M_i = M_s \left(\left[1 - \left(\frac{1+\beta_m}{2} \right)^3 \right] \left(1 - \frac{N^*}{\Phi N_c} \right) + 1.18 \left(\frac{1+\beta_m}{2} \right)^3 \sqrt{1 - \frac{N^*}{\Phi N_c}} \right) \quad (128)$$

, onde β_m é a relação entre o menor e o maior momento devendo ser considerado positivo para elementos fletidos com curvatura invertida. Em relação à encurvadura fora do plano de flexão (encurvadura lateral), deve se verificar segundo a norma [6] que:

$$M_x^* \leq \Phi M_{ox} \quad (129)$$

, onde Φ é o fator de capacidade e M_{ox} é o momento resistente à encurvadura dado por:

$$M_{ox} = M_{bx} \left(1 - \frac{N^*}{\Phi N_{cy}} \right) \quad (130)$$

, onde M_{bx} é o momento resistente nominal do elemento sem apoios laterais e fletidos e N_{cy} a capacidade nominal do elemento em compressão axial para a encurvadura em relação ao eixo de menor inércia.

Quando estivermos em presença de flexão em relação aos dois eixos e no caso de compressão, a norma australiana refere que então se deva verificar a seguinte relação:

$$\left(\frac{M_x^*}{\Phi M_{cx}} \right)^{1.4} + \left(\frac{M_y^*}{\Phi M_{iy}} \right)^{1.4} \leq 1 \quad (131)$$

, onde Φ é um fator de capacidade, M_{cx} o menor valor entre o momento resistente nominal (M_{ix}) e o momento nominal em relação à encurvadura lateral M_{ox} para flexão em torno do

eixo x-x, e M_{iy} o momento resistente nominal em relação à flexão em torno do eixo principal y-y [35].

3.3.4 Determinação do comportamento de secções em situação de incêndio segundo a norma australiana AS4100-1998

Segundo esta norma, a determinação da resistência ao fogo de elementos metálicos em situação de incêndio deverá ser efetuada usando um dos três seguintes métodos: por cálculo determinando da mesma forma do que no EC3 a temperatura limite do aço T_l e determinando o PSA (Period of Structural Adequacy) que é o tempo que decorre até que a temperatura limite é atingida pelo aço, ou efetuando um teste à escala real ao fogo ou ainda por uma análise estrutural usando as propriedades mecânicas que variam com a temperatura como a seguir se indicam. Em relação à variação da tensão de cedência com a temperatura, a influência da temperatura pode-se exprimir como [6]:

$$\begin{aligned} \frac{f_y(T)}{f_y(20)} &= 1.0 \text{ para } 0 < T \leq 215[^\circ\text{C}] & (132) \\ &= \frac{905 - T}{690} \text{ para } 215 < T \leq 905[^\circ\text{C}] \end{aligned}$$

, onde $f_y(T)$ é a tensão de cedência do aço à temperatura T [$^\circ\text{C}$], $f_y(20)$, a tensão de cedência a 20 [$^\circ\text{C}$] e T a temperatura do aço em [$^\circ\text{C}$]. A variação do módulo de elasticidade com a temperatura é segundo a norma dado por:

$$\begin{aligned} \frac{E(T)}{E(20)} &= 1.0 + \left[\frac{T}{2000 \left[\ln \left(\frac{T}{1100} \right) \right]} \right] \text{ para } 0[^\circ\text{C}] < T \leq 600[^\circ\text{C}] & (133) \\ &= \frac{690 \left(1 - \frac{T}{1000} \right)}{T - 53.5} \text{ para } 600 < T \leq 1000[^\circ\text{C}] \end{aligned}$$

A norma propõe da mesma forma do que para o EC3 uma fórmula para determinar a temperatura crítica T_l . Esta é dada por [13]:

$$T_l = 905 - 690r_f \quad (134)$$

, onde r_f é a relação entre as ações de cálculo no elemento em situação de fogo e a capacidade de cálculo do elemento ΦR_u determinada a temperatura ambiente. A norma define também como é que se pode determinar o tempo a partir do qual a temperatura

limite é alcançada. Enquanto no EC3 é definido uma equação que define o incremento da temperatura ΔT com o incremento do tempo Δt e em função das condições de exposição e da temperatura dos gases ambientes em situação de incêndio, que permite a construção de nomogramas e tabelas que em função do fator de massividade do perfil $k_{sh}A_m/V$, para perfis não protegidos ou do fator $A_p/V\lambda_p/d_p$, para perfis protegidos que listam a temperatura em função do tempo como se pode encontrar em “Incêndio em Estruturas Metálicas, Cálculo Estrutural” a norma australiana AS4100-1998 tem uma metodologia diferente, sendo que ela propõe duas expressões, uma para uma exposição ao fogo em 3 lados e outra para uma exposição ao fogo em 4 lados. Para uma exposição em 3 lados a norma propõe que o tempo t para atingir a temperatura limite seja dado por [13]:

$$t = -5.2 + 0.0221T + \left(\frac{0.433T}{k_{sm}}\right) \quad (135)$$

Para uma exposição em 4 lados, a norma propõe a seguinte relação para a temperatura limite [13]:

$$t = -4.7 + 0.0263T + \left(\frac{0.213T}{k_{sm}}\right) \quad (136)$$

, onde t é igual ao tempo de início até atingir a temperatura crítica, T a temperatura do aço em graus [°C], tendo-se que $500 [^{\circ}\text{C}] \leq T \leq 750 [^{\circ}\text{C}]$ e k_{sm} o ratio entre a área exposta e a massa do perfil, tendo-se $2 [\text{m}^2/\text{tonelada}] \leq k_{sm} \leq 35 [\text{m}^2/\text{tonelada}]$. Para temperaturas inferiores a $500 [^{\circ}\text{C}]$, a norma não fornece expressões sendo que esta indica que neste caso se deva fazer uma interpolação entre o tempo obtido para uma temperatura de $500 [^{\circ}\text{C}]$ e o tempo $t=0$ que corresponde a uma temperatura de 20°C , ou seja a temperatura ambiente [6].

3.4 Norma Americana AISC360-10

É referido nesta norma americana AISC360-10 intitulada “Specification for Structural Steel Buildings” [1] que para o Dimensionamento de Estruturas Metálicas para Edifícios (Structural Steel Building) que se poderá utilizar qualquer código/norma de construção que se possa aplicar, sendo que as cargas e as combinações a utilizar são aquelas especificadas no documento SEI/ASCE 7. É referido que as cargas nominais são aquelas definidas nas normas de construção aplicáveis. Para o dimensionamento é referido que se poderá utilizar as disposições relativas a dois métodos de dimensionamento que são o “Load and

Resistance Factor Design (LRFD) ou as disposições relativas ao 2º método chamado de “Allowable Strength Design (ASD). É referido que se poderá dimensionar por métodos elásticos, inelásticos ou até plásticos. No que diz respeito aos estados limites é referido que da mesma forma do que no EC3 que o estado limite de resistência (estado limite último de acordo com o EC3) e de utilização não deverá ser excedido quando a estrutura for sujeita às apropriadas combinações de carga.

Para o dimensionamento segundo o método “Design for Strength Using Load and Resistance Factor Design”, é referido que o dimensionamento segundo as indicações relativas à dita norma será conforme se para o cálculo de cada componente estrutural, se se verificar que esta iguala ou excede a resistência requerida determinada com base das combinações de cálculo LRFD. No dimensionamento deverá se verificar que o seguinte critério será verificado:

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (137)$$

, onde R_u é a resistência requerida (LRFD), R_n a resistência nominal, Φ o fator de resistência, ΦR_n a resistência de cálculo. Se se utilizar o segundo método de dimensionamento usando o método chamado de tensões permitidas (ASD) ou “Design for Strength Using Allowable Strength Design”, que o dimensionamento será conforme à dita norma se a resistência permitida para cada componente estrutural excede ou é igual à resistência requerida na base das combinações de cálculo ASD. Para que o dimensionamento seja conforme é necessário que se verifique a seguinte relação:

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega} \quad (138)$$

, onde R_a é a resistência requerida (ASD), R_n a resistência nominal, Ω um fator de segurança e R_n/Ω a resistência permitida (de cálculo). No que diz respeito ao dimensionamento ao fogo é referido que se poderá utilizar dois métodos, sendo o primeiro por testes qualificados (Qualification Testing) e o segundo a análise de engenharia. Nesta norma, as secções são classificadas como compactas, não compactas ou esbeltas. Para que uma secção seja classificada como compacta, é necessário que os banzos sejam conectados à alma e que os valores das relações entre largura/espessura dos elementos comprimidos não sejam superiores aos valores λ_p da tabela que vem em anexo ao trabalho (Anexo G). No caso desta relação para qualquer elemento comprimido ultrapassar os valores λ_p , mas não exceder λ_r a secção será classificada como não compacta, e se no caso do valor desta relação ultrapassar o valor λ_r , a secção será classificada como esbelta [1].

No caso de elementos que não estejam reforçados suportados unicamente só através um lado paralelo à direção da força de compressão, a largura deve ser tomada igual a:

Para banzos de membros com uma forma em I e elementos em T, a largura deverá ser tomada igual a metade da largura b_f .

No caso de elementos que sejam reforçados suportados através de dois lados paralelos à direção da força de compressão, a largura deverá ser tomada igual a:

- (a) Para almas de secção laminadas ou enformadas, h deverá ser tomada igual à distância entre os banzos menos a espessura da solda ou o raio em cada banzo, sendo que o h_c deverá ser tomado igual à distância entre o centro de gravidade da secção e o banzo comprimido retirando a espessura da solda ou o raio do banzo [1].
- (b) Para banzos de secções retangulares (HSS), a largura b é a distância entre almas menos o raio do canto de cada banzo de cada lado. Para almas de secções retangulares HSS, h deverá ser tomada igual à distância entre banzos menos o raio de concordância entre os banzos. No caso de não se conhecer o raio, deverá se considerar que b e h são a respetiva dimensão exterior menos três vezes a espessura [1]. De referir que para esta norma se deverá ver o Anexo A onde está presente a classificação para os tubos retangulares em especial por terem sido alvo de um caso de estudo neste trabalho. Para outras secções convém consultar a norma americana.

3.4.1 Verificação da segurança com a norma americana AISC360-10

A resistência de cálculo à compressão $\Phi_c P_n$ e a resistência permitida à compressão P_n/Ω_c são determinados da seguinte maneira, considerando que a resistência nominal à compressão P_n deve ser o estado limite último de encurvadura por flexão, encurvadura por torção, e encurvadura por flexão-torção, sendo que para secções duplamente simétricas e uma vez simétricas, o estado limite de encurvadura por flexão é aplicável e que para secções simplesmente simétricas ou secções assimétricas, que se deverá também considerar os estados limites de encurvadura por torção ou encurvadura por flexão-torção, sendo que os fatores de segurança devem ser considerados tomados iguais a $\Phi_c=0.90$ (LRFD) e $\Omega_c=1.67$ (ASD).

No que diz respeito à limitação da esbelteza, e para o comprimento efetivo da coluna que KL/r não deverá ser tomado superior a 200, sendo L , o comprimento não apoiado, r o raio de giração, e K um fator para o comprimento efetivo.

3.4.2 Membros com secções esbeltas (membros com elementos esbeltos) segundo a norma americana AISC360-10

A resistência nominal à compressão P_n para este tipo de secções é segundo esta norma determinado os estados limites de encurvadura por flexão, encurvadura por torção e encurvadura por flexão torção através das seguintes expressões [12]:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (139)$$

(a) Quando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ (ou $F_e \geq 0.44QF_y$)

$$F_{cr} = Q \left[0.658 \frac{QF_y}{F_e} \right] F_y \quad (140)$$

(b) Quando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ (ou $F_e < 0.44QF_y$)

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (141)$$

, onde F_e é a tensão crítica de encurvadura elástica, $Q=1.0$ para membros com secções compactas e não compactas para elementos uniformemente comprimidos e $Q=Q_s Q_a$ para elementos com secções com elementos esbeltos [1]. Para secções compostas por elementos esbeltos não reforçados $Q=Q_s(Q_a=1)$, enquanto que para secções compostas unicamente por elementos esbeltos, $Q=Q_a(Q_s=1)$ e no caso de secções compostas com elementos esbeltos reforçados e não reforçados $Q=Q_s Q_a$ [1].

(a) O fator Q_s para elementos esbeltos não reforçados é definido da seguinte maneira e no caso de banzos, cantoneiras, barras projetando exteriormente de colunas laminadas ou outros elementos em compressão:

(i) Quando $\frac{b}{t} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, $Q_s=1.0$

(ii) Quando $0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, $Q_s = 1.415 - 0.74 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

(iii) Quando $\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, $Q_s = \frac{0.69E}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}$

Para elementos esbeltos reforçados, temos que o fator Q_a para elementos esbeltos reforçados é definido da seguinte maneira:

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (142)$$

, onde A é a área total da secção, e A_{eff} a soma de todas as áreas efetivas da secção baseadas na largura efetiva reduzida b_e , sendo que esta é baseada da seguinte forma [1]:

- (a) Para elementos uniformes esbeltos comprimidos com $b/t \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{f}}$, excepto banzos de secções quadradas ou retangulares de espessura uniforme:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (143)$$

, onde $f = P_n/A_{eff}$. Este fator f pode ser tomado igual a f_y segundo se se quiser evitar iteração.

- (b) Para banzos de secções quadradas ou retangulares de secções constituídas por elementos esbeltos de espessura uniforme com $b/t \geq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f}}$:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (144)$$

3.4.3 Flexão de Secções retangulares HSS e membros em forma de caixão segundo a norma americana AISC360-10

No caso de secções quadradas ou retangulares HSS e membros em forma de caixão duplamente simétricos fletidos segundo o eixo forte, tendo almas compactas ou não compactas e banzos compactos, não compactos e banzos esbeltos, a resistência à flexão deverá ter em conta igualmente o estado limite de cedência (momento plástico), encurvadura local do banzo e encurvadura local da alma em flexão pura. Para o critério de cedência a norma americana refere que [1]:

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (145)$$

, onde M_p é o módulo de flexão plástico em relação ao eixo de flexão. Para a encurvadura do banzo local, é referido que se a secção for compacta o estado limite de encurvadura local do banzo não se aplica. Para secções com banzos não compactos:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (146)$$

Para secções com banzos esbeltos, teremos:

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (147)$$

, onde S_{eff} é o módulo efetivo da secção determinado com a largura efetiva do banzo em compressão considerada como:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (148)$$

Em relação à encurvadura da alma, teremos:

Para secções compactas, o estado limite de encurvadura local da alma não se aplica. Para secções com almas não compactas:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (149)$$

4. DISCUSSÃO DE RESULTADOS E COMPARAÇÕES COM TESTES NUMÉRICOS

4.1 Considerações Gerais

Depois de se efetuar uma análise a vigas-coluna usando a proposta do Eurocódigo EC3-1-2 para vigas-coluna sujeitas a flexão composta (ver anexo ao presente trabalho), conseguiu-se construir uma folha de cálculo permitindo avaliar as temperaturas críticas e a verificação da segurança em situação de incêndio para esforços presentes no elemento estrutural usando essa proposta. Adaptou-se igualmente ao fogo uma nova proposta especialmente destinada para incluir as secções de Classe 4 em vigas-coluna mas destinada a temperatura ambiente que se tentou adaptar a situação de incêndio, sendo que não se preferiu incluí-la em anexo, visto que é uma proposta para projeto de norma (PREN1993-1-1) que está prevista a ser aplicada a frio e cujos valores não são tão fiáveis. Para comparação com a proposta do EC3-1-2, cujos valores/resultados obtidos são fiáveis, e que se incluiu em anexo, tentou-se aplicar uma análise semelhante construindo uma folha de cálculo automático, mas considerando a proposta do Anexo Francês do EC3-1-2, que prevê que se usasse o Método 1 proposto no anexo A do Eurocódigo EC3-1-1. Comparou-se também o método 2 adaptado ao fogo. Construiu-se igualmente uma folha de cálculo automático usando estas propostas permitindo avaliar a segurança em situação de incêndio de vigas-coluna usando esta proposta (ver anexo ao presente trabalho) e calcular as temperaturas críticas quando uma viga-coluna estivesse submetida a esforços.

4.2 Caso de Estudo e Modelo Numérico (SAFIR)

Foi feito o estudo, neste trabalho, igualmente, de uma secção de Classe 4 RHS (100x100x2) onde se tentou comparar os valores obtidos pelo programa de elementos finitos (MEF) SAFIR com os resultados obtidos usando o EC3-1-2 e o Método Francês, com o Método 1 do Anexo Francês do EC3-1-1 e o Método 2 do EC3-1-1 adaptado a fogo, nomeadamente no que diz respeito a diagramas de interação entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para alguns comprimentos de viga-coluna que foram iguais a $L=1,3,5$ [m]. Este programa permite uma análise realista atualmente a nível de modelação numérica em situação de incêndio nos chamados métodos avançados de cálculo. O programa SAFIR

(Franssen, 2011) que foi utilizado para esta finalidade é um ficheiro executável compilado para ser executado em computadores, num sistema operativo de 32 e 64 bits. Os ficheiros de entrada são criados através da utilização de um editor de texto e os ficheiros de saída podem ser lidos através da utilização de um Post-Processador, que neste caso foi feito através da utilização do programa Diamond (2011.a.2).

De entre as maiores características que distinguem o SAFIR de provavelmente outros programas semelhantes são de permitir modelar da maneira mais próxima possível e no nível atual do conhecimento, na área de incêndio, especialmente elementos em situação de incêndio. São de ressaltar neste programa a possibilidade, que oferece o programa, de se poder aplicar uma distribuição da temperatura transientemente ou seja que possa variar em função do tempo. De referir que a equação básica que é utilizada para a condução do calor no software é a equação de Fourier. Ao nível das dimensões espaciais, este software permite o cálculo de elementos 2D e 3D.

Para os elementos finitos utilizados, temos que a distribuição de temperatura se processa de maneira linear entre os bordos dos elementos, sendo que estes últimos podem ser triangulares ou retangulares, podendo até não serem regulares para cálculos 2D. Para cálculos em 3D, temos que os elementos são prismáticos com 6 a 8 nós. Neste programa, a geometria dos elementos não muda quando é efetuado o cálculo, sendo que a distribuição mecânica da estrutura não influencia a distribuição da temperatura. Para cada elemento só se pode ter um único tipo de material sendo que se pode haver diferentes tipos de materiais no caso de se ter diferentes elementos. Existe a possibilidade do utilizador poder, se quiser, introduzir as propriedades dos seus próprios materiais, sejam eles propriedades constantes ou dependentes da temperatura.

O programa SAFIR oferece também a possibilidade de efetuar o cálculo do comportamento de uma estrutura debaixo de temperaturas que variam. Diferentes tipos de modelos podem ser combinados em um modelo, sendo que grandes deslocamentos podem ser tomados em conta, a expansão térmica dos materiais pode ser tomada em conta, as propriedades não lineares que são dependentes da temperatura podem ser tomadas em linha de conta.

No que se refere aos elementos que trabalham como tirantes ou bielas, neste programa, tanto em modo 2D como em modo 3D, estes são elementos finitos que são caracterizados por possuir um único material, uma única temperatura, uma única tensão e um único

módulo tangente, sendo que estes não podem sofrer flexão nem encurvadura e que só podem sofrer extensão ou contração. Elementos que estejam submetidos a Flexão no SAFIR 2D ou 3D são calculados assumindo a hipótese de Bernoulli. A integração no modelo faz-se por fibra. Merece referir que a temperatura ao longo do eixo longitudinal do elemento de viga não é considerada. O programa SAFIR permite dar os resultados dos deslocamentos dos nodos a cada incremento de tempo, dependendo este, da escolha do utilizador, e podendo obter informação em relação às reações de suporte, ao módulo tangente e dos efeitos das ações em vários lugares da estrutura. Neste trabalho a modelação, teve como ponto de partida a utilização de um programa de elementos finitos MEF para a criação da malha do elemento estrutural em análise, sendo que o programa que foi utilizado foi o GiD, programa que foi desenvolvido pelo CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia, Barcelona), sendo que só depois de a malha estar definida foi possível utilizar o programa SAFIR, programa desenvolvido na Universidade de Liège (Amaral, 2008) [3].

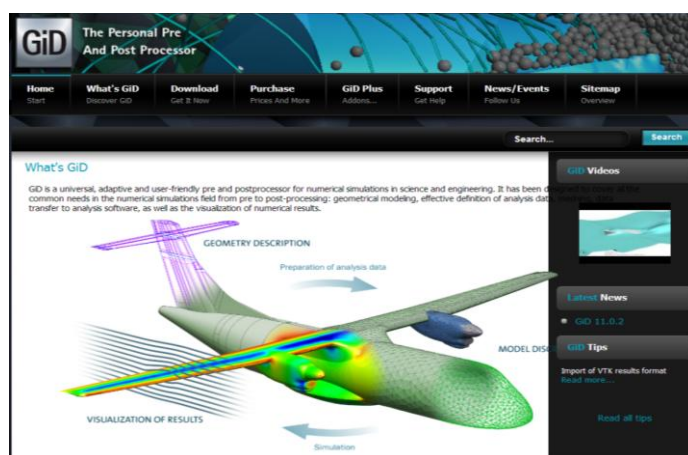


Figura 54: Imagem do programa GiD cuja utilização serve para geração de malhas estruturais

O programa GiD é um programa que serve para a modelação geométrica para a entrada de dados em diversos programas de modelação numérica, foi desenvolvido tendo em conta as necessidades do utilizador e permite uma simplicidade, velocidade e sobretudo exatidão no utilizador para a preparação dos dados de entrada para os programas de simulação numérica. O GiD permite o gerenciamento de toda a informação necessária para a análise de problemas utilizando métodos numéricos, desde malhas estruturais e não estruturais, condições de apoio e de carregamento, tipo de materiais e visualização de resultados [3]. No domínio da Engenharia Estrutural, é utilizado para gerar dados e visualizar resultados

de problemas lineares e não-lineares que usam o método dos elementos finitos. A geração de uma malha é um processo através do qual se define a geometria, sendo que as condições de apoio e de carregamento, e também os materiais atribuídos à geometria podem ser transferidos aos nós e aos elementos das malhas.

O programa que foi utilizada para a análise numérica através de modelação do tubo RHS (100x100x2) foi o programa SAFIR, que é um programa de elementos finitos baseado no método dos deslocamentos [3], sendo que o tipo de elementos, que foram utilizados na modelação, foram os elementos casca ou ainda os “Shell Elements” na linguagem inglesa e do programa SAFIR. Admitiu-se nessa modelação que as extremidades da coluna se encontravam ligadas a placas muito rígidas e que a coluna se encontrava simplesmente apoiada nas extremidades, tendo-se então que o comprimento de encurvadura da coluna L_{cr} era igual a L da barra em estudo. No que diz respeito à modelação da coluna em situação de incêndio e como se pode ver pela seguinte figura, o aquecimento até se atingir a temperatura de 500 [°C], pelo programa foi feita da seguinte maneira, sendo que para se atingir essa temperatura foi preciso 512 [s] como se pode ver:

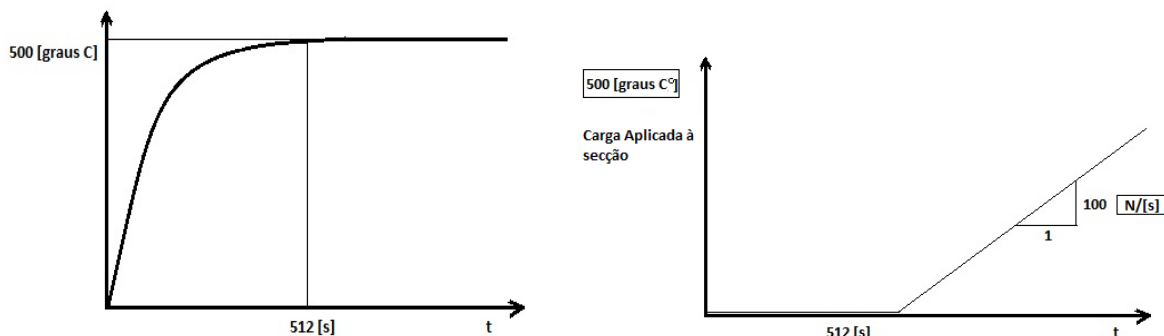


Figura 55: a) Aumento da Temperatura na secção da viga-coluna ensaiada RHS (100x100x2) no SAFIR b) Aumento da Carga aplicada na secção da viga-coluna ensaiada RHS (100x100x2) no SAFIR

Para a modelação que foi adotada foi utilizado o seguinte esquema estrutural (ver figura 56 a seguir) tanto para aplicar as cargas apenas uni axialmente no caso de compressão pura. Para o caso de compressão+flexão no caso de Flexão Composta que foi alva de estudo igualmente, esta foi conseguida através da colocação de uma excentricidade da carga. O comprimento de encurvadura no modelo considerado foi igual a L , devido a que a coluna se encontrava restringida com dois apoios, um apoio simples na parte superior e um apoio duplo na parte inferior, para ambas as direcções (eixo $y-y$ e eixo $z-z$) e a coluna se

encontrava restringida à torção, sendo a secção e o esquema estrutural de carregamento adotado, os seguintes:

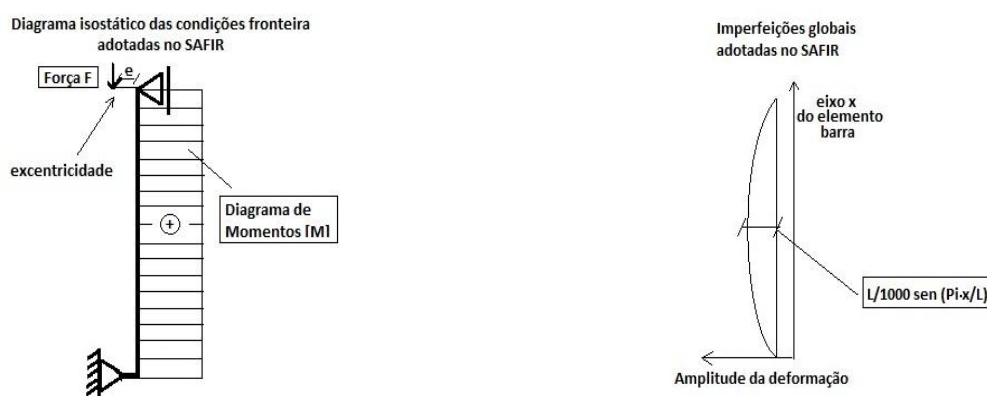


Figura 56: a) Diagrama de Momentos e Esquema Estrutural adotado b) Amplitude das imperfeições geométricas globais Amplitude das imperfeições geométricas globais

Para as amplitudes das imperfeições que foram adotadas, convém referir que a amplitude destas e relativamente à global foi considerada igual a:

$$y_0 = L/1000 \text{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (150)$$

Para as imperfeições locais que foram consideradas com um máximo igual a $b/200$, tendo a secção uma largura em relação aos dois eixos de 0.10 [m], tinha-se uma imperfeição local de 0.5 [mm]. Estas imperfeições tinham uma forma sinusoidal sendo que a imperfeição total era dada pela soma das imperfeições locais mais globais, em relação ao eixo longitudinal:

As imperfeições locais estavam representadas com ondas da mesma largura da secção RHS considerada. A seguir apresenta-se a secção que foi modelada no SAFIR, sendo o exemplo aquele referente à viga-coluna com um comprimento de 1.0 [m].

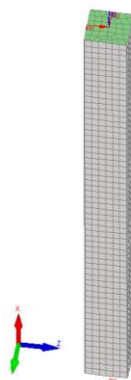


Figura 57: Modelo adotado no SAFIR (exemplo referente à coluna com 1[m] de comprimento (sem cargas aplicadas))

No exemplo a seguir, está representado o modelo mas agora com uma excentricidade $e=0.026$ [m]. A seta a meio da secção, convém referir, representa o restringimento da secção à torção, sendo as setas a vermelho os restringimentos aplicados à viga-coluna em ensaio e as setas em azul as forças aplicadas à secção.

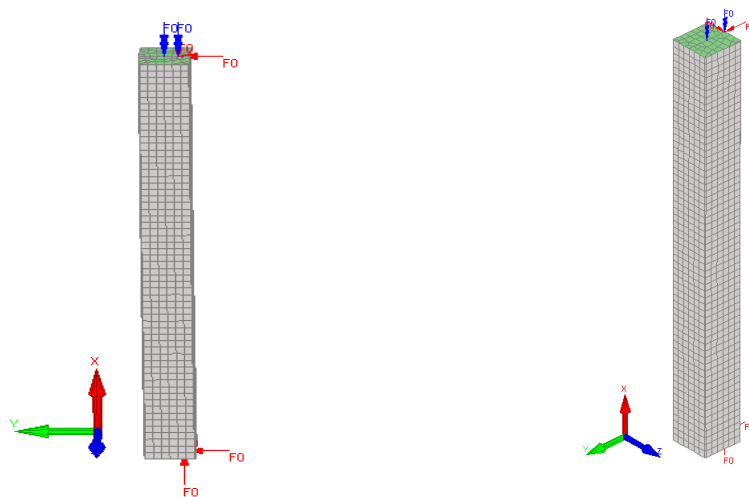


Figura 58: a) Modelo com excentricidade a $\frac{1}{4}$ da largura da secção RHS (100x100x2) b) Modelo com excentricidade a $\frac{1}{2}$ da largura da secção RHS (100x100x2)

Nas figuras aqui a seguir são ilustradas as imperfeições que foram aplicadas ao modelo numérico do SAFIR, tendo-se então que a figura na esquerda representa o modelo com a imperfeição global, e a direita as imperfeições locais que foram consideradas.

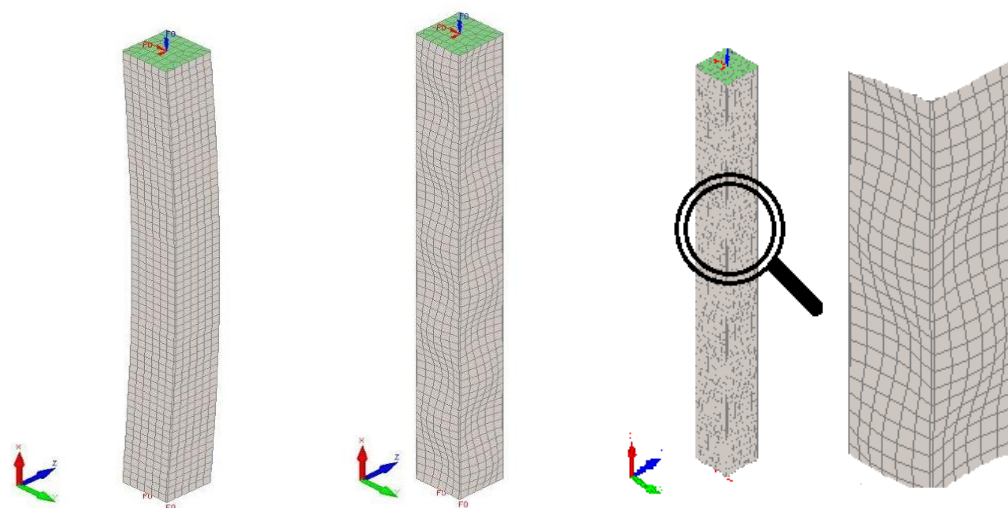


Figura 59: a) Modelo da viga-coluna com a imperfeição global b) Modelo da viga-coluna com a imperfeição local aplicada aplicada c) Modelo da viga-coluna com Ampliação das deformações locais (x50)

Fazendo uma ampliação das deformações, para as imperfeições locais e para as imperfeições globais+locais para se notar melhor estas últimas, foram obtidos os seguintes modelos (ver figuras 59 c) e figura 60 em baixo. Na figura à direita, o que se mostra é a combinação das imperfeições que foram aplicadas ao modelo, ou seja a soma das imperfeições globais e locais, onde se podem distinguir a imperfeição global através da semi-onda que une as extremidades e as imperfeições locais que se definem como ondas com a largura da secção. Para ilustrar isso vem a seguir as seguintes figuras:

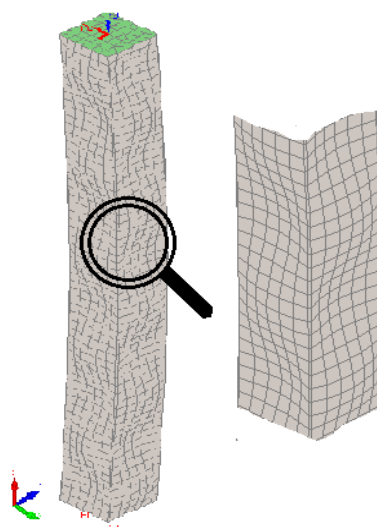


Figura 60: Modelo da viga-coluna com ampliação das deformações globais+locais

Na figura a seguir, finalmente, mostra-se a combinação das imperfeições que foram aplicadas ao modelo, ou seja a soma das imperfeições globais com as imperfeições locais como visto no modelo sem ampliação:



Figura 61: Modelo da viga-coluna com as imperfeições globais e locais aplicadas

4.3 Análises Numéricas com o SAFIR

Apresenta-se de seguida alguns dos valores que foram obtidos para o SAFIR para as vigas coluna que foram estudadas, ou seja só para a Temperatura de 500 [°C] e para os comprimentos de 1[m], 3[m], 5.0 [m] e 10 [m] (para ilustrar o fenómeno de encurvadura por flexão e local).

Tabela 8: Tempo de aquecimento e tempo até chegar à rotura da secção RHS (100x100x2) para T=500 [°C] no SAFIR

Temperatura		500	f_y [Mpa]	275	
$A_{efetiva}$	0.00074	$W_{el,y}$ [m³]	0.00023	$k_{0.2p,\theta}$	0.53
Compr. da barra L [m]	Excentricidade [m]	Esbelteza $\lambda_{y,\theta}$	Cresc. da carga (SAFIR)		
1	0.000	0.263	100 N[s]/[s]		
1	0.026	0.263	100 N[s]/[s]		
1	0.049	0.263	100 N[s]/[s]		
3	0.000	0.789	100 N[s]/[s]		
3	0.026	0.789	100 N[s]/[s]		
3	0.049	0.789	100 N[s]/[s]		
5	0.000	1.314	100 N[s]/[s]		
5	0.026	1.314	100 N[s]/[s]		
5	0.049	1.314	100 N[s]/[s]		

T. Aquecimento [s]	Tempo rotura [s]	$N_{fi,Ed}$	$N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$	$M_{fi,Ed}$	$M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$
512	1288.40	77,64	0.72	0.00	0.00
512	1025.86	51.39	0.48	1.34	0.39
512	904.46	39.25	0.36	1.92	0.57
512	1160.60	64.86	0.60	0.00	0
512	899.60	38.76	0.36	1.00	0.30
512	810.39	29.84	0.28	1.46	0.43
512	928.00	41.6	0.39	0.00	0.00
512	753.70	24.17	0.22	0.63	0.19
512	698.00	18.6	0.17	0.91	0.27

Para se ilustrar o estudo que foi feito com o SAFIR, apresenta-se de seguida, alguns dos modelos que foram obtidos com o programa. Quando se deu a rotura da secção com comprimento igual L=1.0 [m], viu-se a seguinte configuração no modelo estrutural adotado:

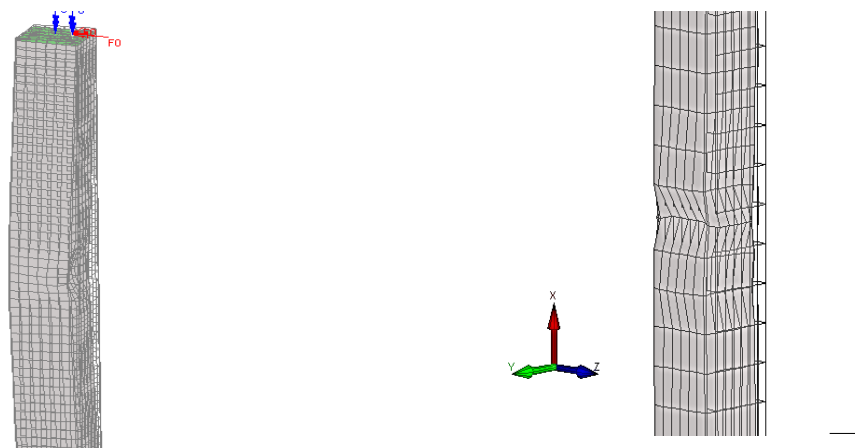


Figura 62: a) Rotura da secção RHS (100x100x2) com mistura de encurvadura local b) Rotura local da secção RHS (100x100x2) onde se vê uma rotura local de placa ($L=3.0$ [m], sem excentricidade)

Para a viga-coluna com comprimento $L=3.0$ [m] pode-se notar que ela entrava em rotura por encurvadura global, sendo apresentadas a seguir figuras que ilustram isso para as duas excentricidades consideradas para este caso.

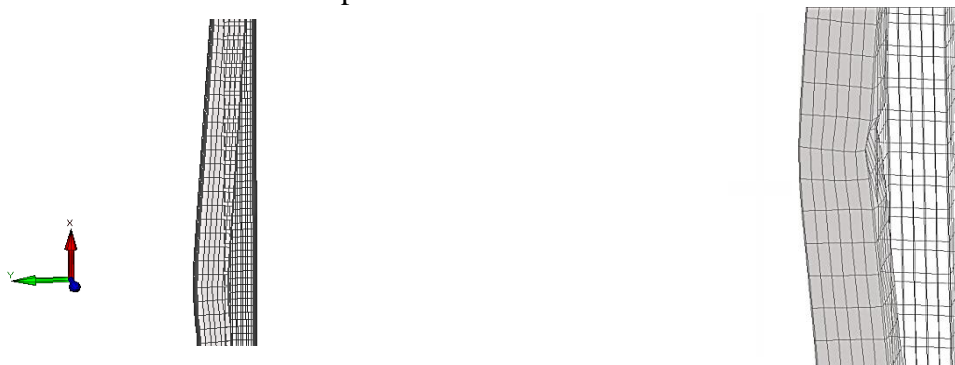


Figura 63: a) Rotura por Encurvadura Global da secção RHS (100x100x2) com uma excentricidade $e=0.026$ [m] b) Rotura por Encurvadura Global da secção RHS (100x100x2) com uma excentricidade $e=0.049$ [m]

Foi também analisado mas mais a título de curiosidade a rotura de uma Viga-Coluna com 10 [m] de comprimento para tentar analisar o seu modo de rotura tendo-se obtido como seria de esperar uma rotura por encurvadura global de grande amplitude:

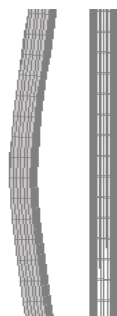


Figura 64: Rotura da secção RHS com um comprimento $L=10$ [m] exibindo o modo de rotura por encurvadura global (x1)

A secção neste caso não entrou em rotura por encurvadura local ou de placa, mas sim de forma global. Como ela estava unicamente sujeita a compressão uniaxial, ela poderia ter encurvado em relação ao outro eixo da secção em relação à figura, sendo que o que provavelmente governou o comportamento para ela ceder numa ou outra direção foi o fato de existirem imperfeições geométricas locais e globais que permitiu o favorecimento numa dada direção em relação à outra.

Ao fazer a análise com o post-processor Diamond (2011.a.2), foi possível, além de retirar os tempos de rotura da secção, retirar alguns gráficos de deslocamentos de alguns dos nós do modelo de elementos finitos com *Shell elements*, ou seja com elementos de casca, que se apresentam a seguir. No caso da viga-coluna com 1 [m], submetida a compressão uniaxial e sem excentricidade, obteve-se os seguintes valores para o deslocamento em y para a face perpendicular ao eixo z-z no nó exibindo maior deformação (relembrando que o eixo a vermelho é o eixo x-x, o eixo a verde é o eixo y-y e o eixo em azul o eixo z-z) para tentar ressaltar o fenómeno de encurvadura global e não o fenómeno de encurvadura local com as imperfeições locais que foram impostas em forma de onda na coluna:

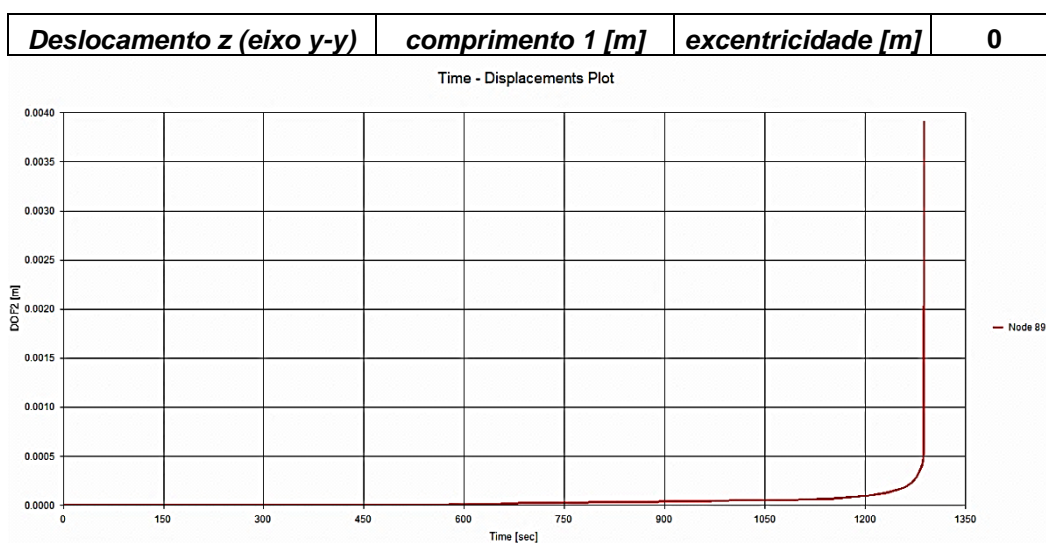


Figura 65: Diagrama de tempo–deslocamentos segundo o eixo y-y para a coluna com 1 [m] de comprimento

Como se pode ver através do diagrama, à medida que o tempo passa, e que se dá por imposição no modelo do SAFIR do aumento da temperatura no aço da secção, enfraquecendo a sua resistência e com o aumento da carga proporcional ao tempo, tem-se que a coluna exibiu um comportamento de encurvadura local como se pode ver pelo aumento rápido do deslocamento, mas sendo que esse não atingiu grandes valores. Em relação ao deslocamento segundo o eixo y-y, e para uma excentricidade $e=0.049[m]$, obteve-se que a viga-coluna entrou também em rotura por encurvadura por flexão em relação ao eixo z-z, que era o eixo no qual estava criada a excentricidade.

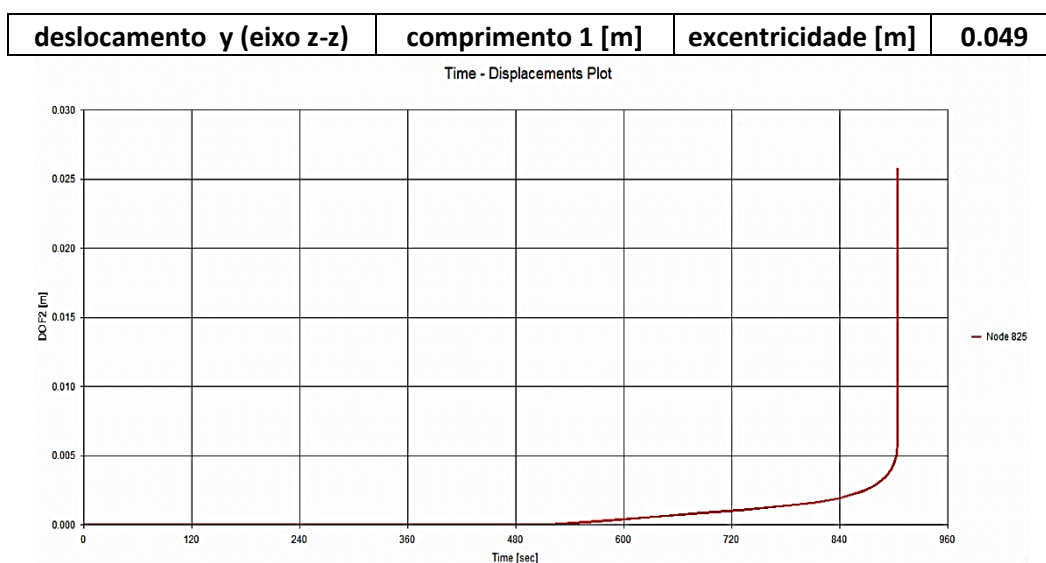


Figura 66: Diagrama de tempo-deslocamento segundo o eixo y-y para coluna com 1[m] de comprimento e com excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z igual a $e=0.049$ [m]

Da análise dos gráficos, podemos dizer que o máximo deslocamento em relação ao eixo y-y, que foi alcançado na deformação, foi de 2.6 [cm]. Para a excentricidade $e=0.026$ [m] que foi igualmente considerada na análise, obteve-se valores mais intermédios, tendo-se obtido um deslocamento máximo de 1.45 [cm]. Para uma coluna com 3 [m] de comprimento, e submetida unicamente a compressão uniaxial que o máximo deslocamento alcançado foi de 2.15 [cm], tendo sido a rotura dado por encurvadura por flexão em relação novamente ao eixo z-z. Sendo a coluna RHS quadrada está poderia ter encurvado em relação a qualquer dos dois eixos mas as imperfeições tanto locais como globais ditaram o seu comportamento e fazendo com que a rotura se desse em relação a um eixo e não em relação a outro, como se pode ver pelas seguintes figuras. De notar que em relação ao eixo z-z (flexão segundo eixo y-y) não houve deslocamento:

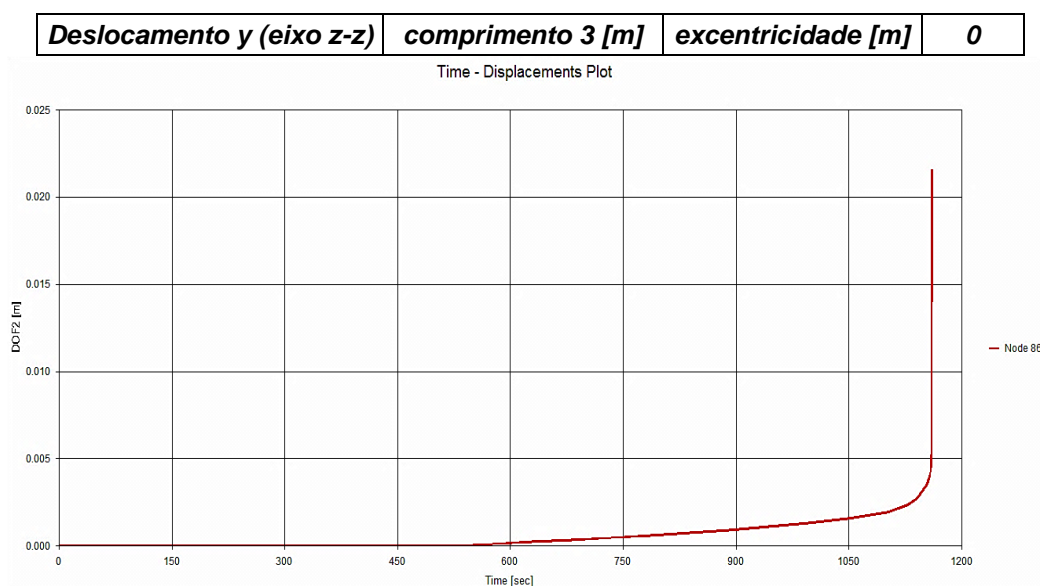


Figura 67: Diagrama de tempo-deslocamento segundo o eixo y-y para coluna com 3[m] de comprimento e sem excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z

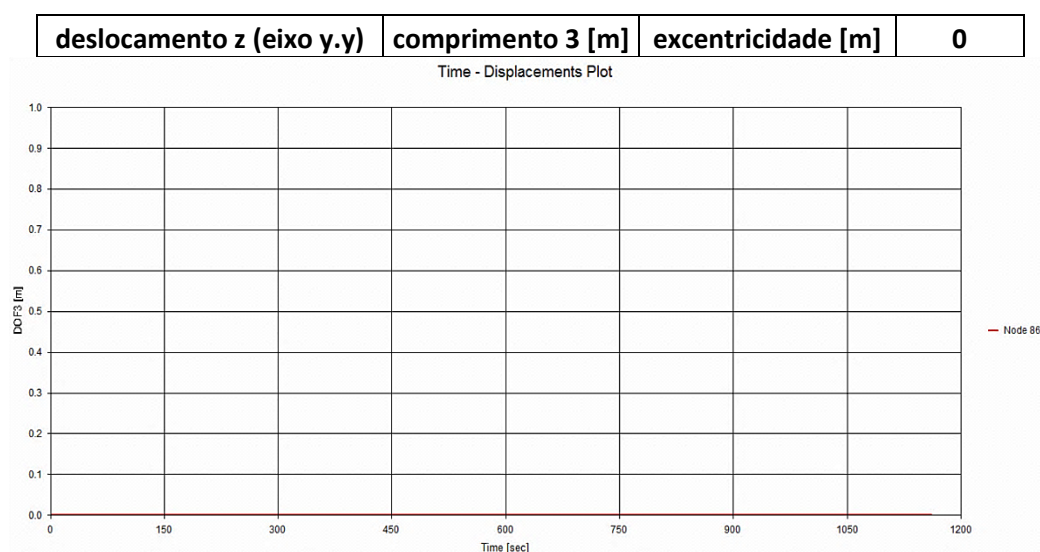


Figura 68: Diagrama tempo-deslocamento segundo o eixo z-z para coluna com 3 [m] e sem excentricidade em relação ao eixo de flexão z-z

Aumentando a excentricidade, pode-se ver um incremento na deformação, sempre por encurvadura por flexão, tendo-se obtido valores 8.2 [cm] e de 10.28 [cm] sucessivamente para respetivamente uma excentricidade $e=0.026$ e uma excentricidade $e=0.49$. Para a coluna que foi ensaiada numericamente de 5[m] de comprimento, foi exibido um fenómeno semelhante, tendo-se obtido um valor máximo do deslocamento em relação ao eixo y-y de 3.34[cm], sendo que com o aumento da excentricidade os valores passaram

para 13 [cm] com a excentricidade da carga de 0.026 [m] e para 11.5 [cm] para uma excentricidade da carga de 0.049 [m], sendo este valor inferior do que para a primeira excentricidade o que pode ser explicado unicamente pelos efeitos devido às imperfeições geométricas aplicadas ao modelo.

4.4 Comparação com as propostas de cálculo simples

Preparou-se igualmente, neste trabalho exigindo uma grande parte do esforço na concretização deste trabalho de dissertação, umas folhas de cálculo (ver anexo) que permitem obter os diagramas de interação M-N para uma secção de Classe 4 e que se aplicaram ao caso particular da secção RHS de dimensões 100x100x2 que foi alvo de estudo depois para complementar o trabalho pelo método dos elementos finitos (MEF) através do programa SAFIR para as propostas do EC3-1-2 e do Método Francês que vem aqui a seguir. Usando as folhas de cálculo para verificação/cálculo das temperaturas críticas que se encontram também em anexo ao trabalho, conseguiu-se obter usando a função de iteração do Excel “Solve” para atingir um dado valor desejado (valor igual a 1.0 neste caso na verificação dos critérios de segurança) para a célula da folha de cálculo automático referente à verificação da segurança os valores máximos de esforço axial $N_{fi,Ed}$ que podia aguentar a secção até à rotura (ou seja quando os critérios de segurança fossem iguais à unidade), tendo isso sido feito para as temperaturas de 350 [°C] e de 500 [°C] para vigas-colunas com comprimentos $L=0,0.5,1,1.5,2.0,\dots,7.5$ [m] para se obter uma esbelteza em situação de incêndio igual a 2.0, para se poder comparar posteriormente com os resultados obtidos com o SAFIR, considerando que a viga-coluna se encontrava simplesmente apoiada tanto ao nível do eixo y-y como do eixo z-z levando a que o comprimento de encurvadura considerado para ambos os eixos fosse igual a $L_{cr}=1.0L_{viga-coluna}$. Vem aqui a seguir alguns dos resultados obtidos para estes diagramas entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e a esbelteza normalizada em situação de incêndio $\lambda_{y,\theta}$. Obtemos que para as várias propostas e para as temperaturas de 350 [°C] e de 500 [°C] que com o aumento da esbelteza em situação de incêndio da secção $\lambda_{y,\theta}$ que o $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ diminuía com o aumenta desta, o que pode ser explicado visto que com o aumenta da esbelteza também aumenta o fenómeno de encurvadura por compressão da coluna. Tanto para a temperatura de 350 [°C] como para a temperatura de 500 [°C], os diagramas apresentam o mesmo comportamento, o que é expectável visto que com o aumento da temperatura o valor do

esforço axial resistente em situação de incêndio $N_{fi,eff,Rd}$ apresenta um decréscimo com a diminuição do fator $k_{y,\theta}$ com a temperatura θ . Nota-se que para o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ o valor proposto pelo Eurocódigo EC3-1-2 é mais conservativo do que para o Método Francês, Método 1 e Método 2 (adaptado ao fogo), sendo que o Método 1 e Método 2 (adaptado ao fogo) fornecem os mesmos resultados deste ratio tanto para as duas temperaturas de 350 [°C] como de 500 [°C]. De facto isso tem de acontecer, visto que se analisarmos as fórmulas de interação para o caso em que o momento flector segundo y-y é nulo (já que as parcelas referentes ao eixo z-z são nulas), então, temos que as parcelas referentes ao esforço axial são as mesmas e portanto é normal que as propostas exibem um comportamento semelhante:

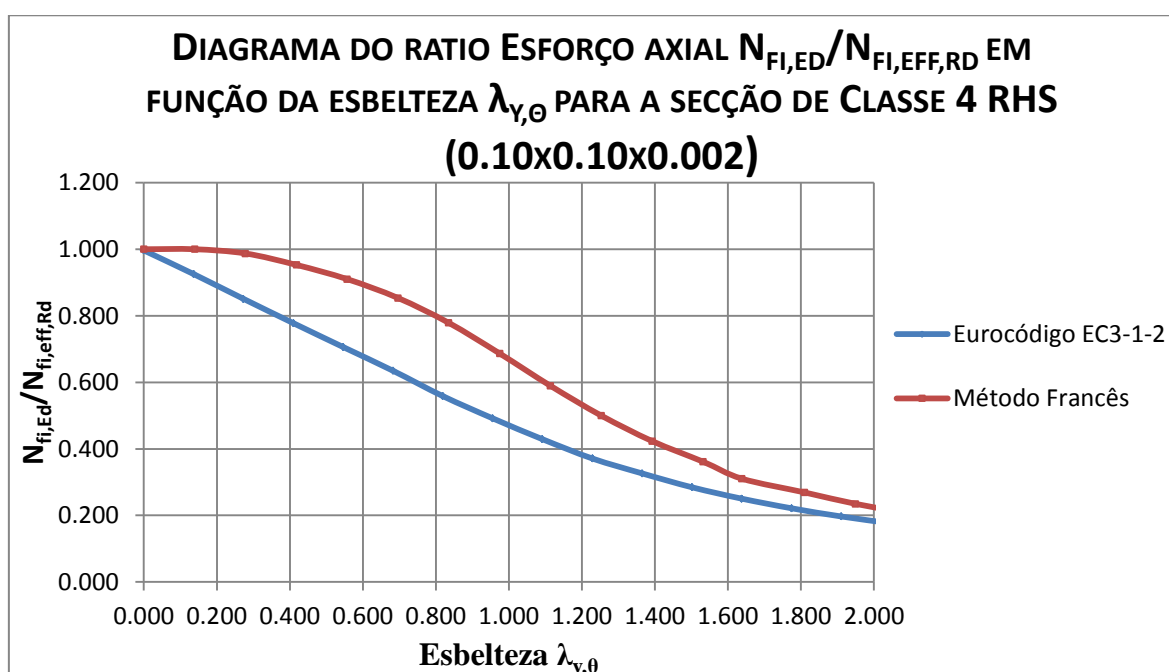


Figura 69: Diagrama do ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ em função da esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{y,\theta}$ para uma temperatura de 350 [°C]

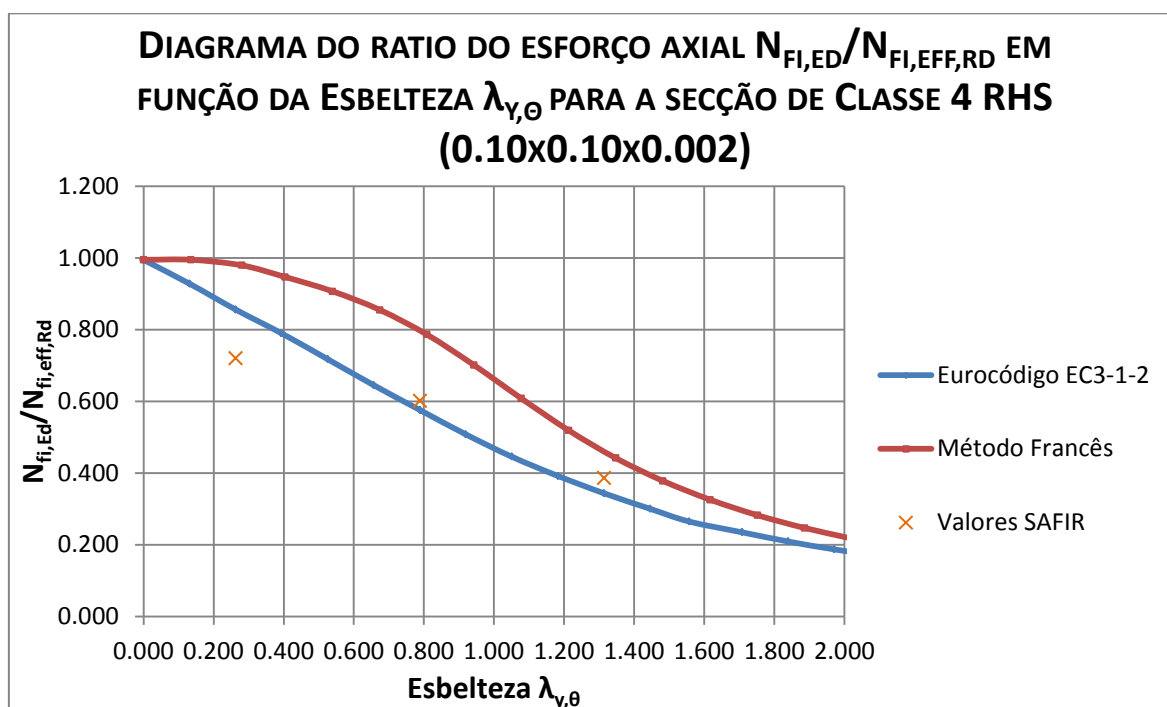


Figura 70: Diagrama do ratio Esforço axial $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ em função da esbelteza $\lambda_{y,\theta}$ para uma temperatura de 500 [°C]

Pode-se notar que nos dois casos, tanto para a temperatura de 350 [°C] e para a temperatura de 500 [°C], o valor do esforço normal resistente para uma esbelteza nula, vale 1.0, visto que neste caso se consegue utilizar a máxima capacidade da secção sem que haja lugar a fenómenos de encurvadura por flexão, e que por consequentemente, a capacidade da coluna, neste caso preciso, seja unicamente limitada pela própria capacidade da secção da coluna em estudo. Como se pode ver para a temperatura de 500 [°C], estão presentes pontos que foram extraídos do SAFIR, e que serão alvo de estudo mais à frente no trabalho.

Aqui a seguir vem os diagramas então entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ em situação de incêndio para vários comprimentos da viga-coluna que foram alvos de estudo, ou seja para $L=1,2,3,5$ [m]. Na primeira parte estão presentes os gráficos de interação para a temperatura de 350 [°C] e na segunda parte estão presentes os gráficos de interação para a temperatura de 500 [°C].

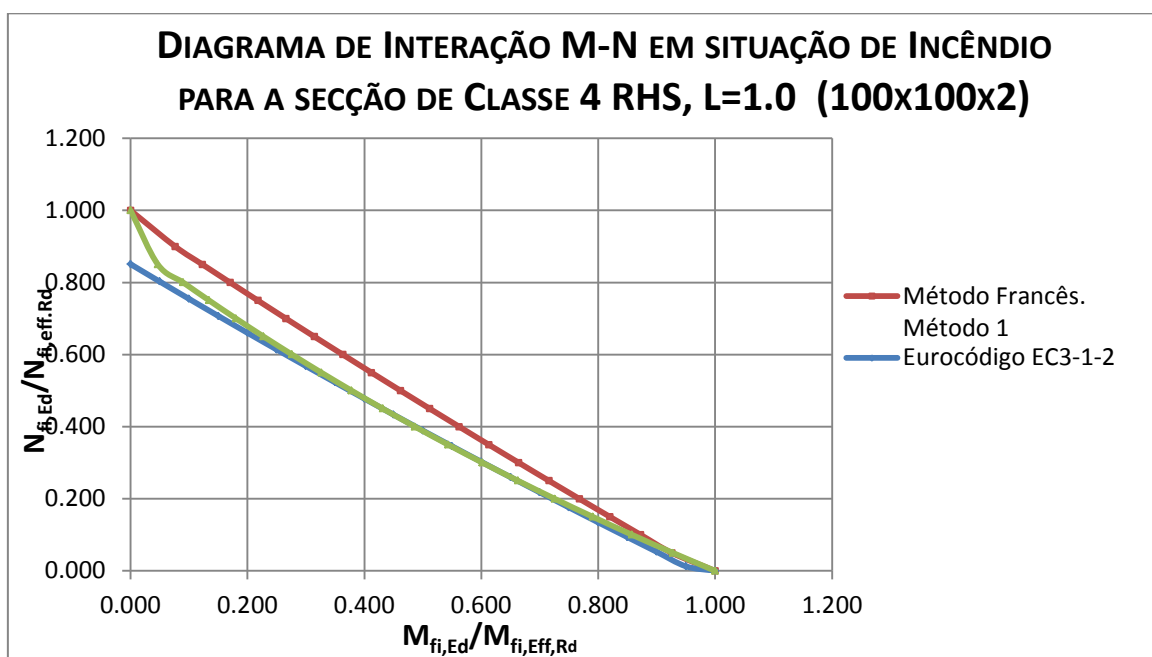


Figura 71: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=1.0 [m]

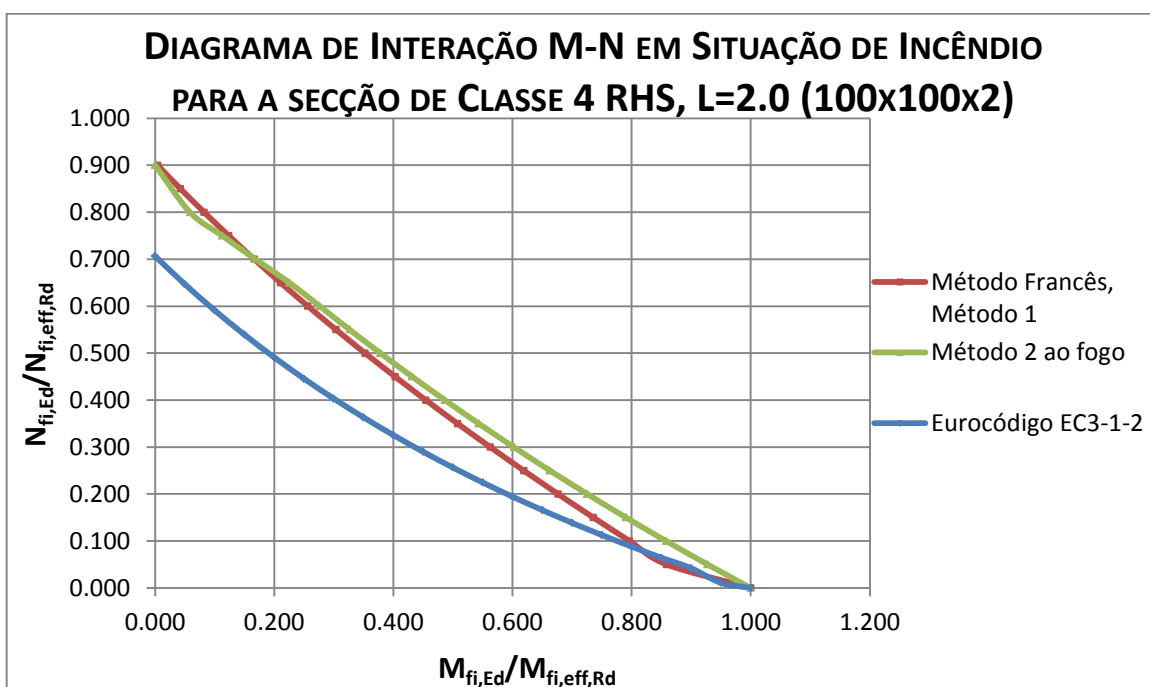


Figura 72: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=2.0 [m]

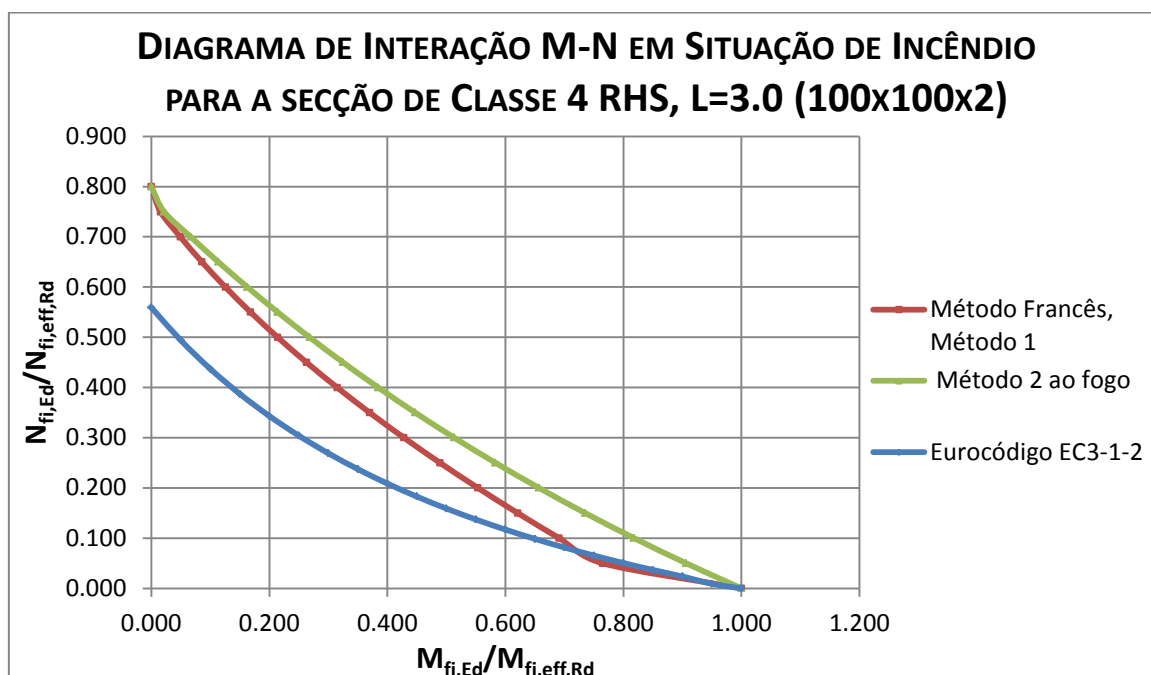


Figura 73: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=3.0 [m]

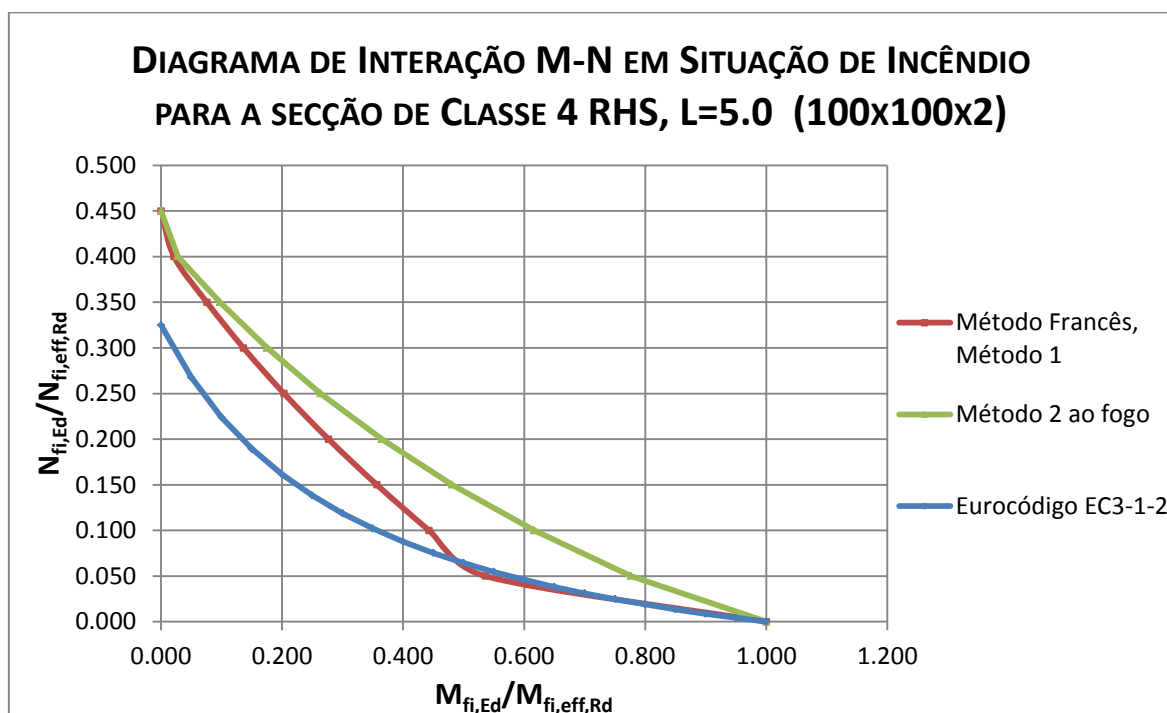


Figura 74: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 350 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=5.0 [m]

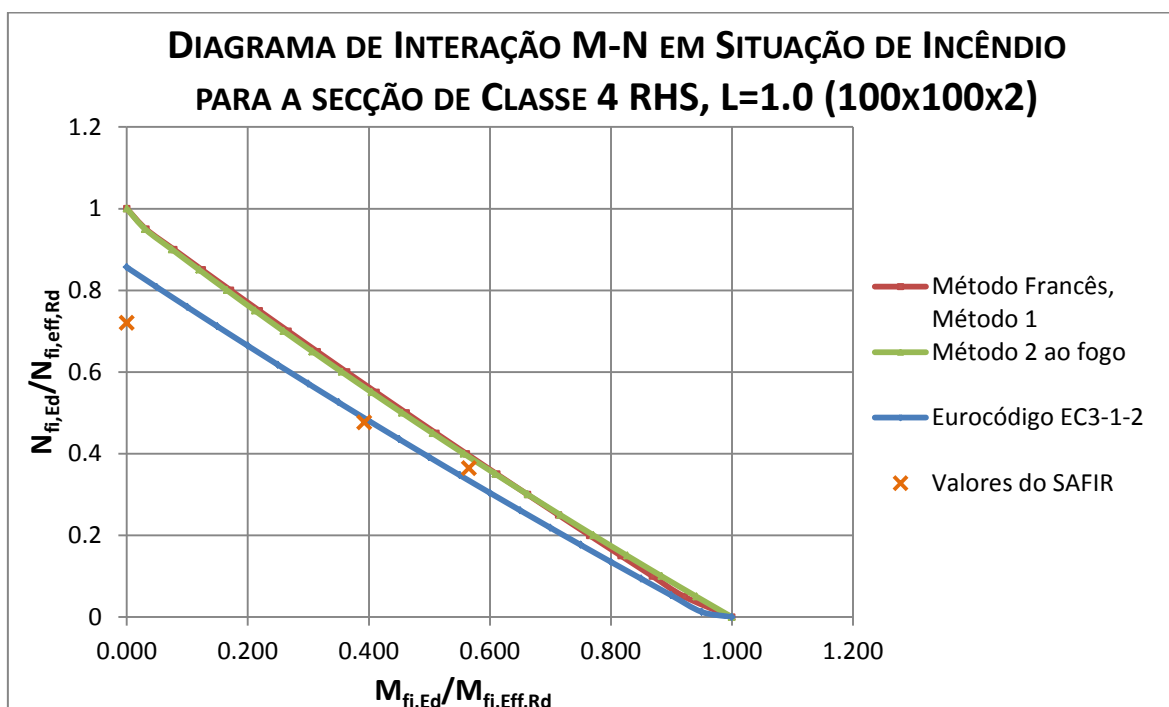


Figura 75: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=1.0 [m]

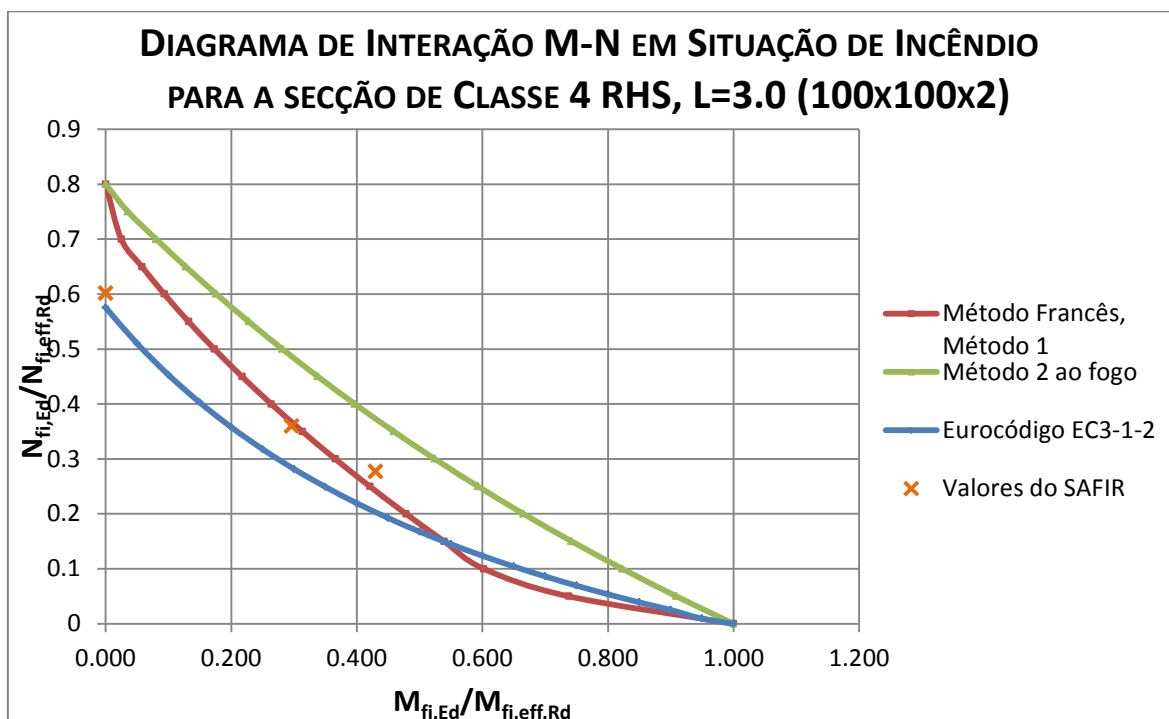


Figura 76: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a secção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=3.0 [m]

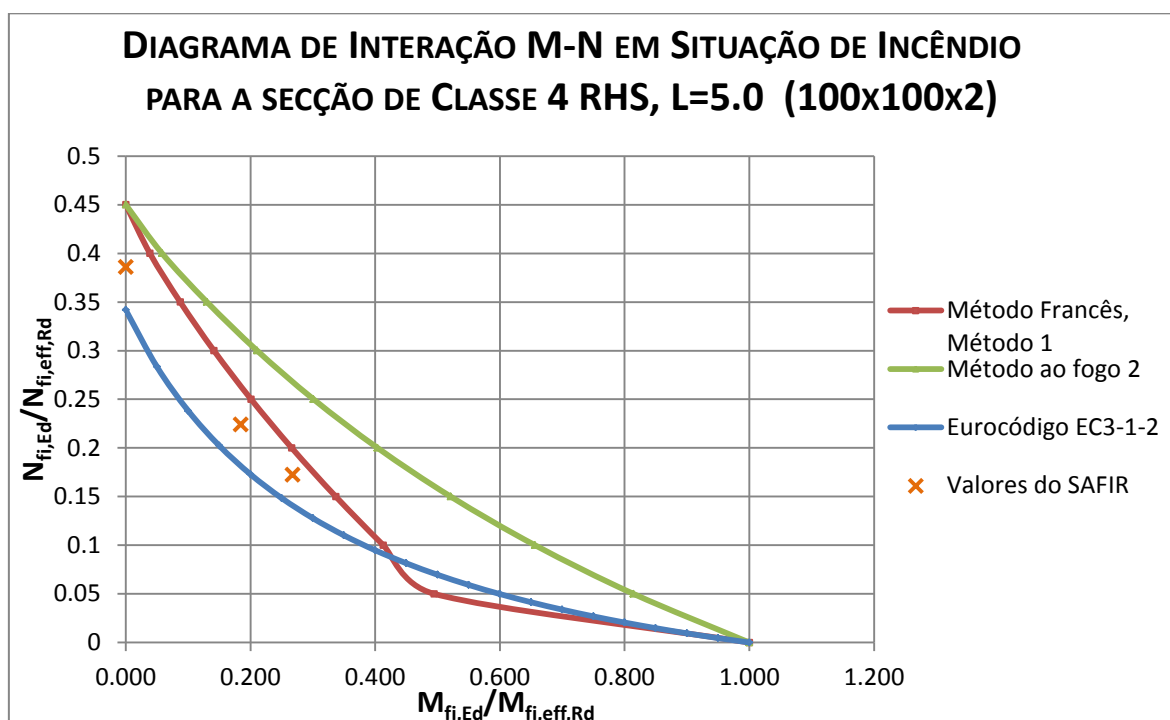


Figura 77: Diagrama de Interação em situação de Incêndio para a seção de Classe 4 RHS (100x100x2) a uma temperatura de 500 [°C] para o EC3-1-2 e Método Francês (Método 1 e Método 2 (ao fogo)), para um comprimento L=5.0 [m]

Como se pode ver pela análise dos resultados obtidos os valores obtidos usando o EC3-1-2 são mais conservativos do que os obtidos usando a proposta do Método Francês, sendo que, o Método 1 fornece valores inferiores de resistência do que o Método 2 (ao fogo), sendo por isso o primeiro mais conservativo. A máxima diferença de amplitude que se pode observar das curvas ronda o valor de 0.10 no ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ para valores do ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ próximo de 0.70. Se analisarmos agora os diagramas para uma temperatura de 500 [°C], temos uma situação bastante semelhante sendo que a maior diferença entre o Método 1 e o Método 2 (ao fogo) ronda também o valor de 0.10 também para um ratio entre momento fletor atuante máximo e momento resistente efetivo máximo da seção $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ de 0.70 mais ou menos.

De notar que para a viga-coluna com 1 [m] de comprimento temos que no caso de ela estar submetida a uma temperatura de 500 [°C], o Método 1 e o Método 2 (ao fogo) da viga-coluna apresentam a mesma forma e pode-se dizer que até coincidem. Para a viga-coluna de comprimento de 2 [m] que foi igualmente analisada, temos que quando ela está submetida a 350 [°C], temos para a curva do Método Francês, calculada através do Método

1 que neste caso, que para valores inferiores do ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ de 0.10, que esta é menos conservativa pelo menos uma vez em toda esta análise do que o Método 2 (ao fogo).

De forma mais surpreendente ainda, consegue-se ver no caso da viga-coluna com 1[m] de comprimento a uma temperatura de 350 [°C], temos que para todos os valores do ratio entre momento máximos atuantes $M_{fi,ed}$ em situação de incêndio e os momentos resistentes máximos efetivos $M_{fi,eff,Rd}$, que o Método 1 do Método Francês é menos conservativo do que o Método 2 (ao fogo) para toda a gama de valores prevendo então valores mais elevados de resistência. De uma maneira geral pode-se também afirmar que com o aumento do comprimento da viga-coluna em análise, e quando a curva calculada para o Método Francês (com o Método 1), é mais conservativa do que aquela calculada pelo Método 2 (ao fogo), que se nota que a curva começa a “descolar” um pouco mais cedo da curva referente ao Método 2 (ao fogo), ou seja para valores cada vez mais pequenos do ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$. Nota-se igualmente que a amplitude máxima da diferença no ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ ronda sempre mais ou menos um valor de 0.10, para outras gamas de valores diferentes do ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para cada comprimento considerando da viga-coluna.

A uma temperatura de 500 [°C], pode-se ver que os gráficos mantêm a mesma aparência sendo decrescentes devido ao fato de quando se aumenta o momento fletor, o esforço axial resistente máximo tem de ser menor para uma dada esbelteza. Consegue-se ver que de uma maneira geral novamente os valores máximos para os valores atuantes máximos possíveis são inferiores para os valores propostos para o Eurocódigo EC3-1-2 do que para os valores da proposta do Método Francês, sendo que novamente os resultados do Método 1 são mais conservativos do que os resultados do Método 2 (ao fogo) sendo a maior diferença no ratio para o Método Francês de aproximadamente 0.15. Estes diagramas de interação foram obtidos considerando que os valores para cada ponto eram limitados ou pelas fórmulas de interação para o comportamento global da viga-coluna, consoante o eixo y-y ou o eixo z-z, ou ainda para algumas outras propostas a influência ou não da encurvadura lateral, e a própria capacidade da secção dada por:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} \leq 1 \quad (151)$$

Como se pode ver, quando maior for o comprimento da viga-coluna em consideração mais os valores obtidos para o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ são pequenos devido ao aumento de esbelteza tanto ao nível do eixo y-y como do eixo z-z e do aumento da secção à preponderância ao

fenômeno de encurvadura lateral nestes diagramas de interação entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$.

Nos diagramas de interação entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ estão presentes alguns pontos que foram obtidos pelo programa SAFIR, por forma a que se pudesse comparar os resultados obtidos através das várias propostas dos Eurocódigos com os resultados obtidos através deste programa. Fez-se unicamente a análise para uma temperatura de 500 [°C], visto que a inclusão destes pontos foi feita de maneira opcional ao objetivo principal do trabalho. No caso de analisarmos o gráfico correspondente à viga-coluna com 1 [m] de comprimento, podemos ver que até valores de sensivelmente do ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ de valor igual a 0.40, que os valores previstos do SAFIR preveem uma resistência inferior aos valores previstos pelo EC3-1-2 ou pelo Método Francês do mesmo Eurocódigo, mostrando então que os valores previstos por estes códigos não estão do lado da segurança. A partir do valor deste ratio de mais ou menos 0.40, os valores do EC3-1-2 já estão do lado da segurança, sendo que, tanto para o Método 1, como para o Método 2 (ao fogo), estes continuam a ser não conservativos, visto que prevê uma resistência superior aos valores numéricos obtidos pelo SAFIR.

Para uma viga-coluna com 3 [m] de comprimento, temos que os valores numéricos são superiores aos valores previstos pelo EC3-1-2 para toda a gama de ratios entre $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$, mostrando que o EC3-1-2 prevê resultados conservativos e portanto do lado da segurança. Para o Método Francês do mesmo Eurocódigo, temos que para o Método 1, que este prevê valores superiores da resistência até o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ de sensivelmente de 0.30, sendo que a partir deste valor o Método 1 fornece resultados do lado da segurança e portanto resultados conservativos. O Método 2 (ao fogo) continua a exibir valores superiores aos valores obtidos pela análise numérica.

Para uma viga-coluna com 5 [m] de comprimento, temos que os valores obtidos através do EC3-1-2 continuam a ser conservativos e portanto do lado da segurança em relação aos resultados numéricos, sendo que para o Método 1 e Método 2 (ao fogo), os resultados obtidos pelo SAFIR são inferiores aos valores previstos pelo Método Francês do EC3, em situação de incêndio.

Finalmente, relativamente à análise que foi feita entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e a esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{y,\theta}$, temos que até valores da esbelteza $\lambda_{y,\theta}$ de 0.80 os valores previstos pelo EC3-1-2 são superiores aos valores previstos pelo SAFIR e portanto os

valores previstos pelo código de dimensionamento não estão do lado da segurança. A partir do ratio da esbelteza $\lambda_{y,\theta}$ de 0.80 os valores previstos pelo EC3-1-2 são conservativos, sendo que os valores obtidos pelo SAFIR são superiores a norma de dimensionamento. Em relação ao Método Francês, podemos dizer que, tanto para o Método 1 como para os Método 2 (ao fogo), que os valores previstos por estas normas são superiores aos valores numéricos e portanto são resultados não conservativos e portanto contra segurança.

5. CONCLUSÕES

5.1 Considerações Finais

Com este trabalho foi possível efetuar uma pesquisa sobre alguns dos métodos de dimensionamento existentes para vigas-coluna sobretudo em situação de incêndio como o Eurocódigo 3, EC3-1-2 para a situação de incêndio e o Método Francês com o Método 1 e o Método 2 do anexo do EC3-1-1 adaptado ao fogo. Foi possível, com estes métodos e estas várias propostas, avaliar a verificação da segurança em situação de incêndio de viga-coluna. Foram, para concretizar isso, preparadas folhas de cálculo automático, para uma viga-coluna em situação de incêndio que estivesse submetida a esforços como $N_{fi,Ed}$, $M_{y,fi,Ed}$ ou $M_{z,fi,Ed}$ ou até uma combinação destes todos, no caso de Flexão Composta. Com estas folhas, tornou-se possível verificar vigas-coluna com secções de vários tipos de perfis sendo unicamente necessário entrar as características secções de Classe 4 por exemplo, sejam elas em forma de I, U ou ainda RHS. Para facilitar a introdução dos dados para o caso destas secções esbeltas, foi preparado uma folha de cálculo automático para o cálculo de secções efetivas. Dessa forma, foi possível construir folhas de cálculo automático para avaliar as temperaturas críticas, no caso dos vários métodos existentes. De referir que para calcular as propriedades de secções de Classe 4, achou-se oportuno estudar de maneira aprofundada o conceito de largura efetiva e de esbelteza dos elementos das secções. Para facilitar a classificação das secções tanto a nível da temperatura ambiente como a altas temperaturas, implementou-se uma folha de cálculo que permitisse com as dimensões dos perfis, sejam eles em forma de I, U ou até RHS saber de que Classe a secção pertencesse.

Para o estudo numérico, escolheu-se uma secção de Classe 4 que foi uma secção RHS de dimensões 100x100x2 [mm], levando a uma elevada esbelteza dos elementos constituintes da secção, tendo sido possível avaliar as várias propostas para os vários métodos de verificação da Segurança em situação de incêndio, sendo que isso permitiu avaliar o comportamento dessa secção a altas temperaturas (para 350 [°C] e 500 [°C]) e encontrar que propostas seriam mais ou menos conservativas neste aspeto. Com o programa de elementos finitos MEF do SAFIR, foi possível avaliar de maneira bastante precisa alguns dos valores mais próximos dos reais, no que diz respeito tanto a diagramas de interação entre o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ como para o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ para

algumas esbeltezas da secção em situação de incêndio. De uma maneira geral, pode-se dizer que os resultados previstos utilizando o EC3-1-2 forneciam para os vários comprimentos de viga-coluna estudados, resultados mais conservativos e do lado da segurança do que o Método Francês com a utilização do Método 1 e do Método 2 (ao fogo) do anexo do EC3-1-1, Eurocódigo este que trata de estruturas a frio.

Com a pesquisa a nível internacional sobre os vários códigos de dimensionamento e/ou verificação da segurança existentes, como a norma Britânica BS5950, a norma americana AISC360-10 e a norma australiana AS4100-1998, foi possível avaliar a maneira como outros países tratavam do assunto no que diz respeito a secções de Classe 4 e a forma de avaliação da resistência de vigas-coluna a altas temperaturas feitas com esse tipo de secções.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Como trabalho de pesquisa futura, sugere-se a avaliação para vários tipos de perfis os diagramas de interação, como os referentes aos ratios entre $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ e $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para vários valores da esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{y,\theta}$, e portanto para vários comprimentos de viga-coluna mas para outros tipos de perfis, como perfis em I, etc...e com diversas dimensões, para se conhecer cada vez melhor o comportamento deste tipo de secção, nomeadamente em situação de incêndio.

Avaliar o ratio $N_{fi,Ed}/N_{fi,eff,Rd}$ para vários outros tipos de perfis em função da esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{y,\theta}$ ou $\lambda_{z,\theta}$ e comparar com resultados numéricos como neste trabalho com a utilização de um programa de MEF como o SAFIR seria igualmente um fator interessante a investigar.

Avaliar por outro lado, mas que não foi alvo de estudo neste trabalho, por se ter escolhido uma secção RHS e portanto que não sofria problemas de encurvadura lateral, o ratio $M_{fi,Ed}/M_{fi,eff,Rd}$ para uma esbelteza em situação de incêndio $\lambda_{LT,\theta}$ para ilustrar a importância da encurvadura lateral neste tipo de secção seria igualmente um ponto a tratar para quem quisesse aprofundar a questão.

Utilizar os métodos de dimensionamento, com a utilização de normas internacionais ou nacionais e utilizando o SAFIR para estes vários tipos de perfis para se conhecer até que ponto, estes métodos de dimensionamento, como EC3, as normas americanas, britânicas e australiana e até outras normas internacionais seriam conservativos ou não para estes

outros tipos de secções seria também um fator importante para desenvolvimento futuro do seguinte trabalho. A utilização de resultados numéricos, visto que os métodos de elementos finitos MEF são atualmente os métodos mais precisos para avaliar e modelar o comportamento de elementos e neste caso em situação de incêndio e verificar assim dessa forma o comportamento estrutural destes últimos de maneira mais realista possível seria também um fator importante a tratar num trabalho de desenvolvimento futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. A. I. o. S. (2010). AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings, ANSI (American National Standards Institute).
- [2] Almeida, T. J. G. (2009). Sistema de Armazenagem Autoportante em Perfis Enformados a Frio. Departamento de Engenharia Civil (DEC), Universidade de Aveiro: 125.
- [3] Amaral, C. P. C. d. (2008). Análise numérica do comportamento de madres enformadas a frio Departamento de Engenharia Civil (DEC), Universidade de Aveiro.
- [4] (American Institute of Steel Construction), A. A. I. o. S. (2003). AISC Design Guide 19 - Fire Resistance Of Structural Steel Framing.
- [5] (American Institue of Steel Construction), A. A. I. o. S. (2005). AISC Steel Construction Manual 13th.
- [6] (1998). AS 4100-1998. Steel Structures, Australian Standard.
- [7] Camotim, D., C. Basaglia, et al. (2010). Apontamentos de Estruturas Metálicas. Lisboa.
- [8] Capítulo Quatro: Metais de engenharia: Aço. Disponível em:
<http://www.jorgestreet.com.br/arquivos/professores/Neris/Apostila%20Obten%C3%A7%C3%A3o%20do%20A%C3%A7o%201.pdf>
- [9] Construções Metálicas: O uso do Aço na Construção Civil. Disponível em:
<http://www.metlica.com.br/construcoes-metalicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil>
- [10] Duthinh, D. (2008). "Recent advances in fire–structure analysis." Fire Safety Journal **43**(2): 161-167.

- [11] Dwaikat, M. M. S., V. K. R. Kodur, et al. (2011). "Experimental behavior of steel beam–columns subjected to fire-induced thermal gradients." Journal of Constructional Steel Research **67**(1): 30-38.
- [12] (2006). EN 1993-1-5. Eurocode 3-Design of steel structures-Part 1-5:Plated structural elements, CEN (European Committee for Standardization)
- [13] (2004). EN 1993-1-3 2004 EC3 1.3. Part 1-3: General Rules, Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, CEN (European Committee for Standardisation).
- [14] (2004). FIDESC4-N010-WP1-French National Annex of EC3-1-2, Commission de normalisation de la construction métallique (BNCM CNCMET).
- [15] Franssen, J.-M. and P. Vila Real (2010). Fire Design of Steel Structures ECCS-Europan Convention for Constructional Steelwork.
- [16] Gervásio, H., L. S. d. Silva, et al. (2003). Dimensionamento de Elementos Metálicos com Perfis Enformados a Frio de acordo com a parte 1.3 do Eurocódigo 3. V Conferência de Construção Metálica e Mista. Lisboa.
- [17] Greiner, R. and J. Lindner (2006). "Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in EUROCODE 3—the Method 2 approach." Journal of Constructional Steel Research **62**(8): 757-770.
- [18] Hancock, G. J. and K. J. R. Rasmussen (1998). "Recent research on thin-walled beam-columns." Thin-Walled Structures **32**.
- [19] Kotelko, M. (2004). "Load-capacity estimation and collapse analysis of thin-walled beams and columns—recent advances." Thin-Walled Structures **42**(2): 153-175.

- [20] Magnucka-Blandzi, E. and K. Magnucki (2011). "Buckling and optimal design of cold-formed thin-walled beams: Review of selected problems." Thin-Walled Structures **49**(5): 554-561.
- [21] Martins, J. G. (2011). Estruturas Metálicas. EC3-Parte 1.1/Volume IV.
- [22] Materiais e Técnicas de Protecção de Estruturas metálicas contra a acção do fogo. Disponível em:
<www.estt.ipt.pt/download/disciplina/1142__ProteccaoEstMetalicas.pdf>
- [23] (2006). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE (American Society of Civil Engineers).
- [24] N.Boissonade, J.-P. Jaspart, et al. (2002). "Improvement of the interaction formulae for beam columns in Eurocode 3." Computers&Structures **80**.
- [25] (2010). NP EN 1993-1-1. Eurocódigo 3-Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [26] (2010). NP EN 1991-1-2. Eurocódigo 1-Acções em estruturas, Parte 1-2:Acções gerais, Acções em estruturas expostas ao fogo, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [27] (2010). NP EN 1993-1-2. Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço, Parte 1-2: Regras gerais e regras para edifícios, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [28] N.Lopes (2009). Comportamento ao fogo de estruturas em aço inoxidável. Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro.
- [29] Parkinson, D. Performance Based Design of Structural Steel for Fire Conditions. Worcester Polytechnic Insitute.
- [30] (1990). 5950 Part 1-1990. Part 1.Code of Practice for design in simple and continuous construction:hot rolled sections, British Standards Institution (BSI).

- [31] (1990). 5950 Part 8-1990. Part 8.Code of Practice for Fire Resistant Design, British Standards Institution (BSI).
- [32] Pinto, A. E. M. R. (2010). Estabilidade Local de Perfis Enformados a Frio. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- [33] Ramos, R. A. R. (1993). Nova Filosofia de Cálculo de Estruturas de Aço-Eurocódigo 3 Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto.
- [34] Ranby, A. (1998). "Structural Fire Design of Thin Walled Steel Sections." Journal of Constructional Steel Research.
- [35] Rusch, A. and J. Lindner (2004). "Application of level 1 interaction formulae to class 4 sections." thin-Walled Structures: 279-293.
- [36] S.A., A. S. C. (2004) Vigas, Perfis y Comerciales Beams, Channels and Merchant Bars Travi, Profilati e Laminati Mercantili.
- [37] Santos, F. and L. S. d. Silva Estudo de Viabilidade Económica das Enformados a Frio em Pórticos Industriais com Travessas Inclinadas. V Congresso de Construção Metálica e Mista.
- [38] Shahbazian, A. and Y. C. Wang (2011). "Calculating the global buckling resistance of thin-walled steel members with uniform and non-uniform elevated temperatures under axial compression." Thin-Walled Structures **49**(11): 1415-1428.
- [39] (2002). Steel Structures Design Handbook, Standards Australia.
- [40] Tipos de aço e perfis para estrutura metálica de edifícios. Disponível em: www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=19&Cod=104
- [41] Vantagens da utilização do aço na construção civil.

- [42] Veríssimo, H. (2008). Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço enformados a frio de acordo com o Eurocodigo 3. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
- [43] Vila Real, P. (2003). Incêndio em Estruturas Metálicas, CMM (Associação Portuguesa de Construção Metálica).
- [44] Vila Real, P. (2011) Determinação da classe das secções transversais.
- [45] Vila Real, P., N. Lopes, P.Piloto, L.Mesquita, L.Simões da Silva Modelação Numérica do Comportamento ao Fogo de uma Estrutura em Aço Inoxidável em Situação de Incêndio V Congresso de Construção Metálica e Mista.
- [46] Vila Real, P., N. Lopes, Luis Simões da Silva, J.Franssen (2003). Encurvadura Lateral de Vigas Metálicas sujeitas à Acção do Fogo: Uma nova proposta de cálculo simples complementar ao EC3. IV Congresso de Construção Metálica e Mista. Lisboa.
- [47] Vila Real, P., N. Lopes, Luís Simões da Silva, J.M.Franssen, E.Mirambell. Modelação Numérica da Encurvadura Lateral de Vigas em I em aço inoxidável à temperatura ambiente e em situação de incêndio-Comparação com o Eurocódigo 3. V Congresso de Construção Metálica e Mista.
- [48] Vila Real, P., N. Lopes, Luís Simões da Silva, J.M.Franssen. (2003). Comportamento de Vigas-Coluna em Situação de Incêndio: Uma Nova Proposta de Cálculo Simples alternativa ao EC3. IV Congresso de Construção Metálica e Mista. Lisboa.
- [49] Vila Real, P., N. Lopes, et al. (2003). "Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire—comparisons with Eurocode 3." Fire Safety Journal **39**(1): 23-39.

-
- [50] Vila Real, P., N. Lopes, Luís Simões da Silva, J.M.Franssen, P.Piloto. (2008). "Lateral-torsional buckling of stainless steel I-beams in case of fire." Journal of Constructional Steel Research **64**(11): 1302-1309.
- [51] Wald, F., L. Simoes da Silva, et al. (2006). "Experimental behaviour of a steel structure under natural fire." Fire Safety Journal **41**(7): 509-522.
- [52] Wang, P., Y.-C. Wang, D.B.Moore, T.Lennon, M.Chladna, A.Santiago, M.Benes, L.Borges. (2010). "A new design method for calculating critical temperatures of restrained steel column in fire." Fire Safety Journal **45**(6-8): 349-360.
- [53] Zhang, L. and G. Tong (2004). "Flexural-torsional buckling of thin-walled beam members based on shell buckling theory." Thin-Walled Structures **42**(12): 1665-1687.

ANEXOS

Anexo A: Classificação das secções internacional (norma britânica 5950, norma americana AISC360-10, norma australiana AS4100-1998)

Vem a seguir umas tabelas para a classificação das secções segundo as diversas normas que foram alvo de estudo neste trabalho:

Norma Britânica (BS5950):

Tabela 9: Tabela para a classificação das secções segundo a norma britânica BS5950

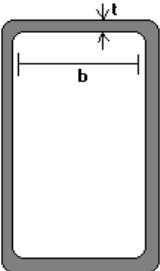
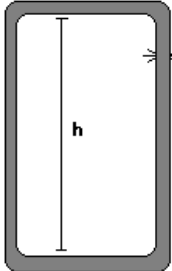
Limiting width to thickness ratios				
Type of element	Type of section	Class of section		
		(1) Plastic	(2) Compact	(3) Semi-compact
Outstand element of compression flange	Built-up by welding	$b/T \leq 7.5\epsilon$	$b/T \leq 8.5\epsilon$	$b/T \leq 13\epsilon$
	Rolled sections	$b/T \leq 8.5\epsilon$	$b/T \leq 9.5\epsilon$	$b/T \leq 15\epsilon$
Internal element of compression flange	Built-up by welding	$b/T \leq 23\epsilon$	$b/T \leq 25\epsilon$	$b/T \leq 28\epsilon$
	Rolled sections	$b/T \leq 26\epsilon$	$b/T \leq 32\epsilon$	$b/T \leq 39\epsilon$
Web, with neutral axis at mid-depth	All sections	$b/T \leq 79\epsilon$	$b/T \leq 98$	$b/T \leq 120\epsilon$
Web, generally	All sections	$b/T \leq 79\epsilon / (0.4 + 0.6\alpha)$	$b/T \leq 98\epsilon / \alpha$	$b/T \leq 13\epsilon$
Web, where whole section is subject to compression	Built-up by welding	$d/t \leq 28\epsilon$	$d/t \leq 28\epsilon$	$d/t \leq 28\epsilon$
	Rolled sections	$d/t \leq 39\epsilon$	$d/t \leq 39\epsilon$	$d/t \leq 39\epsilon$
Legs of single	Rolled angle	$b/T \leq 8.5\epsilon$ and	$b/T \leq 9.5\epsilon$ and	b/T and $d/T \leq 15\epsilon$

angle and double angle members with components separated	sections	$d/T \leq 8.5\epsilon$	$d/T \leq 9.5\epsilon$	$(b+d)/T \leq 23\epsilon$
Outstand legs of double angle in contact back-to-back	Rolled angle sections	$b/T \leq 8.5\epsilon$	$b/T \leq 9.5\epsilon$	$b/T \leq 15\epsilon$
Stems of T-sections	T-section	$d/t \leq 8.5\epsilon$	$d/t \leq 9.5\epsilon$	$d/t \leq 19\epsilon$
Circular tube subject to moment or axial compression	CHS or built-up by welding	$D/t \leq 40\epsilon^2$	$D/t \leq 57\epsilon^2$	$D/t \leq 80\epsilon^2$
$\alpha = 2y_c/d$, where y_c is the distance from the plastic neutral to the web connected to the compression flange. But if $\alpha > 2$, the section should be taken as having compression throughout. $\epsilon = (275/\rho_y)^{0.5}$				

Portanto temos que para esta norma, se estes limites forem ultrapassados, estamos em presença de uma uma secção esbelta (“slender section na linguagem anglo-saxónica) ou de uma secção de Classe 4 como referido no EC3-1-1.

Norma Americana (AISC 360-10):

Tabela 10: Tabela para a classificação das secções segundo a norma americana AISC 360-10

Limites relação largura/espessura para elementos comprimidos						
	Caso	Descrição do Elemento	relação/esp.	Limite relação/espessura		Exemplo
				λ_p (compacta)	λ_r (não compacta)	
Elementos não Reforçados	1	Compressão uniforme em banzos de secções retangulares ou de secções ocas de espessura uniforme sujeitos a flexão ou compressão	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Flexão em almas de secções retangulares HSS	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota: Para outro tipo de secções, consultar a norma americana AISC360-10, como para perfis em I, secções cilíndricas ocas (CHS), perfis em T ou cantoneiras. Optou-se para não incluir estas secções para não sobrecarregar demasiado o presente trabalho.

Norma Australiana AS4100-1998:

Tabela 11: Tabela para a classificação das secções segundo a norma australiana AS4100-1998

Valores limites máximos para a esbelteza dos elementos					
Chapa tipo	Cantos longitudinais suportados	Tensões residuais	Limite de plasticidade (λ_{ep})	Limite de cedência (λ_{ey})	Deformação limite (λ_{ed})
Plana	Um	SR	10	16	35
		HR	9	16	35
		LW, CF	8	15	35
		HW	8	14	35
(Compressão Uniforme)					
Plana	Um	SR	10	25	-
		HR	9	25	-
		LW, CF	8	22	-
		HW	8	22	-
Máxima compressão no lado não suportado, zero ou tensão no lado suportado					
Plana	Dois	SR	30	45	90
		HR	30	45	90
		LW,CF	30	40	90
		HW	30	35	90
(Máxima compressão num canto não suportado, zero ou tensão no lado suportado)					
Plana	Dois	Quaisquer	82	115	-
Secções circulares ocas		SR	50	120	-
		HR, CF	50	120	-
		LW	42	120	-
		HW	42	120	-

Nota: SR-stress relieved, HR-hot rolled or hot finished, CF-cold formed, LW-lightly welded, HW-heavily welded

Anexo B: Cálculo das secções efetivas (folha de Cálculo em Excel)

Neste trabalho preparou-se uma folha de cálculo Excel para os vários tipos de secção seja seção em I, em U ou RHS Para o cálculo das secções efetivas e para tornar o cálculo automático calculou-se as secções em flexão segundo o eixo forte, como em flexão segundo o eixo fraco ou em compressão. Para não sobrecarregar demasiado o trabalho optou-se por mostrar uma parte só destas tabelas:

Cálculo de secções efetivas para flexão segundo o eixo forte para perfis em forma de I como perfis IPE, INP, HE:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm ²]	275
		My[KNm]	50
		Elementos externos comprimidos	
		ε	0.924
b [m]	0.170		
h [m]	0.360		
tf [m]	0.0127		
tw [m]	0.008		
r [m]	0.018		
A [m ²]	0.00727		
hi [m]	0.335		
d [m]	0.299		
I _y [m ⁴]	0.0001627		
I _z [m ⁴]	0.00001043		
W _{el,y} [m ³]	0.0009036		
W _{el,z} [m ³]	0.0001228		

$\rho = 1.0$

$\bar{\lambda}_p \leq 0,673$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.005(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

$\bar{\lambda}_p > 0.673$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

$(3 + \psi) \geq 0$

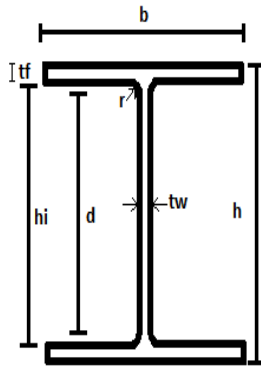


Figura 78: Dimensões para Perfis em I para Flexão segundo o eixo forte

Table 4.2: Outstand compression elements

Stress distribution (compression positive)	Effective ^p width b_{eff}				
	$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
	$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
	$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Figura 79: Tabela para cálculo dos elementos exteriores das seções efetivas

Posição do centro de gravidade [m]		0.180	c [m]		0.063	Ψ		1	σ_1 [Kpa]	σ_2 [Kpa]
								55317	55317	
vinf [m]	0.180	vsup [m]	0.180	λ_p	0.2881	k_σ		0.43		
				ρ	1					
beff [m]	0.063	parte desprezável [m]		0.000						

Elementos internos comprimidos

Posição do centro de gravidade [m]		0.180	b_{linha} [m]	0.299	ψ	-1.0	σ1 [Kpa]	σ2 [Kpa]
I_y [m4]	0.000163	W_{el,y,sup} [m3]	0.000904	W_{el,y,inf} [m3]	0.000904	W_{el,min} [m3]	45882	-45882
v_{inf} [m]	0.1800	vsup [m]	0.1800	λρ	0.111	k_σ	164	
			ρ	1				
beff [m]	0.1493	be1 [m]	0.060	parte desprezável [m]	0.000			
		be2 [m]	0.090					

bc [m]	0.149
bt [m]	0.149

$$\rho = 1.0 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.748$$

Posição do centro de gravidade [m]		0.180					
Área efetiva [m2]	0.00727						
I_y [m4]	0.000163	W_{el,y,sup} [m3]	0.000904	W_{el,y,inf} [m3]	0.000904	W_{el,y,min} [m3]	0.000904

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

Table 4.1: Internal compression elements

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b _{eff}	
	$\psi = 1:$	$b_{eff} = \rho \bar{b}$	
	$1 > \psi > 0:$	$b_{e1} = 0,5 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,5 b_{eff}$
	$\psi < 0:$	$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$	
		$b_{e1} = 0,4 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,6 b_{eff}$
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0
Buckling factor k _σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81
		$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	
		-1	-1 > ψ > -3
		23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Figura 80: Tabela para cálculo dos elementos internos em compressão das seções efetivas

Cálculo de secções efetivas para flexão segundo o eixo fraco para perfis em forma de I como perfis IPE, INP, HE:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm ²]	275
	Mz [KNm]	50	
b [m]	0.17	Elementos externos comprimidos	ε
h [m]	0.36		0.924
tf [m]	0.013		
tw [m]	0.008		
r [m]	0.018		
A [m²]	0.0073		
hi [m]	0.335		
d [m]	0.299		
Iy [m⁴]	0.000163		
Iz [m⁴]	0.000010		
Wel,y [m³]	0.000904		
Wel,z [m³]	0.000123		
Elementos internos comprimidos			

Posição do centro de gravidade [m]		0.085	b_{linha} [m]	0.299	ψ	1.0	σ1 [Kpa]	σ2 [Kpa]
Iz [m⁴]	0.000010	W_{el,y,sup} [m³]	0.000123	W_{el,y,inf} [m³]	0.000038	W_{el,y,min} [m³]	0.000038	0
vinf [m]	0.275	vsup [m]	0.085	λp	0.711	k_σ	4	
				ρ	1			
beff [m]	0.299	be1 [m]	0.149	parte desprezável [m]		0.000		
		be2 [m]	0.149					
		bc [m]	0.299					
		bt [m]	0.0000					
Posição do centro de gravidade [m]		0.085						

Área efetiva [m2]		0.007270					
Iz [m4]	0.000010	W _{el,y,sup} [m3]	0.000123	W _{el,y,inf} [m3]	0.000038	W _{el,y,min} [m3]	0.000038

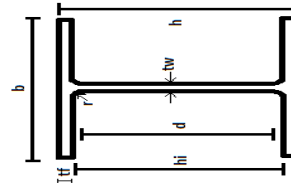


Figura 81: Dimensões para perfis em I para Flexão em torno do eixo de menor inércia

Cálculo de secções efetivas para compressão para perfis em forma de I como perfis IPE, INP, HE:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm2]	275
	N [KN]	50	
b [m]	0.170	Elementos externos comprimidos	ε
h [m]	0.360		0.924
tf [m]	0.013		
tw [m]	0.008		
r [m]	0.018		
A [m2]	0.0073		
hi [m]	0.335		
d [m]	0.299		
Iy [m4]	0.000163		
Iz [m4]	0.000010		
W _{el,y} [m3]	0.000904		
W _{el,z} [m3]	0.000123		

$$\rho = 1.0 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.005(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_p > 0.673 \quad (3 + \psi) \geq 0$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

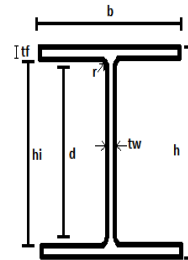


Figura 82: Dimensões para perfis em I em Compressão

Posição do centro de gravidade [m]		0.180	c [m]	0.063	ψ	1	σ1 [Kpa]	σ2 [Kpa]
							6878	6878
vinf [m]	0.180	vsup [m]	0.180	λ_p	0.288	k_σ	0.43	
				ρ	1			
beff [m]	0.063	parte desprezável [m]	0.000					

Elementos internos comprimidos

Posição do centro de gravidade [m]		0.180	b_{linha} [m]	0.299	ψ	1.0	σ1 [Kpa]	σ2 [Kpa]
I_y [m4]	0.000163	W_{el,y,sup} [m3]	0.000904	W_{el,y,inf} [m3]	0.000904	W_{el,min} [m3]	0.000904	6878
vinf [m]	0.1800	vsup [m]	0.1800	λ_p	0.711	k_σ	4	
				ρ	1			
beff [m]	0.299	be1 [m]	0.149	parte desprezável [m]		0.0000		
		be2 [m]	0.149					
		bc [m]	0.299					
		bt [m]	0.0000					

$\rho = 1.0$ $\bar{\lambda}_p \leq 0.748$

$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\lambda_p^2} \leq 1$

$\bar{\lambda}_p > 0.748$

$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$

Posição do centro de gravidade [m]		0.180					
Área efetiva [m ²]		0.007270					
ly [m ⁴]	0.000163	W _{el,y,sup} [m ³]	0.000904	W _{el,y,inf} [m ³]	0.000904	W _{el,min} [m ³]	0.000904

Cálculo de secções efetivas em flexão segundo o eixo forte para perfis como secções RHS:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm ²]	275
My [KNm]		100	
b [m]	0.100	Elementos externos comprimidos	
h [m]	0.100	ε	0.924
t1 [m]	0.002	$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$ $\rho = 1.0$ $\bar{\lambda}_p \leq 0,673$	
t2 [m]	0.002		
r [m]	0.027	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.005(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ $\bar{\lambda}_p > 0.673$ $(3 + \psi) \geq 0$	
A [m ²]	0.000396		
hi [m]	0.096	$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$ $\rho = 1.0$ $\bar{\lambda}_p \leq 0.748$	
d [m]	0.042		
ly [m ⁴]	0.0000013	$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ $\bar{\lambda}_p > 0.748$	
lz [m ⁴]	0.0000013		
W _{el,y} [m ³]	0.000025		
W _{el,z} [m ³]	0.000025		

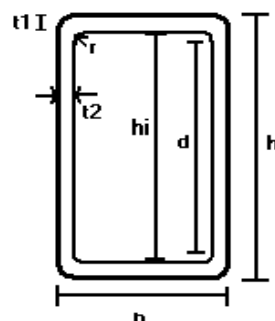


Figura 83: Dimensões para perfis RHS em Flexão em relação ao eixo de maior inércia

Posição do centro de gravidade [m]	0.05	c [m]	0.094	ψ	1	σ₁ [Kpa]	3982651	σ₂ [Kpa]	3982651
---	------	--------------	-------	----------	---	----------------------------	---------	----------------------------	---------

vinf	0.050	vsup	0.050	λ_p	0.895	k_σ	4
				ρ	0.883		

beff [m]	0.0830	parte desprezável [m]	0.011	be1 [m]	0.041	be2 [m]	0.041
-----------------	--------	------------------------------	-------	----------------	-------	----------------	-------

Elementos internos comprimidos

Posição do centro de gravidade [m]	0.051	b_{linha} [m]	0.042	ψ	-0.9	σ₁ [Kpa]	σ₂ [Kpa]		
I_y [m⁴]	0.000001	W_{el,y,sup} [m³]	2.3338E-05	W_{el,y,inf} [m³]	2.4703E-05	W_{el,min} [m³]	2.33381E-05	4118184	-3881483

vinf [m]	0.049	vsup [m]	0.051	λ_p	0.169	k_σ	22.427
				ρ	1		

beff [m]	0.022	be1 [m]	0.007	parte desprezável [m]	0.0000
		be2 [m]	0.014		

bc [m]	0.022
bt [m]	0.020

Posição do centro de gravidade [m]		0.052					
Área efetiva [m ²]		0.000374					
ly [m ⁴]	0.000001	W _{el,y,sup} [m ³]	0.000023	W _{el,y,inf} [m ³]	0.000025	W _{el,min} [m ³]	0.000023

Cálculo de secções efetivas para flexão segundo o eixo fraco para perfis RHS:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm ²]	275
My [KNm]		3	
b [m]	0.100	Elementos externos comprimidos	ε
h [m]	0.100		0.924

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

$$\rho = 1.0$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.005(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.673$$

$$(3 + \psi) \geq 0$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

$$\rho = 1.0$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.748$$

Posição do centro de gravidade [m]	0.050	c [m]	0.094	ψ	1	σ ₁ [Kpa]	119480	σ ₂ [Kpa]	119480
------------------------------------	-------	-------	-------	---	---	----------------------	--------	----------------------	--------

vinf	0.050	vsup	0.050	λ _p	0.8951214	k _σ	4
------	-------	------	-------	----------------	-----------	----------------	---

		ρ		0.88253127			
beff [m]	0.083	parte desprezável [m]	0.011	be1 [m]	0.041	be2 [m]	0.041

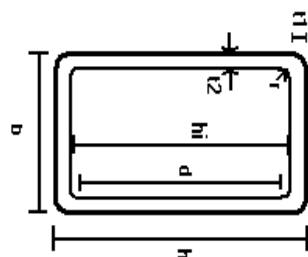


Figura 84: Dimensões para perfil RHS para flexão segundo o eixo fraco

Elementos internos comprimidos											
Posição do centro de gravidade [m]		0.051		b_{linha} [m]	0.042		ψ	-0.9		σ_1 [Kpa]	σ_2 [Kpa]
I_z [m4]	0.000001	$W_{el,y,sup}$ [m3]	2.33533E-05	$W_{el,y,inf}$ [m3]	2.47188E-05	$W_{el,min}$ [m3]	2.33533E-05	125963	-118867		
v_{inf} [m]	0.049	v_{sup} [m]	0.051	$\lambda\rho$	0.169		k_σ	22.455			
				ρ	1						
b_{eff} [m]	0.022	b_{e1} [m]	0.007	parte desprezável [m]		0.000					
		b_{e2} [m]	0.014								
		b_c [m]	0.022								
		b_t [m]	0.020								
Nova posição do centro de gravidade		0.052									
Área efetiva [m2]		0.000762									
I_z [m4]	0.000001	$W_{el,y,sup}$ [m3]	0.000023	$W_{el,y,inf}$ [m3]	0.000025	$W_{el,min}$ [m3]	0.000023				

Cálculo de secções efetivas para compressão para perfis RHS:

Dimensões da secção		classe de aço [N/mm²]		275
		N [KN]	50	
b [m]	0.100	Elementos externos comprimidos		ε 0.92
h [m]	0.100	$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}} \quad \rho = 1.0 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0,673$ $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.005(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_p > 0.673 \quad (3 + \psi) \geq 0$ $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad \rho = 1.0 \quad \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \bar{\lambda}_p > 0.748$		
t1 [m]	0.002			
t2 [m]	0.002			
r [m]	0.027			
A [m²]	0.000784			
hi [m]	0.096			
d [m]	0.042			
ly [m⁴]	0.000001			
lz [m⁴]	0.000001			
Wel,y [m³]	0.000025			
Wel,z [m³]	0.000025			

Posição do centro de gravidade [m]	0.050	c [m]	0.094	ψ	1	σ₁ [Kpa]	63776	σ₂ [Kpa]	63776
---	-------	--------------	-------	----------	---	----------------------------	-------	----------------------------	-------

vinf	0.050	vsup	0.050	λ_p	0.895	k_σ	4
-------------	-------	-------------	-------	----------------------	-------	----------------------	---

				ρ	0.883		
--	--	--	--	----------	-------	--	--

beff [m]	0.083	parte desprezável [m]	0.011	be1 [m]	0.041	be2 [m]	0.041
-----------------	-------	------------------------------	-------	----------------	-------	----------------	-------

Elementos internos comprimidos

Posição do centro de gravidade [m]		0.050	b_{linha} [m]	0.042	ψ	1.0	σ₁ [Kpa]	σ₂ [Kpa]
ly [m⁴]	0.000001	W_{el,y,sup} [m³]	0.000023	W_{el,y,inf} [m³]	0.000023	W_{el,y,inf} [m³]	0.000023	63776 63776
vinf [m]	0.050	vsup [m]	0.050	λ_p	0.400	k_σ	4	

				ρ	1		
beff [m]	0.042	be1 [m]	0.021	parte desprezável [m]		0.0000	
		be2 [m]	0.021				
		bc [m]	0.042				
		bt [m]	0.000				
Posição do centro de gravidade [m]		0.050					
Área efetiva [m²]		0.000740					
I_y [m⁴]	0.000001	W_{el,sup} [m³]	0.000023	W_{el,inf} [m³]	0.000023	W_{el,min} [m³]	0.000023

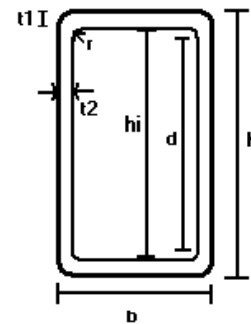


Figura 85: Dimensões para perfis RHS em Compressão

Anexo C: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna em Situação de Incêndio, Proposta do Eurocódigo EC3-1-2:

Verificação da segurança relativamente à fórmula de interação proposta para elementos de classe 1-2-3 com adaptações em relação à verificação ao fogo da EN1993-1-2				classe de aço [N/mm ²]		275	
				A _{seção} [m ²]	0.000784	ly [m ⁴]	0.000001
lz [m ⁴]	0.000001						
η _{fi}	0.65	A _{efetiva} [m ²]	0.000740	ey [m]	0	ΔMy [KNm]	0
N [KN]	0.00	Weff,y	0.000023	ez [m]	0	ΔMz [KNm]	0
My [KNm]	7.06	Weff,z	0.000023	leff,y [m ⁴]	0.000001	leff,z [m ⁴]	0.000001
Mz [KNm]	0.0001	M1 [KNm]	1.00			M1 [KNm]	0.0001
eixo y-y		M2 [KNm]	1.00	eixo z-z		M2 [KNm]	0.0001

N _{fi,Ed} [KN]	0
M _{y,fi,Ed} [KNm]	4.589
M _{z,fi,Ed} [KNm]	0.000065
γ _{M,fi}	1.0

ΔM _{y,fi,Ed} [KNm]	0
ΔM _{z,fi,Ed} [KNm]	0

Análise para elementos não susceptíveis a deformações por torção					
Temperatura do perfil [°C]		350	tipo de piso ? [inter/último/-]	-	l _{fi,y} [m]
k _{sh} Am/V [m ⁻¹]		510.2	comprimento da coluna l [m]	3	5
k _{0,2p,θ}		0.72	comprimento de encurvadura l _{fi,y} [m]	5	l _{fi,z} [m]
		k _{E,θ}	0.75	comprimento de encurvadura l _{fi,z} [m]	5

eixo y-y	
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,y}$	1.398
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,\theta,y}$	1.365
α	0.600
$\Phi_{y,\theta}$	1.842
$\chi_{fi,y}$	0.325
eixo z-z	
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,z}$	1.398
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,\theta,z}$	1.365
α	0.600
$\Phi_{z,\theta}$	1.842
$\chi_{fi,z}$	0.325
$\chi_{min,fi}$	0.325

ky	1.000	μ_y	-3.049		
kz	1.000	μ_z	-1.803		
caso y ? 1-6	1	$\beta_{M,y}$	1.1	caso z ? 1-6	1
caso 4-7, $\beta_{M,Q}$?	2	$\beta_{M,z}$	1.1	caso 4-7, $\beta_{M,Q}$?	2

ψ_y	1.000		
ψ_z	1.000		
$\beta_{M,Q,y}$	1.3	$\beta_{M,Q,z}$	1.3
$M_{Q,y}$	10	$M_{Q,z}$	10
ΔM_y	15	ΔM_z	15
$\beta_{M,\psi,y}$	1.1	$\beta_{M,\psi,z}$	1.1

Verificação do critério de segurança	1.00
--------------------------------------	------

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} Ak_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.8, (\lambda_{y,20^\circ C} \leq 1.10)$$

$$\mu_z = (1.2\beta_{M,z} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71\beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} Ak_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} Ak_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

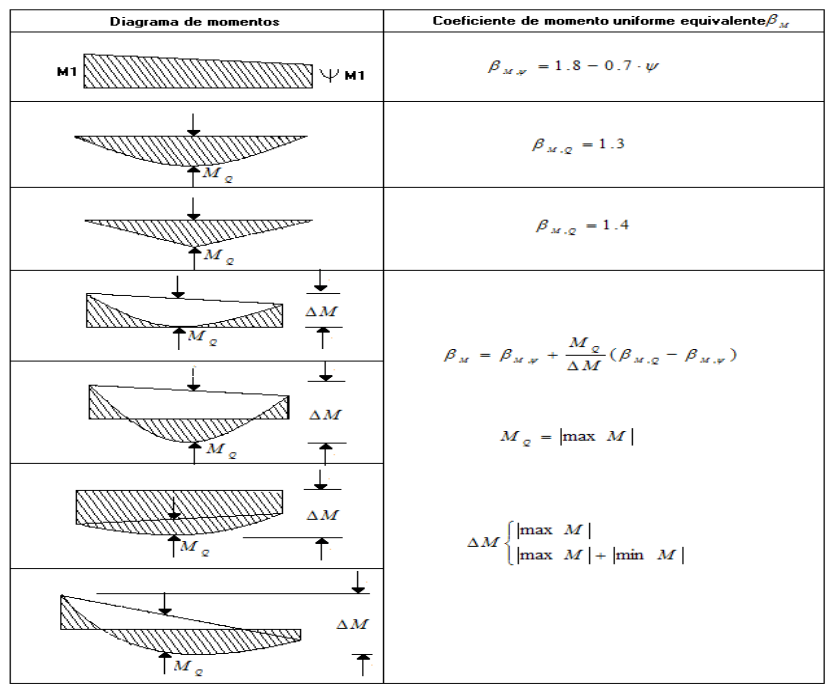


Figura 86: Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M

Análise para elementos susceptíveis à encurvadura lateral					
Temperatura do perfil [°C]		350	tipo de piso ? [inter/último/-]	-	$l_{fi,y}$ [m]
k_{sh} Am/V [m-1]	510.2		comprimento da coluna l [m]	2.7	5
$k_{0,2p,\theta}$	0.72	$k_{E,\theta}$	0.75	comprimento de encurvadura $l_{fi,y}$ [m]	5
				comprimento de encurvadura $l_{fi,z}$ [m]	5

eixo y-y	
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,y}$	1.398
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,\theta,y}$	1.365
α	0.600
Φ	1.842
$\chi_{fi,y}$	0.325
eixo z-z	
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,z}$	1.398
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,\theta,z}$	1.365
α	0.600
Φ	1.842
$\chi_{fi,z}$	0.325

k_{LT}	1.000
μ_{LT}	0.075
$\beta_{M,LT}$	1.100

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_{z,\theta} \beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9$$

Mcr [KNm]	110								
	C1	1		lz [m4]	0.000001	lw [m6]	0	E [GPa]	210
			L (contraventamento) [m]	5		lt [m4]	0.000002	G [GPa]	81
caso	1								

Coeficientes C1 para momento uniforme equivalente				
		Momento flector	C1	
1			M	1.000
2			M	1.879
3			M	2.752
4			F L / 4	1.365
5			F L^2 / 8	1.132
6			F L / 4	1.046

Figura 87: Coeficiente de momento uniforme equivalente

$\lambda_{LT,\theta}$	0.236
α	0.601
$\Phi_{LT,\theta}$	0.599
$\chi_{LT,fi}$	0.870

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \lambda_{LT,\theta}^2}}$$

$$\phi_{LT,\theta} = 1/2[1 + \alpha_{LT}\lambda_{LT,\theta} + \lambda_{LT,\theta}^2]$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

Verificação do critério de segurança	1.15
---	-------------

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} Ak_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{0.2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

Cálculo da temperatura crítica [°C]						Elemento não suscetível a encurvadura lateral		
θ [°C]	$k_{0.2p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\lambda_{barra,y}$	$\lambda_{\theta,barra,y} = \lambda_{barra,y} (k_{0.2p,\theta} / k_{E,\theta})^{0.5}$	$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$	$\Phi_{z,\theta}$	$\chi_{fi,z}$	$\chi_{min,fi}$
20.0	1	1	1.398	1.398	0.600			
350.0	0.715	0.75	1.398	1.365	0.600			
350.0	0.715	0.75	1.398	1.365	0.600			
$\Phi_{y,\theta}$	$\chi_{fi,y}$	$\lambda_{barra,z}$	$\lambda_{\theta,barra,z} = \lambda_{barra,z} (k_{0.2p,\theta} / k_{E,\theta})^{0.5}$	$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$	$\Phi_{z,\theta}$	$\chi_{fi,z}$	$\chi_{min,fi}$	
1.898	0.314	1.398	1.398	0.601	1.898	0.314	0.314	
1.842	0.325	1.398	1.365	0.601	1.842	0.325	0.325	
1.842	0.325	1.398	1.365	0.601	1.842	0.325	0.325	
ky	kz	μ_y	μ_z	$k_{0.2p,\theta}$	$\theta_{a,cr}$ [°C]			
1.000	1.000	-3.141	-1.858	0.715	350.0			
1.000	1.000	-3.049	-1.803	0.715	350.0			
1.000	1.000	-3.049	-1.803	0.715	350.0			

Cálculo da temperatura crítica [°C]				Elemento suscetível a encurvadura lateral		
θ [°C]	$k_{0.2p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\lambda_{barra,y}$	$\lambda_{\theta,barra,y} = \lambda_{barra,y} (k_{0.2p,\theta}/k_{E,\theta})^{0.5}$	$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$	
20.0	1	1	1.398	1.398	0.601	
267.2	0.816	0.833	1.398	1.384	0.601	
263.6	0.820	0.836	1.398	1.385	0.601	
$\Phi_{y,\theta}$	$\chi_{fi,y}$	$\lambda_{barra,z}$	$\lambda_{\theta,barra,z} = \lambda_{barra,z} (k_{0.2p,\theta}/k_{E,\theta})^{0.5}$	$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$	$\Phi_{z,\theta}$	$\chi_{fi,z}$
1.898	0.314	1.398	1.398	0.601	1.898	0.314
1.874	0.319	1.398	1.384	0.601	1.874	0.319
1.874	0.319	1.398	1.385	0.601	1.874	0.319

Cálculo da temperatura crítica [°C]				Elemento suscetível a encurvadura lateral						
θ [°C]	$k_{0.2p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\lambda_{barra,y}$	$\lambda_{\theta,barra,y} = \lambda_{barra,y} (k_{0.2p,\theta}/k_{E,\theta})^{0.5}$			$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$			
20.0	1	1	1.398	1.398			0.601			
267.2	0.816	0.833	1.398	1.384			0.601			
263.6	0.820	0.836	1.398	1.385			0.601			
$\Phi_{y,\theta}$	$\chi_{fi,y}$	$\lambda_{barra,z}$	$\lambda_{\theta,barra,z} = \lambda_{barra,z} (k_{0.2p,\theta}/k_{E,\theta})^{0.5}$	$\alpha = 0.65(235/f_y)^{0.5}$			$\Phi_{z,\theta}$	$\chi_{fi,z}$		
1.898	0.314	1.398	1.398	0.601			1.898	0.314		
1.874	0.319	1.398	1.384	0.601			1.874	0.319		
1.874	0.319	1.398	1.385	0.601			1.874	0.319		
Mcr [KNm]	$\lambda_{LT,\theta}$	α_{LT}	$\Phi_{LT,\theta}$	$\chi_{LT,fi}$	$k_{LT,\theta}$	μ_{LT}	kz	μ_z	$k_{0.2p,\theta}$	$\theta_{a,cr}$ [°C]
127	0.225	0.601	0.593	0.876	1.000	0.081	1.000	-1.858	0.816	267.2
116	0.233	0.601	0.597	0.872	1.000	0.078	1.000	-1.834	0.820	263.6
116	0.233	0.601	0.597	0.872	1.000	0.078	1.000	-1.835	0.820	263.7

Verificação da capacidade da secção	1.00
-------------------------------------	------

	$k_{0,2p,\theta}$	$\theta_{a,cr}$ [°C]
Cálculo da temperatura crítica [°C] (verificação da secção)	0.0095	1152.677

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} k_{0,2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} k_{0,2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} k_{0,2p} f_y / \gamma_{m,fi}} \leq 1$$
Tabela 12: Fatores de redução à temperatura θ_a referidos ao valor de f_y ou E_a a 20°C

Temperatura do aço θ_a	Factores de redução à temperatura θ_a referidos ao valor de f_y ou E_a a 20°C		
	Factores de redução (referido a f_y) para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de classe 4 laminadas a quente e soldadas tensão de cedência efectiva $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_y$	Factores de redução (referido a f_{yb}) para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de classe 4 enformadas a frio $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_{yb}$	Factor de redução (referido a E_a) para a inclinação da recta que apresenta o domínio elástico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$
20 °C	1	1	1
100 °C	1	1	1
200 °C	0.89	0.89	0.9
300 °C	0.78	0.78	0.8
400 °C	0.65	0.65	0.7
500 °C	0.53	0.53	0.6
600 °C	0.3	0.3	0.31
700 °C	0.13	0.13	0.13
800 °C	0.07	0.07	0.09
900 °C	0.05	0.05	0.0675
1000 °C	0.03	0.03	0.045
1100 °C	0.02	0.02	0.0225
1200 °C	0.00	0.00	0.00

Anexo D: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna, em Situação de Incêndio, Proposta com o Método Francês (considerando o Método 1 do anexo do EC3-1-1)

Verificação da segurança relativamente à proposição da fórmula de interação proposta para elementos de classe 4 com adaptações em relação à verificação ao fogo do método francês da EN1993-1-2									
classe de aço [N/mm ²]		275							
Asecção [m ²]	0.000784	ly [m ⁴]	0.000001	lz [m ⁴]	0.000001				
η_{fi}	0.65	A _{efetiva} [m ²]	0.00074	ey [m]	0	ΔMy [KNm]	0		
N [KN]	0.0	Weff,y [m ³]	0.000023	ez [m]	0	ΔMz [KNm]	0		
My [KNm]	5.5	Weff, z[m ³]	0.000023	I _{eff,y} [m ⁴]	0.000001	I _{eff, z} [m ⁴]	0.000001		
Mz [KNm]	0	M1 [KNm]	10			M1 [KNm]	0.0001		
eixo y-y		M2 [KNm]	10	eixo z-z		M2 [KNm]	0.0001		
		Mmax [KNm]	10			Mmax [KNm]	0.0001		
N _{fi,Ed} [KN]	0.0000			$\Delta My_{fi,Ed}$ [KNm]	0				
M _{y,fi,Ed} [KNm]	3.575			$\Delta Mz_{fi,Ed}$ [KNm]	0				
M _{z,fi,Ed} [KNm]	0			curva de encurvadura eixo y-y			b		
Y _{m,fi}	1			curva de encurvadura eixo z-z			a		
				curva de encurvadura lateral			d		
perfil I		h [m]	0.12	tf [m]	0.05	secção soldada em caixão			
		b [m]	0.1	h/b	1.2	b	0.1	h/tw	4
perfil I soldado		tf [m]	0.03			b/tf	2	a	0.03
perfil tubular acabado a [quente]/enformado a [frio]?				quente		h	0.12	tw	0.03
Mmax,y,z [KNm]	10				tf		0.05		

Temperatura do perfil [°C]		500	tipo de piso ? inter/último/-		-	lfi,y [m]
k_{sh}Am/V [m-1]		510.2	comprimento da coluna [m]		3	1.5
k_{0,2p}	0.56	k_{E,θ}	0.60	comprimento de encurvadura l_{fi,y} [m]	1.5	lfi,z [m]
				comprimento de encurvadura l_{fi,z} [m]	1.5	1.5
eixo y-y			Tipo de perfil ? [laminado, perfil I soldado, secção tubular, Secção em caixão soldadas, [perfis U,T e secções cheias], cantoneiras			secção tubular
coeficiente de esbelteza λ_{barra,y}		0.420				
coeficiente de esbelteza modificado λ_{barra,y,θ}		0.404	factor imperfeição α eixo y-y		0.34	
α	0.34	factor imperfeição α eixo z-z		0.21		
Φ_{y,θ}	0.616	factor imperfeição α_{LT}		0.76		
X_{fi,y}	0.924					
$\chi_{f,y,\theta} = \frac{1}{\phi_{\theta,y} + \sqrt{\phi_{\theta,y}^2 - \bar{\lambda}_{\theta,y}^2}} \quad \phi_{\theta,y} = \frac{1}{2}[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{\theta,y}^2]$						
eixo z-z						
coeficiente de esbelteza λ_{barra,z}		0.420	$\bar{\lambda}_{\theta,y} = \bar{\lambda}_{\theta,y}[k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0.5}$		$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2}[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$	
coeficiente de esbelteza modificado λ_{barra,z,θ}		0.404				
α	0.21	$\bar{\lambda}_{\theta,z} = \bar{\lambda}_{\theta,z}[k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0.5}$		$\phi_{\theta,z} = \frac{1}{2}[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{\theta,z}^2]$		$\chi_{f,z,\theta} = \frac{1}{\phi_{\theta,z} + \sqrt{\phi_{\theta,z}^2 - \bar{\lambda}_{\theta,z}^2}}$
Φ_{z,θ}	0.603	$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} Ak_{0.2p} f_y / \gamma_{M,fi}$		$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$		$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{\phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}}$
X_{fi,z}	0.952	$\lambda_{LT,\theta,com} = \lambda_{LT}[k_{y,\theta,com}/k_{E,\theta,com}]^{0.5}$		$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$		
X_{min,fi}	0.924	$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} Ak_{0.2p} f_y / \gamma_{M,fi}$				
$N_{b,fi,t,Rd,y} [KN] \quad 104.8 \quad N_{b,fi,t,Rd,z} [KN] \quad 107.87$						

Mcr [KNm]	98.3801268							
	C1	1	Iz[m4]	0.000001	Iw [m6]	0	E [GPa]	210
L (contraventamento) [m]			5		It [m4]	0.000002	G [GPa]	81
caso	1							
$\lambda_{LT,\theta}$	0.246							
α_{LT}	0.76							
$\Phi_{LT,\theta}$	0.548							
$\chi_{LT,fi}$	0.964							
Ncr,y,θ [KN]	663.3							
Ncr,z,θ [KN]	663.8							
μ_y	1							
μ_z	1							

kyy	1.001	kyz	1.001	λ_0	0.246
				caso	1
kzy	1.001	kzz	1.001	Mcr [KNm]	98.380

Cm,y	1.000	Cm,z	1.000	Cm,LT	1
Cmy,0	1.000	Cmz,0	1.000		
caso ? [1-4]	1	1	C1	caso ? (1-8)	1
a_{LT}	0		1	k_c (1-7)	1
δ_x [m]	0.002	0.002		k_c (8)	-
ϵ_y	174.384				

Verificação do critério de segurança eixo y-y	1.045
--	-------

Verificação do critério de segurança eixo z-z	1.604
--	-------

$$\bar{\lambda}_{\theta,\max} = \max \left\{ \begin{matrix} \bar{\lambda}_{\theta,y} \\ \bar{\lambda}_{\theta,z} \end{matrix} \right\} \quad \epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$$

$$C_1 = k_c^{-2} \quad a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \geq 0$$

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

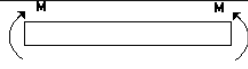
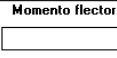
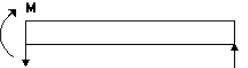

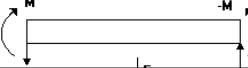
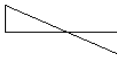
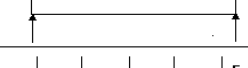
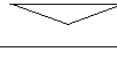
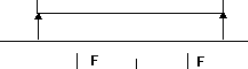
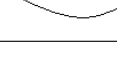
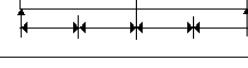
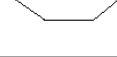
$$k_{yz} = C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$$

$$k_{zz} = C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$$

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} : \left\{ \begin{matrix} C_{my} = C_{my,0} \\ C_{mz} = C_{mz,0} \\ C_{mLT} = 1.0 \end{matrix} \right.$$

$$\lambda_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)} : \left\{ \begin{matrix} C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\epsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} a_{LT}} \\ C_{mz} = C_{mz,0} \\ C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}} \geq 1 \end{matrix} \right.$$

Coeficientes C1 para momento uniforme equivalente				C1	
1		Momento flector		Mmax M	1.000
2				M	1.879
3				M	2.752
4				$\frac{FL}{4}$	1.365
5				$\frac{FL^2}{8}$	1.132
6				$\frac{FL}{4}$	1.046


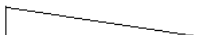


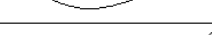

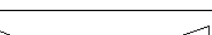
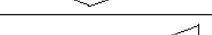
distribuição de momentos		kc
1		1.0
2		$\frac{1}{1-0.33\psi}$
3		0.94
4		0.90
5		0.91
6		0.86
7		0.77
8		0.82

Figura 88: a) Fator k_c para distribuição de momentos b) Coeficiente C1 para momento uniforme equivalente

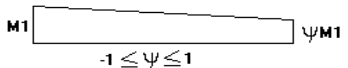
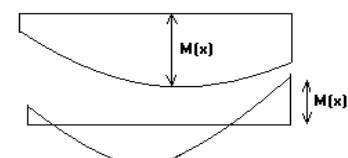
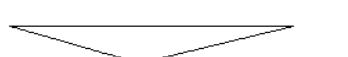

Diagrama de momentos		$C_{mi,0}$
1	 $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{mi,0} = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \frac{N_{ed}}{N_{cr,d}}$
2		$C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_t \delta_x }{L^2 M_{t,ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{ed}}{N_{cr,d}}$ $M_{t,ed}(x) = \max \left\{ \begin{matrix} M_{p,ed} \\ M_{c,ed} \end{matrix} \right\}$
3		$C_{mi,0} = 1 - 0.18 \frac{N_{ed}}{N_{cr,d}}$
4		$C_{mi,0} = 1 + 0.03 \frac{N_{ed}}{N_{cr,d}}$

Figura 89: Fator $C_{mi,0}$ para diagramas de momentos

Quadro 6.2 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal

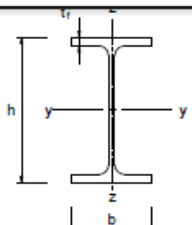
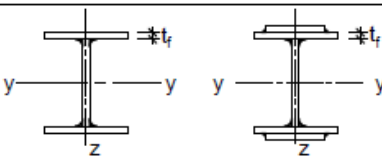

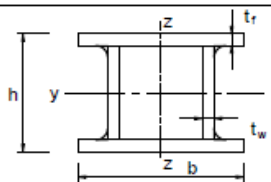
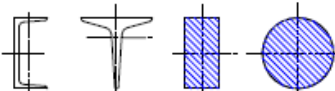

Secção transversal	Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$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

Figura 90: Curva de Encurvadura em função da secção transversal (EC3-1-1)

Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a expressão (6.56)

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

Figura 91: Curvas de Encurvadura Lateral para secções transversais

Cálculo da temperatura crítica									
θ [°C]	$k_{0,2p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\lambda_{barra,y}$	$\lambda_{barra,y,\theta}$	$\alpha=0.65(235/f_y)^{0.5}$	$\Phi_{y,\theta}$	$X_{fi,y}$	$\lambda_{barra,z}$	$\lambda_{barra,z,\theta}$
20.0	1.000	1.000	0.420	0.420	0.601	0.654	0.865	0.420	0.420
490.7	0.692	0.699	0.420	0.418	0.601	0.653	0.867	0.420	0.418
496.0	0.693	0.699	0.420	0.418	0.601	0.653	0.867	0.420	0.418
$\alpha=0.65(235/f_y)^{0.5}$	$\Phi_{z,\theta}$	$X_{fi,z}$	$X_{fi,min}$	$N_{b,fi,t,Rd,y}$	$N_{b,fi,t,Rd,z}$	M_{cr}	$\lambda_{LT,\theta}$	α_{LT}	$\Phi_{LT,\theta}$
0.601	0.654	0.865	0.865	176.096	176.096	127.008	0.225	0.601	0.533
0.601	0.653	0.867	0.867	176.338	176.338	106.179	0.204	0.601	0.522
0.601	0.653	0.867	0.867	176.337	176.337	106.184	0.204	0.601	0.522
$X_{LT,fi}$	$N_{cr,y,\theta}$	$N_{cr,z,\theta}$							
0.985	1105.544	1106.384							
0.998	772.661	1106.384							
0.998	772.729	1106.384							

μ_y	μ_z	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	λ_0	C_{my}	$C_{my,0}$	a_{LT}
1.000	1.000	1.001	1.001	1.001	1.001	127.008	1.000	1.000	0.000
1.000	1.000	1.001	1.001	1.001	1.001	106.179	1.000	1.000	0.000
1.000	1.000	1.001	1.001	1.001	1.001	106.184	1.000	1.000	0.000

δx [m]	ϵ_y	C_{mz}	$C_{mz,0}$	$C_{m,LT}$	$k_{0,2p,\theta,y}$	$k_{0,2p,\theta,z}$	$\theta_{a,cr,y}$ [°C]	$\theta_{a,cr,z}$ [°C]	$\theta_{a,cr}$ [°C]
0.002	174.384	1.000	1.000	1.000	0.570	0.570	490.660	490.7	490.7
0.002	174.384	1.000	1.000	1.000	0.562	0.563	495.997	496.0	496.0
0.002	174.384	1.000	1.000	1.000	0.562	0.563	495.994	496.0	496.0

Verificação da capacidade da secção	1.006		
		$k_{0.2p,\theta}$	$\theta_{a,cr}$ [°C]
Cálculo da temperatura crítica [°C] (verificação da secção)		0.560	474.84

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} \leq 1$$

Anexo E: Cálculo e Verificação da Segurança para Vigas-Coluna, em Situação de Incêndio, Proposta com o Método Francês (considerando o Método 2 adaptado ao fogo do anexo do EC3-1-1)

Verificação da segurança relativamente à proposição da fórmula de interacção proposta para elementos de classe 4 com adaptações em relação à verificação ao fogo do método francês da EN1993-1-2							
classe de aço [N/mm ²]		275					
Asecção [m ²]		0.000784	ly [m ⁴]	0.000001	lz [m ⁴]	0.000001	
η _{fi}	0.65	A _{efetiva} [m ²]	0.00074	ey [m]	0	ΔMy [KNm]	0
N [KN]	174.4	Weff,y [m ³]	0.000023	ez [m]	0	ΔMz [KNm]	0
My [KNm]	0.0	Weff,z [m ³]	0.000023	I _{eff,y} [m ⁴]	0.000001	I _{eff,z} [m ⁴]	0.000001
Mz [KNm]	0.0	M1 [KNm]	10			M1 [KNm]	0.0001
eixo y-y		M2 [KNm]	10	eixo z-z		M2 [KNm]	0.0001
		Mmax [KNm]	10			Mmax [KNm]	0.0001
N _{fi,Ed} [KN]	113.347			ΔMy,fi,Ed [KNm]	0		
M _{y,fi,Ed} [KNm]	0			ΔMz,fi,Ed [KNm]	0		
M _{z,fi,Ed} [KNm]	0.000065					curva de encurvadura eixo y-y	a
Y _{m,fi}	1					curva de encurvadura eixo z-z	a
						curva de encurvadura lateral	d
Temperatura do perfil [°C]		500		tipo de piso ? inter/último/-	-	l _{fi,y} [m]	
k _{sh} Am/V [m ⁻¹]		510.2		comprimento da coluna [m]	3	1	
k _{0,2p}	0.56	k _{E,θ}	0.60	comprimento de encurvadura l _{fi,y} [m]	1	l _{fi,z} [m]	
				comprimento de encurvadura l _{fi,z} [m]	1	1	

eixo y-y		Tipo de perfil ? [laminado, perfil I soldado, secção tubular, Secção em caixão soldadas, [perfis U,T e secções cheias], cantoneiras			secção tubular
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,y}$	0.280				
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,y,\theta}$		0.269	fator imperfeição α eixo y-y	0.21	
α	0.21			fator imperfeição α eixo z-z	0.21
$\Phi_{y,\theta}$	0.544			fator imperfeição α_{LT}	0.76
$X_{fi,y}$	0.985				
eixo z-z					
coeficiente de esbelteza $\lambda_{barra,z}$	0.280				
coeficiente de esbelteza modificado $\lambda_{barra,z,\theta}$		0.269			
α	0.21				
$\Phi_{z,\theta}$	0.544				
$X_{fi,z}$	0.985				
$X_{min,fi}$	0.985				
$N_{b,fi,t,Rd,y}$ [KN]	111.6	$N_{b,fi,t,Rd,z}$ [KN]	111.6		

$$\chi_{f,y,\theta} = \frac{1}{\phi_{\theta,y} + \sqrt{\phi_{\theta,y}^2 - \bar{\lambda}_{\theta,y}^2}}$$

$$\phi_{\theta,y} = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{\theta,y}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,y} = \bar{\lambda}_{\theta,y} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$$

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{\theta,z} = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{\theta,z} - 0.2) + \bar{\lambda}_{\theta,z}^2]$$

$$\chi_{f,z,\theta} = \frac{1}{\phi_{\theta,z} + \sqrt{\phi_{\theta,z}^2 - \bar{\lambda}_{\theta,z}^2}}$$

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

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{0.2p} f_y / \gamma_{M,fi}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta,z} = \bar{\lambda}_{\theta,z} [k_{y,\theta} / k_{E,\theta}]^{0.5}$$

$$\lambda_{LT,\theta,com} = \lambda_{LT} [k_{y,\theta,com} / k_{E,\theta,com}]^{0.5}$$

$N_{cr,y,\theta}$ [KN]	1492.5
$N_{cr,z,\theta}$ [KN]	1493.6

k_{yy}	1.164	k_{yz}	1.164
-----------------------	-------	-----------------------	-------

k_{zy}	0.931	k_{zz}	1.164
-----------------------	-------	-----------------------	-------

eixo y-y		eixo z-z	
Uniforme	1	Uniforme	1
Concentrada	FALSO	Concentrada	FALSO

C_{m,y}	1	C_{m,z}	1	C_{m,LT}	1
------------------------	---	------------------------	---	-------------------------	---

Tipo de Carga ? [Uniforme/Concentrada] ?		Uniforme	
Caso Diagrama de Momentos y-y	3	α_{s,y}	FALSO
Caso de Diagrama de Momentos z-z	2	ψ_y	1
		α_h	1
		α_{s,z}	1
		ψ_z	1
		α_h	1

eixo y-y		eixo z-z	
Mh [KNm]	10	Mh [KNm]	10
Ms [KNm]	10	Ms [KNm]	10
ψMh [KNm]	10	ψMh [KNm]	10

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0.6 \bar{\lambda}_{y,\theta} \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi} / \gamma_{m,fi}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{y,fi,\theta} N_{Rk,fi} / \gamma_{m,fi}} \right)$$

$$k_{yz} = k_{zz} \quad k_{zy} = 0.8k_{yy}$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + 0.6 \bar{\lambda}_{z,\theta} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z,\theta} N_{Rk,fi} / \gamma_{m,fi}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_{z,\theta} N_{Rk,fi} / \gamma_{m,fi}} \right)$$

Verificação do critério de segurança eixo y-y	1.016
--	-------

Verificação do critério de segurança eixo z-z	1.016
--	-------

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd,y}} + \frac{k_{yy} (M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,Ed})}{M_{b,fi,t,Rd}} + \frac{k_{yz} (M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,Ed})}{M_{fi,t,Rd,z}} \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd,z}} + \frac{k_{zy} (M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,Ed})}{M_{b,fi,t,Rd}} + \frac{k_{zz} (M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,Ed})}{M_{fi,t,Rd}} \leq 1$$

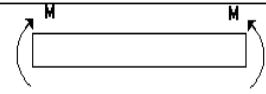

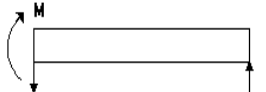

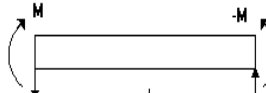
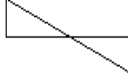

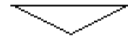
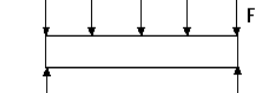

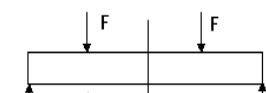

Coeficientes C1 para momento uniforme equivalente				C1
1		Momento flector 	M _{max} M	1.000
2			M	1.879
3			M	2.752
4			$\frac{FL}{4}$	1.365
5			$\frac{FL^2}{8}$	1.132
6			$\frac{FL}{4}$	1.046

Figura 92: Coeficiente C1 para momento uniforme equivalente (EC3-1-1)

Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais quando é utilizada a expressão (6.56)

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

Figura 93: Curvas de encurvadura lateral para secções transversais (EC3-1-1)

Quadro 6.2 – Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal

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

Figura 94: Curva de Encurvadura em função da secção transversal

Quadro B.3 – Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m dos Quadros B.1 e B.2

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

Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.

C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:

coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

Figura 95: Coeficiente de momento uniforme equivalente C_m (EC3-1-1)

Cálculo da temperatura crítica									
θ [°C]	$k_{0.2p,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$\lambda_{barra,y}$	$\lambda_{barra,y,\theta}$	$\alpha=0.65(235/fy)^{0.5}$	$\Phi_{y,\theta}$	$X_{fi,y}$	$\lambda_{barra,z}$	$\lambda_{barra,z,\theta}$
20.0	1.000	1.000	0.280	0.280	0.601	0.563	0.951	0.280	0.280
479.0	0.692	0.699	0.280	0.278	0.601	0.562	0.952	0.280	0.278
479.3	0.692	0.699	0.280	0.278	0.601	0.562	0.952	0.280	0.278
$\alpha=0.65(235/fy)^{0.5}$	$\Phi_{z,\theta}$	$X_{fi,z}$	$X_{fi,min}$	$N_{b,fi,t,Rd,y}$	$N_{b,fi,t,Rd,z}$	Mcr	$\lambda_{LT,\theta}$	α_{LT}	
0.601	0.563	0.951	0.951	193.490	193.490	127.008	0.225	0.601	
0.601	0.562	0.952	0.952	193.651	193.651	106.167	0.204	0.601	
0.601	0.562	0.952	0.952	193.651	193.651	106.167	0.204	0.601	
$\Phi_{LT,\theta}$	$X_{LT,fi}$	$N_{cr,y,\theta}$	$N_{cr,z,\theta}$						
0.533	0.985	2487.474	2489.365						
0.522	0.998	1738.082	2489.365						
0.522	0.998	1738.096	2489.365						

kyy	kyz	kzy	kzz	C _{my}	C _{mz}	C _{m,LT}	k _{0.2p,θ,y}	k _{0.2p,θ,z}
0.000	0.000	0.000	0.000	FALSO	FALSO	FALSO	0.586	0.586
0.000	0.000	0.000	0.000	FALSO	FALSO	FALSO	0.585	0.585
0.000	0.000	0.000	0.000	FALSO	FALSO	FALSO	0.585	0.585

$\theta_{a,cr,y}$ [°C]	$\theta_{a,cr,z}$ [°C]	$\theta_{a,cr}$ [°C]
478.974	479.0	479.0
479.331	479.3	479.3
479.331	479.3	479.3

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} k_{0.2p} f_y / \gamma_{m,fi}} \leq 1$$

Verificação da capacidade da secção	1.000
-------------------------------------	-------

	k _{0.2p,θ}	$\theta_{a,cr}$ [°C]
Cálculo da temperatura crítica [°C] (verificação da secção)	0.557	477.500