



**Flávio Alexandre
Matias Arrais**

**Comportamento de elementos enformados a frio em
situação de incêndio**



**Flávio Alexandre
Matias Arrais**

**Comportamento de elementos enformados a frio em
situação de incêndio**

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

À memória da minha Avó

o júri

presidente

Prof. Doutora Margarida João Fernandes De Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Jorge De Melo Matias Faria De Vila Real
professor catedrático da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Miguel Rosa Pereira Silvestre
professor auxiliar da Universidade Técnica de Lisboa

Prof. Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

No final desta fase da minha vida, gostaria de aqui expressar o meu reconhecimento e sinceros agradecimentos a todos os que me ajudaram a realizar este objetivo pessoal, uma vez que não teria sido possível o desenvolvimento da presente dissertação com o meu único esforço.

Desta forma, é com enorme admiração e respeito que agradeço ao meu orientador Prof. Nuno Lopes pela sua excelente supervisão, disponibilidade, paciência, acessibilidade e dedicação, enfim por todas as suas qualidades profissionais e humanas.

Ao meu coorientador Prof. Vila Real pela motivação que me transmitiu, pela ajuda e disponibilidade manifestada, e pelas valiosas sugestões fornecidas durante a execução desta dissertação.

A todos os meus colegas e amigos da Universidade de Aveiro, em especial ao Paulo Pinho, Sandra Oliveira, Ana Neves, Andreia Coutinho, Carla Silva, Nelson Teixeira, Rita Inácio, Serhiy Fedak, Joana Pinho e Vítor Dias, pelo constante apoio e companheirismo ao longo de todo este percurso académico e durante a execução da dissertação.

Aos meus amigos de Ílhavo que sempre acreditaram em mim e me deram forças para superar todos os obstáculos enfrentados e pelo apoio para continuar a lutar, em particular ao Francisco Marques, Cátia Alves, Jaqueline Matias, Sara Rocha, Ana Ferreira, Andreia Paula, André Carvalho, Bruno Santos e Ricardo Vieira.

E por último, mas não menos importante, à minha família. Aos meus pais Flávio e Mercedes e ao meu irmão Ricardo, sem os quais não seria o que sou nem chegaria até aqui no meu percurso humano e profissional, pelo apoio e incentivo em todos e quaisquer momentos. Aos meus avós que sempre acreditaram em mim e nas minhas qualidades e capacidades. E aos meus tios e primas por todas as ajudas e alegrias partilhadas para comigo.

Muito obrigado!

palavras-chave

enformados a frio, elementos estruturais, encurvadura, tensões residuais, incêndio, eurocódigo 3.

resumo

A presente dissertação tem como interesse aumentar o conhecimento do comportamento estrutural dos elementos enformados a frio na construção.

Os elementos estruturais metálicos com secções de paredes finas enformadas a frio são correntes em edifícios devido à sua leveza e capacidade para suportar grandes vãos. A utilização destes perfis é muito comum como elementos de suporte.

Os perfis enformados a frio são caracterizados por terem secções transversais esbeltas, com possibilidade de ocorrência de encurvadura local. Adicionalmente, a encurvadura lateral e a encurvadura distorcional são também modos de colapso muito comuns nestes elementos. Estes fenómenos de instabilidade intensificam-se quando os perfis são submetidos a temperaturas elevadas, tais como as que ocorrem num incêndio.

Também as tensões residuais têm um papel importante na resistência destes elementos e têm origem essencialmente no processo de fabricação da chapa e da enformagem do perfil pretendido.

O principal objetivo desta dissertação consiste num estudo do comportamento ao fogo de pilares e vigas, onde é avaliada a influência das imperfeições geométricas e das tensões residuais nas suas cargas últimas.

No estudo presente é elaborado uma análise numérica da resistência ao fogo dos elementos estruturais, através dos programas de elementos finitos SAFIR e faixas finitas CUFSM, sendo os resultados comparados com as cargas últimas fornecidas pelas prescrições do Eurocódigo 3.

keywords

cold-formed, structural elements, buckling, residual stresses, fire, eurocode 3.

abstract

The purpose of this thesis is to increase the knowledge of the structural behavior of cold-formed elements in construction.

Steel structural elements with thin walled cold-formed sections are common in buildings due to their lightness and capacity to support large spans. The use of these profiles is very common as support elements.

The cold-formed profiles are characterized by slenderness cross-sections, with the possibility of occurring local buckling. Additionally, the lateral buckling and distortional buckling are also collapse modes that are very common in these elements. These instability phenomena are intensified when the profiles are subjected to high temperatures, such as those that occur in a fire.

Also the residual stresses play an important role in the resistance of these elements and originate mainly in the manufacturing process of the plate and on the forming of the desired profile.

The main objective of this thesis consists in a study of fire behavior of columns and beams, where the influence of geometric imperfections and residual stresses in their ultimate loads are evaluated.

In the present study, a numerical analysis of structural elements' resistance to fire is developed, using the finite element program SAFIR and the finite strip program CUFSM, hereby comparing the results with the ultimate loads provided by Eurocode 3 simplified rules.

*As dificuldades são como o aço estrutural na construção do
carácter... (Carlos Drummond de Andrade)
... onde o melhor aço tem que passar pelo fogo mais quente.
(Richard Nixon)*

ÍNDICE

Índice de Figuras	V
Índice de Tabelas	XII
Nomenclatura.....	XIII
Lista de Acrónimos.....	XIX
1 Introdução.....	1
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Investigação em Desenvolvimento	2
1.3 Âmbito e Objetivos	6
1.4 Estrutura da Dissertação	7
2 Os Perfis Enformados a Frio	11
2.1 Aplicações.....	11
2.2 Processos de fabrico.....	14
2.3 Características mecânicas dos elementos de aço enformados a frio.....	15
3 Comportamento em Situação de Incêndio	21
3.1 Situação de incêndio	21
3.2 Propriedades dos materiais a elevadas temperaturas	21
3.3 Conceitos necessários para a resistência ao fogo.....	22
3.3.1 Tempo de resistência ao fogo	22
3.3.2 Fator de massividade	23
3.3.3 Determinação da espessura da proteção adequada em função do tempo requerido e do fator massividade	23
4 Conceitos e Fundamentos Teóricos.....	27
4.1 Estabilidade e equilíbrio	27
4.2 Fenómenos de instabilidade.....	27

4.2.1	Comportamento estrutural.....	27
4.2.2	Modos de encurvadura	30
4.2.2.1	Instabilidade local	33
4.2.2.2	Instabilidade distorcional	34
4.2.2.3	Instabilidade global.....	35
4.2.2.4	Interação entre modos de encurvadura	36
4.3	Imperfeições geométricas	36
4.4	Tensões residuais	38
5	Cálculo Estrutural Segundo o Eurocódigo 3.....	45
5.1	Considerações gerais do dimensionamento	45
5.2	Dimensionamento à temperatura ambiente	46
5.2.1	Classificação das secções	46
5.2.2	Propriedades efetivas das secções de classe 4.....	50
5.2.2.1	Cálculo da secção efetiva para a instabilidade local	50
5.2.2.2	Cálculo da secção efetiva para a instabilidade distorcional.....	53
5.2.3	Resistência das secções transversais	55
5.2.3.1	Secções sujeitas à compressão	55
5.2.3.2	Secções sujeitas à flexão.....	56
5.2.3.3	Secções sujeitas à flexão composta com compressão.....	56
5.2.4	Resistência dos elementos	57
5.2.4.1	Elementos sujeitos à compressão	57
5.2.4.2	Elementos sujeitos à flexão.....	58
5.2.4.3	Elementos sujeitos à flexão composta com compressão.....	60
5.3	Dimensionamento em situação de incêndio	61
5.3.1	Classificação das secções	61
5.3.2	Resistência das secções transversais	61

5.3.2.1	Secções sujeitas à compressão	61
5.3.2.2	Secções sujeitas à flexão	62
5.3.2.3	Secções sujeitas à flexão composta com compressão	63
5.3.3	Resistência dos elementos	63
5.3.3.1	Elementos sujeitos à compressão	63
5.3.3.2	Elementos sujeitos à flexão	65
5.3.3.3	Elementos sujeitos à flexão composta com compressão	66
6	Estudo Numérico.....	69
6.1	Considerações Gerais.....	69
6.1.1	Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Faixas Finitas (MFF).....	69
6.1.2	Descrição geral do programa SAFIR.....	70
6.1.3	Descrição geral do programa CUFISM	71
6.2	Casos de Estudo	72
6.2.1	Propriedades da secção	72
6.2.2	Definição do modelo numérico	74
6.3	Elementos sujeitos à compressão.....	76
6.3.1	Modelo numérico adotado	76
6.3.2	Modos de instabilidade.....	77
6.3.2.1	Temperatura normal	77
6.3.2.2	Temperaturas elevadas	77
6.3.3	Influência das imperfeições geométricas na resistência	81
6.3.3.1	Influência das imperfeições geométricas isoladas	81
6.3.3.2	Influência das imperfeições geométricas combinadas	83
6.3.4	Influência das tensões residuais na resistência	86
6.4	Elementos sujeitos à flexão.....	90
6.4.1	Modelo numérico adotado	90

6.4.2	Modos de instabilidade.....	91
6.4.2.1	Temperatura normal.....	91
6.4.2.2	Temperaturas elevadas.....	92
6.4.3	Influência das imperfeições geométricas na resistência.....	95
6.4.3.1	Influência das imperfeições geométricas isoladas.....	96
6.4.3.2	Influência das imperfeições geométricas combinadas.....	97
6.4.4	Influência das tensões residuais na resistência.....	100
7	Considerações Finais.....	107
7.1	Conclusões gerais.....	107
7.2	Desenvolvimentos futuros.....	109
8	Referências Bibliográficas.....	113
A.1	Programa SAFIR.....	123
A.2	Programa CUFSM.....	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Fig. 2.1 - Madres: a) com conexões de encaixe (Autodesk) e b) com sobreposição (Constálica).....	11
Fig. 2.2 - Formas comuns de secções de perfis de aço enformados a frio: a) secções simples abertas, b) secções compostas abertas, c) secções compostas fechadas (CEN, 2004)	12
Fig. 2.3 - Chapas perfiladas e painéis (CEN, 2004)	12
Fig. 2.4 - Tipos de secções mais comuns em elementos estruturais como colunas e vigas (Silvestre, 2009)	13
Fig. 2.5 - Centro de corte de secções "Ómega", C e "Sigma" (Amaral, 2008; Nolasco, 2008).....	13
Fig. 2.6 - Fases do processo de laminagem a frio de uma secção "Ómega" (Rhodes, 1992)	15
Fig. 2.7 - Processos de quinagem, incluindo quinagem composta (wikiEngenharia).....	15
Fig. 2.8 - Resistência entre uma a) chapa plana e uma b) chapa dobrada (Silvestre, 2009)	18
Fig. 2.9 - Relação tensões-extensões para o aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005b)...	18

Capítulo 4

Fig. 4.1 - Estabilidade do equilíbrio: (a) equilíbrio estável; (b) equilíbrio instável; (c) equilíbrio neutro (Reis e Camotim, 2000).....	27
Fig. 4.2 - Instabilidade local, torção e empenamento (Veríssimo, 2008).....	28
Fig. 4.3 - Influência dos reforços intermédios na resistência das secções (Silvestre, 2009)	29
Fig. 4.4 - Processo de endurecimento: aço antes e depois da laminagem a frio (Veríssimo, 2008).....	29
Fig. 4.5 - Colapso da alma junto ao apoio (Veríssimo, 2008).....	29
Fig. 4.6 - Deformabilidade à torção e ao empenamento (Silvestre, 2009).....	29
Fig. 4.7 - Encurvadura de placa (Vila Real, 2010).....	30
Fig. 4.8 - Modo de encurvadura distorcional: a) de secção (Murat, 2008) e b) num troço de coluna (Veríssimo, 2008)	31

Fig. 4.9 - Exemplos de carga crítica para os vários modos de encurvadura em função do comprimento de encurvadura de colunas (CEN, 2004)	32
Fig. 4.10 - Viga de secção em C com reforços de extremidade: a) modo de encurvadura local b), distorcional e c) encurvadura lateral (Veríssimo, 2008)	32
Fig. 4.11 - Coluna com secção em C com reforços de extremidade: a) modo de encurvadura local, b) modo de encurvadura distorcional, c) modo de encurvadura global (flexão) e d) modo de encurvadura global (flexão/torção) (Veríssimo, 2008).....	32
Fig. 4.12 - Modo de instabilidade de uma placa longa (Silvestre e Camotim, 2006)	33
Fig. 4.13 - Instabilidade de uma barra em C num modo local de placa. Paralelismo com a instabilidade de placas (Silvestre e Camotim, 2006)	33
Fig. 4.14 - Comprimentos de semi-onda consoante os apoios e solicitação (fonte própria)	35
Fig. 4.15 - Forma de encurvadura local a) e distorcional b) da secção C obtida pelo programa CUFSM (Pinho, 2011)	37
Fig. 4.16 - Definição de tensões residuais de flexão e de membrana (Schafer e Peköz, 1998).....	38
Fig. 4.17 - Distribuição de tensões residuais: a) em torno da secção C, b) nas zonas planas e c) nos cantos (Weng e Pekoz, 1990)	39
Fig. 4.18 - Tensão residual de flexão nos dois processos de fabrico: a) laminagem a frio; b) quinagem (Schafer e Peköz, 1998).....	41
Fig. 4.19 - Tensões residuais com efeito das temperaturas para o modelo numérico de Lee (2004)	42

Capítulo 5

Fig. 5.1 - Resistência ao momento fletor em função da esbelteza (CEN, 2004).....	45
Fig. 5.2 - Secção em C: a) bruta, b) efetiva e c) efetiva com espessura reduzida (Silvestre, 2009).....	46
Fig. 5.3 - Secção efetiva para o modo de instabilidade local de um elemento sujeito à a) Flexão Simples e a b) Compressão simples (Veríssimo, 2008)	50
Fig. 5.4 - Secção efetiva para o modo de instabilidade distorcional de um elemento sujeito à a) Flexão Simples e a b) Compressão simples (Veríssimo, 2008)	53
Fig. 5.5 - Determinação da rigidez da mola do reforço: a) Sistema real; b) Sistema equivalente; c) Determinação do δ para as secções C e Z (CEN, 2004)	54

Fig. 5.6 - Secção transversal efetiva sujeita à compressão: a) Secção transversal bruta; b) Secção transversal efetiva (CEN, 2004)	56
Fig. 5.7 - Pilar sujeito à compressão.....	57
Fig. 5.8 - Viga simplesmente apoiada sujeita à flexão simples (Vila Real et al., 2004)	58
Fig. 5.9 - Factores de redução para a relação tensões-extensões de secções de aço da Classe 4 enformadas a frio e laminadas a quente a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).....	62

Capítulo 6

Fig. 6.1 - Divisão de uma barra em (a) elementos e (b) faixas finitos (Prola, 2001)	70
Fig. 6.2 - Definição da geometria e dos eixos locais (Franssen, 2011).....	71
Fig. 6.3 - Dados geométricos - secção bruta real (Veríssimo, 2008)	73
Fig. 6.4 - Modelo numérico adotado (ao centro) com as condições de apoio (cantos esquerdos), aplicação das cargas (canto superior direito), refinamento da malha (cantos), o respetivo diagrama de tensões (direito centro) e o aumento da espessura nas extremidades.	76
Fig. 6.5 - Resultados análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 20 °C, do pilar.....	77
Fig. 6.6 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 350 °C, do pilar.....	78
Fig. 6.7 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 500 °C, do pilar.....	78
Fig. 6.8 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 600 °C, do pilar.....	78
Fig. 6.9 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para elevadas temperaturas, do pilar, e respetivos modos de encurvadura atingidos	79
Fig. 6.10 - Pilar de comprimento L=100 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	80
Fig. 6.11 - Pilar de comprimento L=1000 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	80
Fig. 6.12 - Pilar de comprimento L=3000 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	80

Fig. 6.13 - Pilar de comprimento $L=10000$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM	81
Fig. 6.14 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR das imperfeições a) locais, b) distorcionais, c) globais (flexão/torção) e d) globais (flexão) ampliadas 50 vezes para um pilar de 1m.....	82
Fig. 6.15 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR da combinação das imperfeições locais e globais (flexão); e locais, distorcionais, e globais (flexão) ampliadas 50 vezes para um pilar de 1m.....	83
Fig. 6.16 - Resultados numéricos relativos à temperatura normal (20°C) para o pilar.	84
Fig. 6.17 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (350°C) para o pilar.	84
Fig. 6.18 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (500°C) para o pilar.	84
Fig. 6.19 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (600°C) para o pilar.	85
Fig. 6.20 - Modelo de tensões residuais adotado no presente caso de estudo.....	86
Fig. 6.21 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.....	87
Fig. 6.22 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.	87
Fig. 6.23 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.	88
Fig. 6.24 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.	88
Fig. 6.25 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.	89
Fig. 6.26 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.	89
Fig. 6.27 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.	89
Fig. 6.28 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.	90

Fig. 6.29 - Modelo numérico adotado (ao centro) com as condições de apoio (cantos superiores), aplicação das cargas (canto inferior esquerdo), refinamento da malha (cantos) e o respetivo diagrama de tensões (inferior centro).....	91
Fig. 6.30 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 20 °C, da viga.	92
Fig. 6.31 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 350 °C, da viga.	93
Fig. 6.32 – Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 500 °C, da viga.	93
Fig. 6.33 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 600 °C, da viga.	93
Fig. 6.34 - Comparação dos resultados obtidos da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para elevadas temperaturas, da viga, e respetivos modos de encurvadura atingidos	94
Fig. 6.35 - Viga de comprimento L=100 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	94
Fig. 6.36 - Viga de comprimento L=600 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	95
Fig. 6.37 - Viga de comprimento L=4000 mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM.....	95
Fig. 6.38 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR das imperfeições a) globais, b) distorcionais e c) globais ampliadas 50 vezes para uma viga de 2m.	97
Fig. 6.39 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR da combinação das imperfeições locais e globais; e locais, distorcionais, e globais ampliadas 50 vezes para uma viga de 2m.	98
Fig. 6.40 - Comparação dos resultados numéricos à elevada temperatura relativos às imperfeições locais com os diferentes limites de deslocamentos.....	98
Fig. 6.41 - Resultados numéricos relativos à temperatura normal (20°C) para a viga.	99
Fig. 6.42 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (350°C) para a viga.	99
Fig. 6.43 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (500°C) para a viga.	99

Fig. 6.44 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (600°C) para a viga.	100
Fig. 6.45 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para a viga sem imperfeições geométricas.	101
Fig. 6.46 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para a viga sem imperfeições geométricas.	101
Fig. 6.47 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para a viga sem imperfeições geométricas.	101
Fig. 6.48 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para a viga sem imperfeições geométricas.	102
Fig. 6.49 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.	102
Fig. 6.50 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.	103
Fig. 6.51 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.	103
Fig. 6.52 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.	103

Anexo 1

Fig. A.1.1 – Pasta com os ficheiros necessários para executar o programa SAFIR	123
Fig. A.1.2 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 1 de 3)	124
Fig. A.1.3 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 2 de 3)	125
Fig. A.1.4 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 3 de 3)	125
Fig. A.1.5 - Conteúdo do ficheiro "fload.fc"	126
Fig. A.1.6 - Conteúdo do ficheiro "t.TSH" para ensaio a quente	126
Fig. A.1.7 - Conteúdo do ficheiro "t.TSH" para ensaio a frio	127
Fig. A.1.8 - Conteúdo do ficheiro "resi_str_shell" para tensões residuais	127
Fig. A.1.9 - Ficheiro executável "SAFIR2011.exe" (Parte 1 de 2)	128
Fig. A.1.10 - Ficheiro executável "SAFIR2011.exe" (Parte 2 de 2)	128
Fig. A.1.11 - Ficheiros obtidos após a análise do programa SAFIR	129
Fig. A.1.12 - Representação inicial do programa Diamond	129

Fig. A.1.13 - Representação do modelo obtido após a análise	130
Fig. A.1.14 - Representação do modelo em várias perspetivas	130
Fig. A.1.15 - Visualização do elemento por secções ou parcelas.....	131
Fig. A.1.16 - Direção das tensões principais no modelo numérico (Parte 1 de 2).	131
Fig. A.1.17 - Direção das tensões principais no modelo numérico (Parte 2 de 2).	132

Anexo 2

Fig. A.2.1 - Esquema inicial de apresentação do programa	135
Fig. A.2.2 - "Input" do programa para introdução dos dados iniciais	135
Fig. A.2.3 - Definição das dimensões da secção do modelo	136
Fig. A.2.4 - Definição dos materiais e respetivas propriedades	136
Fig. A.2.5 - Definição das solicitações pretendidas e gerar diagrama de tensões	137
Fig. A.2.6 - Processamento dos dados introduzidos.....	137
Fig. A.2.7 - Esquema ilustrativo da deformação da secção/elemento.....	138
Fig. A.2.8 - Informação recolhida pelo utilizador do programa.....	138
Fig. A.2.9 - Visualização 3D da deformada do elemento.....	139

ÍNDICE DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1 - Influência do processo de fabrico nas tensões básicas dos perfis laminados a quente e dos perfis enformados a frio(ASRO, 2008).....	17
--	----

Capítulo 4

Tabela 4.1 - Dimensão dos tipos de tensão residual em perfis de aço (ASRO, 2008).....	39
Tabela 4.2 - Tensões residuais de membrana em % f_y	40
Tabela 4.3 - Tensões residuais de flexão em % f_y	40
Tabela 4.4 - Fatores de redução das tensões residuais	41

Capítulo 5

Tabela 5.1 - Classificação das secções transversais em função do seu momento resistente e da sua capacidade de rotação	47
Tabela 5.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas).....	49
Tabela 5.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos).....	49
Tabela 5.4 - Elementos internos comprimidos.....	51
Tabela 5.5 - Elementos externos comprimidos	51
Tabela 5.6 - Curva de encurvadura de acordo com os diferentes tipos de secção transversal	59
Tabela 5.7 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral	60

NOMENCLATURA

Letras maiúsculas latinas

A_{eff}	Área da secção efetiva;
A_g	Área da secção bruta;
C_1, C_2, C_3	Coefficientes para determinar M_{cr} ;
E	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço à temperatura θ ;
G	Módulo de elasticidade transversal;
I_s	Momento de inércia;
I_t	Inércia de torção de Saint-Venant da secção ou de uma parede da secção;
I_w	Constante de empenamento da secção;
I_y, I_z	Momentos de inércia de uma parede da secção em torno do eixo y-y ou z-z no centro de gravidade da secção;
K_{st}	Rigidez da mola;
L	Comprimento do elemento;
L_{cr}	Comprimento crítico;
$M_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral, em situação de incêndio, no instante t;
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral;
M_{cr}	Momento crítico elástico para encurvadura lateral;

$M_{cy,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y da secção transversal;
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
M_{el}	Momento elástico resistente;
$M_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em situação de incêndio;
$M_{fi,\theta,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente da secção transversal para uma temperatura uniforme θ_a no instante t numa secção transversal que não é termicamente influenciada pelos apoios;
M_{pl}	Momento plástico resistente;
M_{Rd}	Valor de cálculo do momento fletor resistente;
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y;
$N_{b,fi,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante, de um elemento comprimido, em situação de incêndio;
$N_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura, no instante t, de um elemento comprimido, em situação de incêndio;
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido;
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal;
N_{cr}	Esforço normal crítico associado ao modo de encurvadura elástico considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante, em situação de incêndio;
$N_{fi,\theta,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente, a uma temperatura uniforme θ ;
N_{Rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente;
R_{SAFIR}	Valor do programa SAFIR da resistência do elemento;

R_{EC3}	Valor da resistência obtido segundo a norma do EC3;
T	Temperatura;
W_{eff}	Módulo de flexão da secção transversal efetiva;
$W_{eff, min}$	Módulo de flexão mínimo da secção transversal efetiva;
W_{el}	Módulo de flexão elástico;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico;

Letras minúsculas latinas

\bar{b}	Largura livre do elemento;
b_{eff}	Largura efetiva do elemento comprimido;
d	Desvio máximo de um elemento;
e_N	Desvio do centro geométrico da secção efetiva devido ao esforço axial;
e_y, e_z	Desvio do centro geométrico da secção efetiva;
$f_{0,2,p,\theta}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C;
f_u	Tensão última do aço;
f_y	Tensão de cedência;
f_{ya}	Tensão de cedência média;
f_{yb}	Tensão de cedência base;
i	Raio de giração relativamente ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta;

k	Fator de ampliação dos momentos;
$k_{0,2,p,\theta}$	Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio;
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do limite de proporcionalidade, à temperatura θ ;
k_{ij}	Fatores de interação nas formulas dos elementos sujeitos à flexão composta com compressão;
k_w	Fator relativo ao empenamento da extremidade;
k_y, k_z	Fatores de ineração;
k_σ	Coefficiente de encurvadura local;
l_{fi}	Comprimento de encurvadura, em situação de incêndio;
r	Raio da curva do canto da secção transversal;
t	Espessura das paredes da secção bruta;
u	Unidade de carga por unidade de comprimento;
z_g	Distância no eixo z-z entre o ponto de aplicação da carga e o centro de corte;
z_j	Parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y.

Caracteres do alfabeto grego

α	Fator de imperfeição;
χ	Fator de redução para a encurvadura por flexão;
χ_d	Fator de redução para a encurvadura distorcional;
χ_{fi}	Fator de redução para a encurvadura por flexão, em situação de incêndio;

χ_{LT}	Fator de redução para a encurvadura lateral;
$\chi_{LT,fi}$	Fator de redução para a encurvadura lateral, em situação de incêndio;
$\Delta M_{i,Ed}$	Valor de cálculo do momento adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas e bruta;
ε	Extensão;
ε	Coefficiente de classificação da secção transversal;
ϕ	Rotação (curvatura);
Φ	Coefficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura por flexão;
Φ_{LT}	Coefficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura lateral;
$\Phi_{LT,\theta}$	Coefficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura lateral, à temperatura θ ;
Φ_{θ}	Coefficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura por flexão, à temperatura θ ;
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança de resistência;
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança de resistência de elementos sujeitos à encurvadura;
$\gamma_{M,fi}$	Coefficiente parcial de segurança de resistência de elementos sujeitos à ação do fogo;
λ	Esbelteza adimensional do elemento;
$\bar{\lambda}$	Esbelteza adimensional normalizada;
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza adimensional normalizada local;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza adimensional normalizada para encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$	Esbelteza adimensional normalizada para encurvadura lateral, à temperatura θ ;
$\bar{\lambda}_{\theta}$	Esbelteza adimensional normalizada, à temperatura θ ;

ν	Coeficiente de Poisson;
θ_a	Temperatura do aço;
ρ	Fator de redução da largura efetiva;
$\sigma_{cr,s}$	Tensão crítica do reforço elasticamente restringido;
σ_{rf}	Tensão residual de flexão;
σ_{rm}	Tensão residual de membrana;
ψ	Quociente entre os momentos nas extremidades;

LISTA DE ACRÓNIMOS

CEN	Comité Europeu de Normalização
CUFSM	Cornell University Finite Strip Method. Programa baseado no método das faixas finitas desenvolvido por Schafer.
EC3	Eurocódigo 3
MEF	Método dos Elementos Finitos
MFF	Método das Faixas Finitas
SAFIR	Safety Fire Resistance. Programa baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural desenvolvido por Franssen.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

- 1.1 Considerações
- 1.2 Investigação em Desenvolvimento
- 1.3 Âmbito e Objetivos
- 1.4 Estrutura da Dissertação

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Na construção metálica existem vários tipos de perfis em aço estrutural (Veríssimo, 2008): (i) os laminados a quente, (ii) os soldados e (iii) os perfis de chapa fina enformados a frio.

Os perfis laminados a quente são os mais correntes na construção. No entanto, a procura de estruturas metálicas com o recurso a perfis enformados a frio tem aumentado consideravelmente na última década, principalmente para aplicação em edifícios residenciais, industriais e comerciais (Kankanamge, 2010), devido ao seu menor peso.

A incorporação de elementos de aço enformados a frio na indústria da construção civil teve origem por volta do ano de 1850, em Inglaterra e nos Estados Unidos da América. No entanto a sua aplicação em estruturas de edifícios só surgiu a partir de 1940 (Veríssimo, 2008). Nos Estados Unidos, o uso de perfis de aço enformados a frio ganhou uma enorme aceitação no mercado da construção civil. Os elementos de aço têm sido amplamente utilizados em construções comerciais e industriais, mas só recentemente o uso dos mesmos passou a fazer parte também das habitações multi-familiares. Tal interesse resultou do financiamento de uma investigação na Universidade de Missouri-Rolla para definir e compreender melhor o comportamento e o dimensionamento de treliças de aço cujos elementos são enformados a frio (Yu e LaBoube, 1998).

Como forma de regulamentar e uniformizar a aplicação de elementos enformados a frio em estruturas de engenharia civil, a “American Iron and Steel Institute” criou as primeiras disposições regulamentares relativo ao comportamento estrutural deste tipo de elementos (Hancock, 2003; Pinho, 2011; Pinto, 2010; Prola, 2001), com base no trabalho de investigação desenvolvido pela AISI (AISI, 2007), na Universidade Cornell sob a orientação do professor George Winter desde 1939. Com base no seu trabalho, George Winter ficou conhecido como o pai do dimensionamento dos perfis enformados a frio. Desde então assistiu-se a um progressivo aumento do número de estruturas construídas com perfis e/ou painéis de aço enformados a frio. O facto de, durante e após a segunda

guerra mundial, se ter observado uma diminuição significativa do aço disponível, acentuou ainda mais a tendência para a construção de estruturas leves.

Estes elementos estruturais são normalmente utilizados em pórticos industriais, como vigas para elementos de cobertura (madres), suporte de paredes, pavimentos e coberturas, e como cofragem perdida. Os perfis de aço enformados a frio são amplamente utilizados como madres, elementos intermediários entre os elementos estruturais principais da cobertura. As secções mais comuns são as C, Z e Σ , que pode ser simplesmente lisas, isto é, sem reforços, ou reforçadas nas extremidades ou em pontos intermédios (Long-yuan, 2009).

Um conceito geral é o facto de o aço apresentar um fraco desempenho quando sujeito a altas temperaturas. A elevada condutividade térmica do material faz com que a temperatura se propague rapidamente por todo o elemento, assim como as suas propriedades mecânicas que se degradam drasticamente com o aumento da temperatura. Desta forma qualquer estrutura metálica terá uma inevitavelmente perda de resistência mecânica quando sujeita a altas temperaturas, como em situação de incêndio (Vila Real, 2003).

Para enformados a frio, elementos com secções muito esbeltas, os fenómenos de encurvadura associados às pequenas espessuras, que proporcionam um rápido aumento da temperatura, são amplificados (To e Young, 2008).

Portanto, existe a necessidade de compreender as propriedades mecânicas dos perfis de aço enformados a frio a elevadas temperatura para melhorar (em termos de segurança e economia) o dimensionamento destes elementos e das necessárias medidas de protecção. Na Europa, este dimensionamento está regulamentado através do Eurocódigo 3 (EC3) nas suas partes 1-2 (CEN, 2005b) e 1-3 (CEN, 2004), para situação de incêndio e temperatura normal respetivamente.

1.2 Investigação em Desenvolvimento

Em 1998 a Universidade de Missouri Rolla (UMR) começou a desenvolver um estudo para melhor compreender o comportamento dos elementos de aço enformados a frio em elementos estruturais para coberturas (Yu e LaBoube, 1998). Esta pesquisa iniciou-se pela grande aplicação destes elementos no mercado da construção residencial, onde houve a

necessidade de fornecer uma estrutura mais fiável, assim como soluções construtivas mais económicas. Com base neste estudo as treliças de aço passaram a ser aplicadas usando secções em forma de C com parafusos auto-perfurantes.

No mesmo ano, Schafer e Peköz (1998) afirmam que a caracterização de imperfeições geométricas e tensões residuais em elementos enformados a frio era possível. Dados existentes sobre imperfeições geométricas forneciam uma limitada mas útil caracterização da magnitude da imperfeição. Esses dados tinham sido obtidos através de um programa-piloto experimental onde era induzido o conceito do espectro de imperfeição. Exemplos usando uma análise de elementos finitos não linear demonstram como a magnitude das imperfeições, a sua distribuição e as tensões residuais influenciavam os resultados finais.

Young e J.R. Rasmussen (1999) apresentaram um estudo experimental do comportamento de elementos enformados a frio em colunas, com secção em C, sujeitas à compressão com as extremidades encastradas ou rotuladas. Foi demonstrado experimentalmente que a mudança da linha de ação da força interna provocada por deformações devido à encurvadura local não produz momentos globais em colunas encastradas como acontece em colunas rotuladas nas extremidades. Assim, para colunas simétricas com o mesmo comprimento efetivo, a resistência das colunas encastradas é maior que a resistência das colunas rotuladas quando a carga última excede a carga do modo local de encurvadura. Para além disso, o programa de cálculo quantifica a diferença na resistência causada pelos diferentes efeitos de encurvadura local nas estruturas rotuladas e encastradas com o mesmo comprimento efetivo. Para colunas de secção em C, a diferença na resistência é maior para comprimentos pequenos e intermédios onde a resistência é afetada pela encurvadura local.

No entanto, os ensaios elaborados a colunas de secção em C com reforços nas extremidades da secção mostraram que a resistência de colunas encastradas na extremidade, para comprimentos pequenos e intermédios, é suscetível a ser influenciada pela encurvadura distorcional. Como resultado, a diferença na resistência provocada pelos diferentes efeitos de encurvadura local dos reforços das secções em C rotulados ou encastrados diminui em comprimentos pequenos.

Entre outros tópicos desenvolvidos por este autor, Prola (2001) debruçou-se no comportamento de colunas afetadas por fenómenos de interação entre os modos globais de

flexão e modos locais de placa ou distorcionais. Os resultados obtidos mostraram, inequivocamente, que os módulos efetivos constituem uma ferramenta adequada para quantificar a redução de rigidez provocada pelos fenômenos de pós-encurvadura local e a interação MD (Modo Distorcional) – MGF (Modo Global de Flexão) que são significativamente superiores às originadas pela interação MLP (Modo Local Plano) – MGF (Modo Global de Flexão).

Em 2003 há um desenvolvimento significativo da aplicação de elementos enformados a frio para fins estruturais e conexões (Hancock, 2003). O Método da Resistência Direta (*Direct Strength Method - DSM*) é desenvolvido como forma de simplificar o cálculo dos elementos de aço enformados a frio aos projetistas.

Feng et al. (2004) apresentam um estudo efetuado do colapso de elementos de aço enformados a frio de paredes finas sujeitas a uma carga última tendo em conta as imperfeições locais e ou globais para colunas variando a esbelteza e a temperatura do mesmo. Concluiu-se que as imperfeições iniciais têm um efeito muito importante sobre a capacidade de carga de uma coluna de aço enformada a frio de paredes finas sob aquecimento uniforme e que quanto maior forem as imperfeições iniciais, menor será a resistência do pilar. Combinando os diversos modos de encurvadura, como é muito comum acontecer nas estruturas reais, obtêm-se valores diferentes quando aplicado apenas um modo de imperfeição inicial. No entanto combina-los de forma a simular a situação real é muito difícil de implementar em modelações numéricas devido à dificuldade da exatidão e precisão de dados obtidos na prática, para além da complexidade da elaboração de dados de entrada. Concluiu também que a curva da encurvadura da coluna à temperatura ambiente proposta pela parte 1-3 do Eurocódigo 3 não era claramente adequada para o dimensionamento destes elementos em situação de incêndio, uma vez que tende a superestimar a resistência da coluna em determinados casos. A curva da encurvadura da coluna proposta pela parte 1-2 do Eurocódigo 3, como alternativa desenvolvido originalmente para elementos de aço laminados a quente, parece produzir resultados aceitáveis e seguros.

Num estudo elaborado em secções tubulares de aço enformadas a frio para elevadas temperaturas, To e Young (2008) concluíram que à medida que a rigidez é reduzida, devido ao aumento da temperatura, os fenômenos de encurvadura são mais prováveis de

ocorrer. Foi observado no caso das colunas com placas finas e comprimento intermédio o fenómeno de encurvadura local como dominante à temperatura normal e que com o aumento da temperatura o modo de encurvadura dominante mudava gradualmente para a interação entre os fenómenos de encurvadura local e global. Isto deve-se ao fato de que, a temperaturas elevadas, a rigidez do material diminui e a coluna exibe uma maior deformação para uma dada carga aplicada quando comparado com uma coluna à temperatura normal.

Amaral (2008) realizou ensaios numéricos que permitiram evidenciar um bom comportamento das madres enformadas a frio com secção ómega, sujeitas a cargas descendentes, desde que os painéis de revestimento de cobertura confirmam rigidez transversal que dificulte a ocorrência de encurvadura lateral.

Long-yuan (2009) apresentou um estudo sobre o cálculo da tensão crítica do modo de encurvadura distorcional em madres enformadas a frio de secção sigma usando a parte 1-3 do EC3. A influência das condições de apoio para a parte tracionada e comprimida das extremidades da alma na tensão crítica da encurvadura distorcional de secções sigma foi investigada. Um estudo paramétrico mostrou que o modelo que assume encastramento na parte tracionada e rótula na parte comprimida, nas extremidades da alma, fornece uma maior aproximação dos resultados das faixas finitas.

Um estudo elaborado a secções em C à compressão simples uniforme permite concluir que o comprimento do reforço afeta os modos da curva de encurvadura do banzo, e consequentemente da alma do elemento, e as respectivas amplitudes da deformada, tendo-se observado um aumento significativo da rigidez pós-encurvadura contabilizando a influência do tamanho dos reforços na análise do banzo (Bedair, 2009). Não considerar estes reforços num estudo, por simplificação do modelo, leva a que se esteja a sobrestimar os efeitos da encurvadura nos banzos e alma.

Em 2010 desenvolveu-se um modelo de elementos finitos capaz de simular o comportamento da encurvadura distorcional de elementos enformados a frio à compressão à temperatura normal e a altas temperaturas (Ranawaka e Mahendran, 2010). O modelo validado foi utilizado para investigar o efeito dos diferentes tipos de modo de encurvadura distorcional, imperfeições geométricas iniciais, tensões residuais e propriedades

mecânicas. Os resultados demonstraram a importância do uso exato das propriedades mecânicas a temperaturas elevadas nos projetos de segurança contra incêndios de elementos de aço enformados a frio sujeitos à compressão.

Em 2011 é realizado um estudo numérico do comportamento de madres enformadas a frio com secção transversal em C, em situação de incêndio (Pinho, 2011). Os resultados numéricos obtidos, a elevadas temperaturas, para determinar a carga crítica de instabilidade elástica e dos modos de encurvadura pelo método de elementos finitos (FEM) usando o programa SAFIR, foram comparados com os resultados obtidos pelo método das faixas finitas (FSM) a partir do programa CUFSM, conseguindo observar-se uma boa correlação entre ambos os programas. Também foi objeto de estudo a influência das imperfeições geométricas nas cargas últimas dos mesmos elementos a elevadas temperaturas, verificando que são relevantes para a determinação das mesmas. E, comparando os resultados obtidos para determinar a carga última e as prescrições previstas nas partes 1-2 e 1-3 do EC3, verificou-se que estas últimas regras de cálculo estão do lado da segurança, por vezes de um modo demasiado conservativo.

Os valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral, para secções em C com reforço nas extremidades, são explícitos na parte 1-3 do EC3 (CEN, 2004), no caso dos perfis de aço enformados a frio. Um estudo recente elaborado por Dolamune Kankanamge e Mahendran (2012) refere que, à temperatura normal, a curva proposta encontra-se adequada para perfis com esbelteza elevada, enquanto que para esbeltezas intermédias a curva demonstrou ser demasiado conservativa, sugerindo portanto adotar a curva “a” em vez da curva “b” conforme prescrito na norma.

1.3 Âmbito e Objetivos

Pretende-se com esta dissertação perceber o comportamento ao fogo dos perfis de aço enformados a frio, em especial à sua utilização em vigas de cobertura (madres), para diversas condições: aplicando vários casos de carga (solicitações de momentos nas extremidades, cargas pontuais, ou cargas distribuídas), vigas simplesmente apoiadas ou contínuas, pilares, ou variando as secções (C, Σ , Z ou Ω). É do interesse deste trabalho obter os modos de instabilidade destes elementos, comparar com as prescrições da parte 1-

2 do EC3 (CEN, 2005b) verificando-se, para os diversos casos de estudo, se as diferentes prescrições regulamentares estão do lado da segurança e avaliar a influência das tensões residuais e imperfeições geométricas nas cargas últimas destes elementos. Com estes objetivos, será feita uma modelação numérica do comportamento mecânico destes elementos a altas temperaturas, tendo em conta os problemas de encurvadura inerentes a esta aplicação. Para tal irá ser utilizado o programa de cálculo de elementos finitos com análise não linear material e geométrica SAFIR, este programa que foi desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica, especialmente para a análise de estruturas em situação de incêndio.

1.4 Estrutura da Dissertação

A estrutura da dissertação contempla 7 capítulos, que se dividem pelas diferentes etapas de execução da dissertação e do estudo elaborado.

No Capítulo 1 é apresentada uma descrição genérica de conceitos e assuntos que são fundamentais para a compreensão do estudo elaborado, os assuntos que já foram abordados e objeto de estudo, assim como os objetivos deste trabalho e os pontos que se pretendem estudar.

No Capítulo 2 é feita uma descrição mais detalhada sobre os perfis de aço enformados a frio, sobre as suas aplicações, processos de fabrico, características que devem ser tidas em conta para este trabalho e os principais problemas associados a estes perfis.

No Capítulo 3 é abordado um dos pontos mais importantes desta dissertação, que passa pelo comportamento dos perfis enformados a frio a elevadas temperaturas, por ser um assunto ainda pouco aprofundado dentro da área dos enformados a frio.

No Capítulo 4 são introduzidos alguns conceitos gerais sobre a estabilidade relevantes para perceber o foco dos grandes problemas destes elementos.

No Capítulo 5 é destinado ao cálculo estrutural segundo o Eurocódigo3, desde as propriedades geométricas até ao dimensionamento.

No Capítulo 6 é apresentado o estudo numérico elaborado, descrevendo os programas de utilizados e criando o modelo numérico mais adequado, para este estudo, para posteriormente comparar com as curvas propostas pelo Eurocódigo3.

E por fim no Capítulo 7 são expostas as conclusões finais e os pontos que são importantes estudar no futuro.

Capítulo 2

OS PERFIS ENFORMADOS A FRIO

2 OS PERFIS ENFORMADOS A FRIO

2.1 Aplicações

2.2 Processos de fabrico

2.3 Características mecânicas dos elementos de aço enformados a frio

2 OS PERFIS ENFORMADOS A FRIO

2.1 Aplicações

As secções de aço enformadas a frio têm vindo a ser usadas cada vez mais em aplicações arquitetónicas e estruturais, como já referido, tanto em construções residenciais, comerciais e industriais, como coberturas e revestimentos, painéis de parede-cortina, colunas, entre outras aplicações (Feng e Wang, 2005). Este interesse ao longo dos tempos, pelos enformados a frio para fins estruturais, deriva da sua elevada resistência à corrosão e mecânica, facilidade de manutenção e estética (Chen e Young, 2008), assim como a sua eficiência estrutural expressa pela relação resistência mecânica/peso e a versatilidade de fabrico, de forma económica, de elementos com uma vasta gama de formas geométricas (Lin et al., 2005).

Nos sistemas de cobertura moderna, as madres de aço enformadas a frio têm sido aplicadas devido à sua elevada eficiência estrutural. Atualmente existem quatro tipos de sistemas de madres e frequentemente encontradas com diferentes modos de continuidade (CEN, 2004):

- (i) vão único;
- (ii) vão duplo;
- (iii) vãos múltiplos “multi-span” com conexões de encaixe (Fig. 2.1a);
- (iv) vãos múltiplos “multi-span” com sobreposições (Fig. 2.1b).

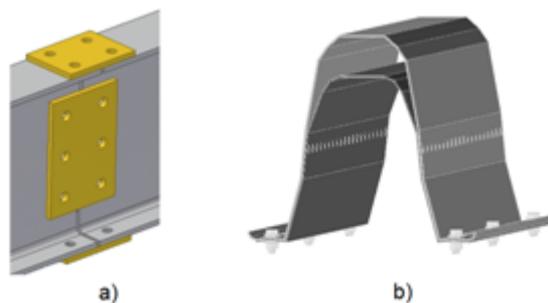


Fig. 2.1 - Madres: a) com conexões de encaixe (Autodesk) e b) com sobreposição (Constálica)

Os elementos enformados a frio podem ser classificados em dois principais tipos: perfis e painéis de chapa e chapas perfiladas (Pinho, 2011; Veríssimo, 2008). Dentro dos perfis enformados a frio, estes podem ser subdivididos em: secções simples abertas (Fig. 2.2a) e secções compostas abertas (Fig. 2.2b) ou compostas fechadas (Fig. 2.2c) (ASRO, 2008).

Os perfis são peças lineares (barras prismáticas – eixo retilíneo e secção uniforme) fabricadas a partir de chapas de aço, onde a altura das secções dos perfis enformados a frio vai desde os 50-70 mm até aos 350-400mm (ASRO, 2008) e a espessura varia entre 1,2 e 6,4 mm (Prola, 2001). Estes perfis são utilizados, principalmente, em estruturas porticadas.

Os painéis de chapa e chapas perfiladas são peças laminares (superfície normalmente poligonal) (Fig. 2.3) fabricadas a partir de chapas de aço, onde a altura varia entre os 20 e os 200mm (ASRO, 2008) com uma espessura entre 0,5 e 1,9 mm (Prola, 2001). São usados em lajes mistas aço-betão ou em estruturas de suporte de paredes, pavimentos e coberturas.

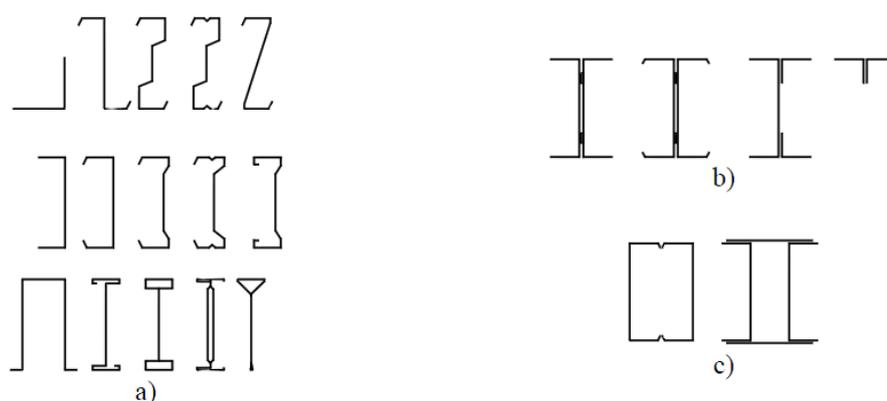


Fig. 2.2 - Formas comuns de secções de perfis de aço enformados a frio: a) secções simples abertas, b) secções compostas abertas, c) secções compostas fechadas (CEN, 2004)

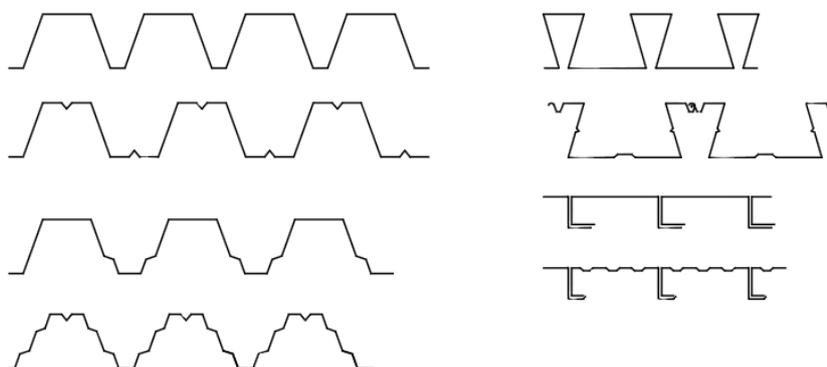


Fig. 2.3 - Chapas perfiladas e painéis (CEN, 2004)

A geometria da secção transversal é, grande parte das vezes, condicionada consoante a aplicação que se pretende, o que leva à existência de secções com uma enorme variedade de formas e dimensões (Fig. 2.4). Os perfis enformados a frio mais correntes nas estruturas de edifícios têm secção em C, Σ , Z e, mais recentemente, em “rack”(perfis ómega) (Hancock, 2003; Pinho, 2011; Pinto, 2010; Prola, 2001).

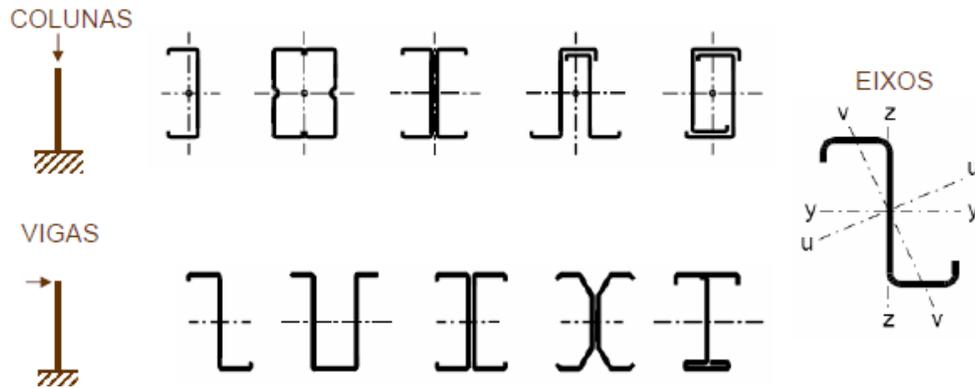


Fig. 2.4 - Tipos de seções mais comuns em elementos estruturais como colunas e vigas (Silvestre, 2009)

No caso das seções abertas estas apresentam uma rigidez à torção relativamente pequena quando comparado com as seções fechadas. Portanto, as seções abertas têm mais probabilidade de falhar devido à torção em relação aos restantes modos de instabilidade, dependendo da dimensão das seções e do comprimento dos elementos (Young, 2008). Como se pode visualizar na Fig. 2.4, as seções fechadas são normalmente criadas ligando duas seções abertas pelo aumento considerável da rigidez torsional que se obtém da combinação e o raio de giração é mais favorável sobre os dois eixos principais.

Possuindo as madres C, Σ o centro de corte fora do eixo de solicitação, estas ficam sujeitas à torção resultando numa possível rotação (Fig. 2.5) (Amaral, 2008; Nolasco, 2008).

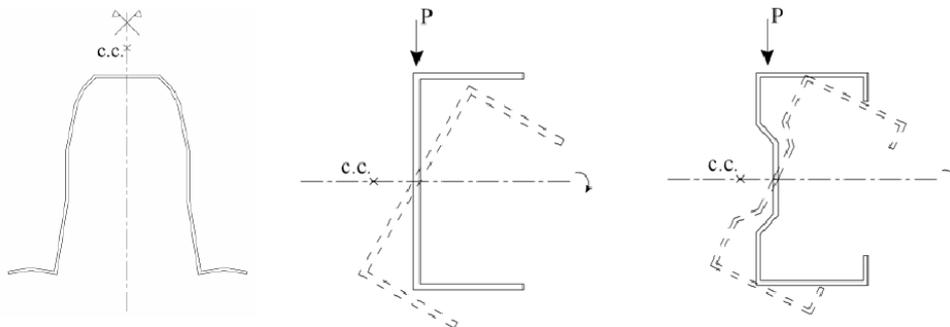


Fig. 2.5 - Centro de corte de seções "Ómega", C e "Sigma" (Amaral, 2008; Nolasco, 2008)

As vantagens apresentadas pelos elementos estruturais enformados a frio estão associadas principalmente (Prola, 2001):

- (i) à redução dos custos;
- (ii) à possibilidade de pré-fabricação de larga escala;
- (iii) à economia no transporte e manuseamento;
- (iv) à elevada rapidez de montagem;
- (v) à grande facilidade de manutenção.

Os elementos estruturais de aço enformados a frio são barras com secção aberta de parede muito fina, o que leva a que o seu comportamento estrutural seja influenciado por um conjunto de fenómenos de natureza diversa que normalmente não afetam as secções menos esbeltas, ou que são simplesmente menos relevantes nas secções laminadas a quente (Prola, 2001), tais como:

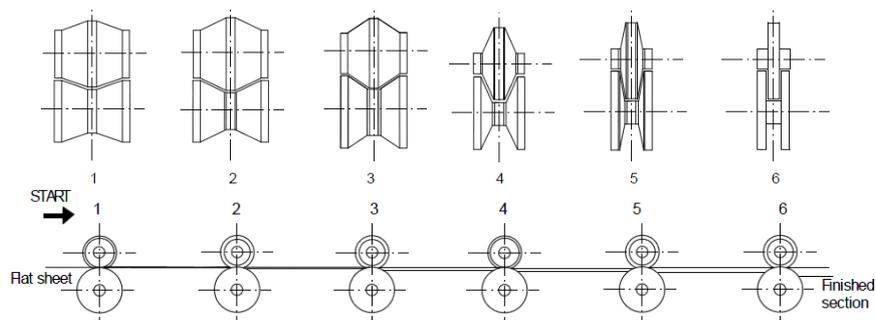
- (i) fenómenos de encurvadura local, onde ocorre instabilidade nas chapas dos perfis sujeitas a tensões de compressão, ou;
- (ii) fenómenos resultantes da baixa rigidez e complexa deformabilidade consequentes da torção como o empenamento.

2.2 Processos de fabrico

Os perfis de aço enformados a frio são normalmente fabricados por um dos seguintes processos: laminagem a frio (“Cold Rolling”) e quinagem (“Press braking”). Estes processos tiram partido da ductilidade do aço permitindo obter elementos de parede muito fina, quando comparados com os obtidos por laminagem a quente (ASRO, 2008).

A laminagem a frio é, normalmente, o processo de fabrico mais utilizado que consiste em conduzir uma tira de aço contínua através de uma série de rolos opostos, deformando o aço plasticamente para atribuir-lhe a forma pretendida (Fig. 2.6). Cada par de rolos produz uma deformação específica e um par de rolos opostos é designado por “fase”. Em geral, quanto mais complexa a forma transversal pretendida, maior é o número de “fases” necessárias.

Uma das grandes limitações da laminagem a frio é o tempo necessário para a mudança dos rolos quando se pretende realizar secções diferentes. Por este facto, são utilizados com alguma frequência rolos reguláveis que permitem uma mudança rápida, para uma largura de secção e/ou profundidade diferentes.



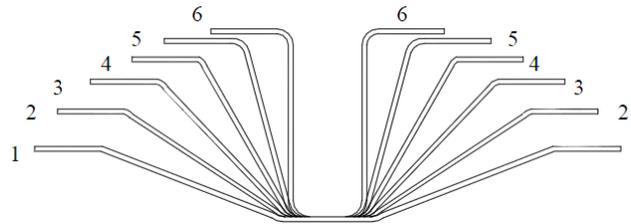


Fig. 2.6 - Fases do processo de laminagem a frio de uma secção "Ômega" (Rhodes, 1992)

A quinagem é o processo mais simples de fabrico mas de aplicação muito limitada, associado a pequenas quantidades de produção, em que as peças são de pequenos comprimentos e geometria simples. Este processo consiste na dobragem de uma chapa, de comprimento específico (pelo comprimento do rolo de chapa), através da prensagem contra um negativo com a forma pretendida ou dobragem da chapa (Fig. 2.7).

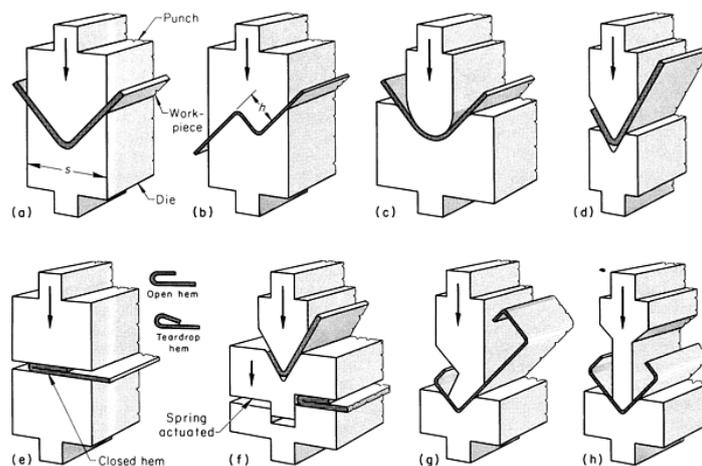


Fig. 2.7 - Processos de quinagem, incluindo quinagem composta (wikiEngenharia)

2.3 Características mecânicas dos elementos de aço enformados a frio

Segundo o EC3 (CEN, 2005a), no caso dos aços estruturais abrangidos pela presente norma, as propriedades a adotar nos cálculos deverão ser as seguintes:

- (i) Módulo de elasticidade: $E = 210\,000 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$;
- (ii) Módulo de distorção: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$;
- (iii) Coeficiente de poisson: $\nu = 0,30$.

Deverão ser aplicados coeficientes parciais de segurança aos valores característicos da resistência, do seguinte modo (Nacional de Aplicação (D.N.A.), Português):

- (i) $\gamma_{M0} = 1,00$ um fator parcial de segurança relativo à resistência de secções transversais de qualquer classe;
- (ii) $\gamma_{M1} = 1,00$ um fator parcial de segurança relativo à resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento;

Existem também outras propriedades importantes que variam com o tipo de aço e o processo de fabrico. Entre estas, destacam-se as seguintes:

- (i) Tensões de cedência base (f_{yb}) e média (f_{ya}) do aço;
- (ii) Tensão última do aço (f_u).

O processo de fabrico dos perfis de aço enformados a frio leva à ocorrência do endurecimento nas zonas das dobras (cantos da secção), que acaba por fazer aumentar a tensão de cedência média da secção. Portanto é comum tirar proveito deste endurecimento do aço no dimensionamento das barras e utilizar-se assim um valor médio da tensão de cedência do aço (f_{ya}), cujo valor é superior à tensão de cedência base do aço (f_{yb}).

O valor da tensão de cedência média do aço pode ser obtido por:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) \frac{knt^2}{A_g} \leq \frac{(f_u + f_{yb})}{2} \quad (2.1)$$

onde

A_g é a área de secção bruta;

k é um factor que depende do tipo de enformagem, e que toma o valor de 7 para laminagem a frio (“cold forming”) e 5 para outros processos de fabrico (quinagem, por exemplo);

n é o número de dobras a 90° , com um raio interno de dobragem $r \leq 5t$, presentes na secção;

t é a espessura das chapas de aço antes do processo de enformagem.

Por fim, quando se refere a barras onde não é plausível a ocorrência de fenómenos de instabilidade locais (perfis com secção Classe 1, 2 ou 3), pode utilizar-se o valor de tensão de cedência média (f_{ya}) em zonas de tração em vez da tensão de cedência base (f_{yb}). No fabrico de elementos de aço enformados a frio é muito comum a utilização de aços galvanizados com tensões de cedência (f_y) na gama dos 200 a 600 N/mm² e com tensões últimas (f_u) na gama dos 300 a 750 N/mm². Como consequência do fabrico as propriedades

mecânicas do aço são alteradas aumentando a tensão de cedência (f_y) e última (f_u) do material, apesar do decréscimo da ductilidade (extensão de rotura) que se verifica (Silvestre, 2009).

O processo de fabrico dos perfis de aço enformados a frio tem um papel preponderante em algumas das características que podem afetar o comportamento estrutural dos perfis. Para começar, este processo provoca a alteração da curva de tensão-extensão do aço. Em relação ao material no seu estado original, a laminagem a frio proporciona um aumento da tensão de cedência e da tensão de rotura, que é importante para os cantos e relevante nos banzos. Já o processo de quinagem mantém as características nos banzos praticamente inalteráveis. Como será de esperar, tais efeitos não surgem no caso dos perfis laminados a quente, como mostra a Tabela 2.1 (ASRO, 2008):

Tabela 2.1 - Influência do processo de fabrico nas tensões básicas dos perfis laminados a quente e dos perfis enformados a frio (ASRO, 2008)

		Método de enformagem		
		Laminados a quente	Enformados a frio	
			Laminagem a frio	Quinagem
Tensão de cedência	Canto	(sem influência)	Elevada	Elevada
	Banzo		Moderada	(sem influência)
Tensão de rotura	Canto		Elevada	Elevada
	Banzo		Moderada	(sem influência)

O aumento da tensão de cedência deve-se ao endurecimento do aço e depende do tipo de aço utilizado na laminagem a frio. Pelo contrário, o aumento da tensão de rotura está relacionado com o envelhecimento por deformação acompanhado com uma diminuição da ductilidade dependendo das propriedades metalúrgicas do material (ASRO, 2008).

A ideia fundamental da aplicação dos painéis enformados a frio, de forma a que a sua utilização seja eficiente, é o de efetuar o maior número possível de dobras para aumentar a resistência, sendo que cada dobra possui um custo associado (Fig. 2.8) (Silvestre, 2009).

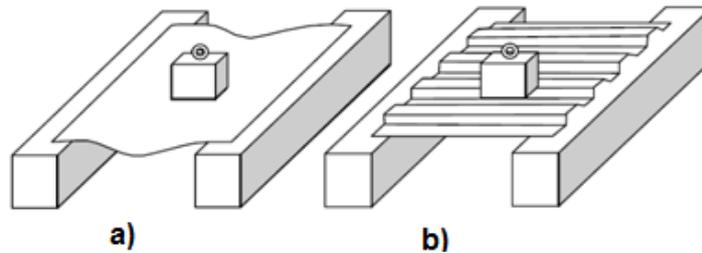


Fig. 2.8 - Resistência entre uma a) chapa plana e uma b) chapa dobrada (Silvestre, 2009)

Estas mesmas propriedades mecânicas podem sofrer grandes alterações quando o aço é sujeito a altas temperaturas, como reduções da tensão de cedência e do módulo de elasticidade linear (CEN, 2005b; Pinho, 2011).

A ponderação de um aumento da temperatura uniformemente distribuída por toda a secção transversal é possível devida à alta condutividade térmica e reduzidas espessuras destes elementos. Seguindo esta consideração, é necessário aplicar fatores de redução ao módulo de elasticidade e à tensão do limite convencional de proporcionalidade, consoante a temperatura utilizada.

Segundo a EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), Anexo E (secções transversais de Classe 4), para o cálculo em situação de incêndio, o valor de cálculo da tensão de cedência do aço deverá ser considerado igual à tensão do limite convencional de proporcionalidade a 0,2% (valor de cálculo da tensão de cedência que poderá ser utilizado para determinar a resistência à tração, à compressão, à flexão ou ao corte), enquanto que para outras classes da secção transversal se considera a tensão correspondente a uma deformação de 2% (Fig. 2.9).

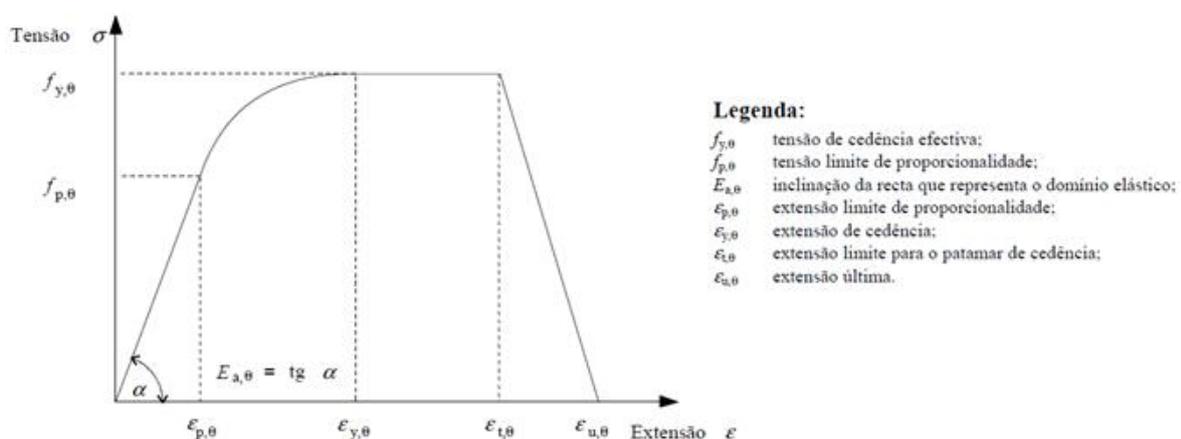


Fig. 2.9 - Relação tensões-extensões para o aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005b)

Capítulo 3

COMPORTAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3 COMPORTAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Situação de incêndio

3.2 Propriedades dos materiais a elevadas temperaturas

3.3 Conceitos necessários para a resistência ao fogo

3.3.1 Tempo de resistência ao fogo

3.3.2 Fator de massividade

3.3.3 Determinação da espessura da proteção adequada em função do tempo requerido e do fator massividade

3 COMPORTAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 Situação de incêndio

Em Portugal, nos dias que correm, a segurança contra incêndios em edifícios tem vindo a ganhar uma importância crescente, desde o incêndio nos armazéns como os incêndios provocados em grandes estruturas de edifícios.

Para que um incêndio possa ocorrer é necessário que três fatores existam em simultâneo: uma fonte de calor, o combustível e o comburente (Vila Real, 2003). As estruturas metálicas são o grande exemplo de estruturas que não sendo devidamente protegidas podem tornar-se numa grande ameaça para a humanidade, por apresentarem uma baixa resistência ao fogo. Para tal, os materiais de proteção a usar devem ser bons isolantes térmicos (baixa condutividade térmica ou grande capacidade térmica), possuir uma boa resistência mecânica aos choques e uma boa aderência aos elementos a proteger para não surgir a separação, devido ao aumento da temperatura ou pela deformação excessiva da estrutura.

3.2 Propriedades dos materiais a elevadas temperaturas

Quando as estruturas de aço são expostas a uma situação de incêndio, dá-se o aumento da temperatura dos elementos provocando uma severa redução da resistência e da rigidez podendo estes, em último caso, entrar em colapso. Quando ocorre um incêndio num edifício, os elementos de aço podem atingir temperaturas superiores a 700°C, correndo o risco de entrar em colapso caso a tensão aplicada for igual ou superior à resistência reduzida do aço a elevadas temperaturas (Kirby e Preston, 1988).

Os perfis de secções enformadas a frio são, nos tempos que correm, usados como suporte de cargas principais em edifício, como vigas de piso de peso leve ou colunas, entre outros. Mais recentemente os investigadores têm-se debruçado na questão do seu comportamento em situação de incêndio pelo que os estudos que se têm feito até à atualidade não são suficientemente extensos para formar uma base de estatística consistente para permitir que os métodos de cálculo de dimensionamento sejam rigorosos e válidos (Feng et al., 2004).

À medida que a procura dos perfis enformados a frio para madres aumenta sente-se a necessidade de se realizar em estudos para a avaliação da sua resistência ao fogo.

Segundo um estudo elaborado por Sidey e Teague (1988), a resistência dos perfis enformados a frio a temperaturas elevadas pode diminuir entre 10 a 20% mais que a redução verificada nos perfis laminados a quente, devido à sua composição metalúrgica e efeitos de superfície molecular. Para as elevadas temperaturas, os perfis enformados a frio são suscetíveis a perder a resistência que ganharam no processo de enformagem a frio, à temperatura normal. O EC3, parte 1-2 (CEN, 2005b), recomenda fatores de redução adequados para os perfis laminados a quente e para os perfis enformados a frio com secções de Classe 4 a temperaturas elevadas (Ranawaka e Mahendran, 2009).

3.3 Conceitos necessários para a resistência ao fogo

3.3.1 Tempo de resistência ao fogo

Os edifícios devem possuir uma resistência ao fogo que permita evacuar os seus ocupantes, a segurança das equipas de intervenção e a minimização de danos nas edificações adjacentes e à infraestrutura pública durante um período de tempo considerado adequado.

As estruturas metálicas não protegidas raramente resistem ao fogo por mais de meia hora, pelo que será difícil respeitar as exigências regulamentares no que toca ao fogo se não forem tomadas medidas adequadas.

Atualmente existem regulamentos de segurança contra incêndio que determinam que os elementos estruturais devem possuir resistência ao fogo suficiente para evitar a ocorrência do colapso enquanto se evacua o edifício e o combate ao incêndio. Por exemplo em edifícios de habitação unifamiliares os elementos constituintes devem possuir uma qualificação R30, ou seja, uma resistência ao fogo de pelo menos 30 minutos, exceto quando não são constituídos por materiais não combustíveis (Mesquita et al., 2006).

Os regulamentos que definem esses tempos de proteção têm em conta diversos aspetos consoante cada tipo de edificação, como a sua utilização, a altura e área, compartimentação existente, taxa de ventilação, entre outros.

Para conseguir a resistência ao fogo exigida é comum a aplicação de proteção contra incêndios aos elementos, ou parte dos elementos, expostos com o objetivo de reduzir o

aumento da temperatura. Esta proteção é normalmente aplicada sob a forma de parede ou no pavimento, cobrindo os perfis com placas de gesso com ou sem material de isolamento no interior da cavidade. No entanto, este tipo de proteção ao fogo torna os custos dos edifícios com perfis enformados a frio mais elevado (Kankanamge, 2010). A alta massividade destes perfis é impeditiva da escolha de outro tipo de proteção.

3.3.2 Fator de massividade

O fator de Massividade representa a maior ou menor facilidade com que um perfil metálico é aquecido numa situação de incêndio. O aumento da temperatura nos elementos de aço é proporcional a este fator, que se define, para os elementos sem proteção térmica, como a razão entre a área do elemento exposto ao fogo, A_m , e o seu volume, V . No caso de barras prismáticas, o fator de massividade resulta da relação entre o perímetro exposto ao fogo, P , e a área da secção reta do elemento, A , como se mostra de seguida:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P \times l}{A \times l} = \frac{P}{A} \quad (3.1)$$

em que l é um dado comprimento do elemento (Franssen e Vila Real, 2010). Uma vez que os perfis de aço enformados a frio apresentam um perímetro exposto ao fogo elevado e uma área de secção bastante reduzida por ser de espessura reduzida, o fator de massividade vai ser bastante elevado, portanto aquece muito rapidamente, necessitando de uma maior proteção térmica que normalmente não é prevista nas soluções existentes no mercado.

3.3.3 Determinação da espessura da proteção adequada em função do tempo requerido e do fator massividade

A partir do tempo de resistência ao fogo e do fator de massividade, obtidos conforme descrito anteriormente, é possível calcular a espessura de proteção adequada para o perfil em causa.

Essa espessura é possível ser determinada por dois tipos de métodos: analítico e consultando valores tabelados.

O EC3 preconiza três métodos de determinação analítica da resistência ao fogo (no domínio do tempo, da temperatura e da resistência), e para além destes três métodos, existe o método tradicional de dimensionamento com base em valores tabelados, obtidos através de ensaios em fornalhas, em laboratórios certificados para o efeito, para cada uma dada temperatura crítica (Vila Real, 2003).

Capítulo 4

CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

4 CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

- 4.1 Estabilidade e equilíbrio
- 4.2 Fenómenos de instabilidade
 - 4.2.1 Comportamento estrutural
 - 4.2.2 Modos de encurvadura
- 4.3 Imperfeições geométricas
- 4.4 Tensões residuais

4 CONCEITOS E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

4.1 Estabilidade e equilíbrio

A noção de estabilidade surge sempre associada ao conceito de equilíbrio, com o objetivo de classificar as configurações de equilíbrio. Por exemplo, uma estrutura sujeita a um sistema de forças exteriores exibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores dos deslocamentos dos seus pontos. Após sofrer uma “perturbação” provocada por uma ação externa, esta pode classificar-se como sendo estável ou instável. A Fig. 4.1 ilustra de uma forma bastante clara este conceito (Reis e Camotim, 2000). Uma esfera rígida, submetida à ação do seu peso próprio e em repouso, quando submetida a uma ação externa que provoque um deslocamento, é obrigada a alterar a sua posição inicial estando em:

- Equilíbrio estável numa superfície côncava, pois a esfera ao fim de um determinado tempo volta à sua posição inicial;
- Equilíbrio instável numa superfície convexa, onde qualquer pequeno deslocamento imposto, a esfera jamais volta a atingir a posição inicial mantendo-se sempre em movimento;
- Equilíbrio neutro numa superfície horizontal, em que o deslocamento provocado à esfera permite que esta altere apenas a sua posição mas mantendo-se em repouso.

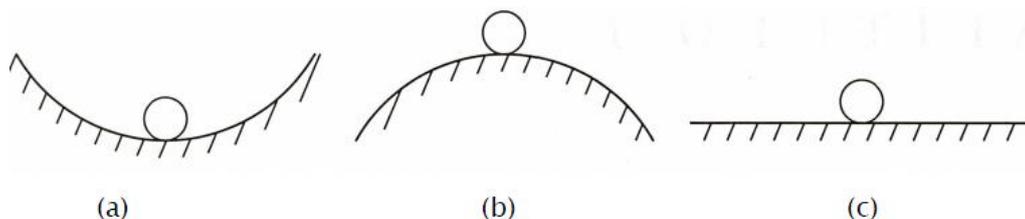


Fig. 4.1 - Estabilidade do equilíbrio: (a) equilíbrio estável; (b) equilíbrio instável; (c) equilíbrio neutro (Reis e Camotim, 2000)

4.2 Fenómenos de instabilidade

4.2.1 Comportamento estrutural

O comportamento estrutural dos perfis em aço enformados a frio é complexo devido ao número de fenómenos de natureza diversa existentes em secções tão esbeltas, como por exemplo (Amaral, 2008; Pinho, 2011; Prola, 2001; Veríssimo, 2008):

- (i) Instabilidade local e/ou global, devido à elevada esbelteza dos elementos que constituem a secção do perfil e da baixa rigidez de torção no caso das secções de parede fina aberta (Fig. 4.2);
- (ii) Enorme deformabilidade à torção (Fig. 4.2 e Fig. 4.6), também pela baixa rigidez de torção e devido ao facto de a maioria das secções possuir o centro de gravidade não coincidente com o centro de corte;
- (iii) Empenamento (Fig. 4.2 e Fig. 4.6), quando as secções estão sujeitas a momento fletor, sendo que as condições de fronteira têm uma enorme influência na resistência mecânica (Silvestre e Camotim, 2010);
- (iv) Reforço de extremidades ou elementos intermédios (Fig. 4.3), com o recurso a dobragens na chapa de forma a aumentar a resistência das secções à deformação no seu próprio plano;
- (v) Endurecimento do aço perto dos bordos longitudinais internos (zona das dobras da chapa original) que aumenta a tensão de cedência mas diminui a sua ductilidade (Fig. 4.4);
- (vi) Colapso da alma (“web crippling”) onde estão aplicadas as cargas pontuais devido à elevada esbelteza da alma e a dificuldade em incorporar reforços transversais, assim como nos apoios (Fig. 4.5), definida pela diminuição da altura da secção transversal ultrapassando o plano dos apoios (Macdonald et al., 2011)
- (vii) Tipo de ligações, uma vez que os modos de colapso são diferentes, tanto para ligações soldadas como aparafusadas, dos obtidos em estruturas de perfis de aço laminados a quente (Hancock, 2003).

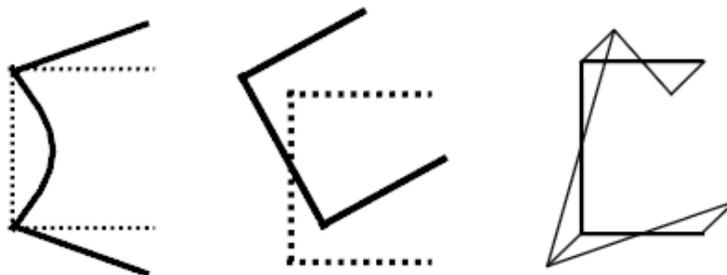


Fig. 4.2 - Instabilidade local, torção e empenamento (Veríssimo, 2008)

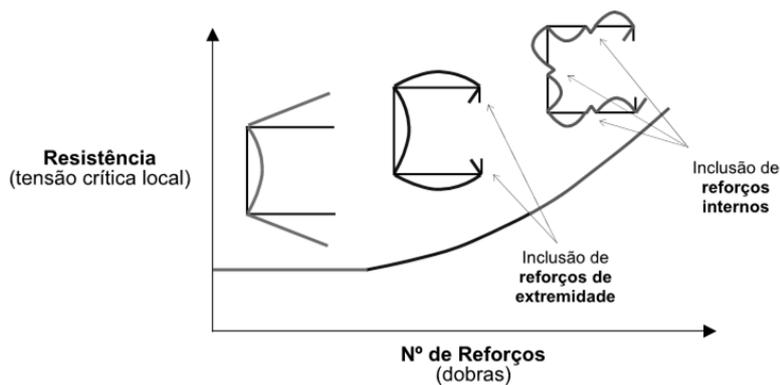


Fig. 4.3 - Influência dos reforços intermédios na resistência das secções (Silvestre, 2009)

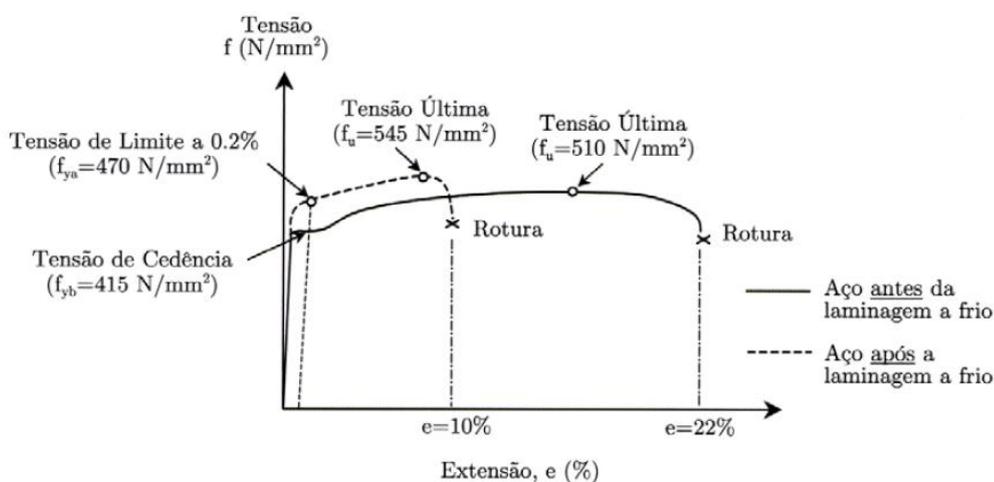


Fig. 4.4 - Processo de endurecimento: aço antes e depois da laminagem a frio (Veríssimo, 2008)



Fig. 4.5 - Colapso da alma junto ao apoio (Veríssimo, 2008)

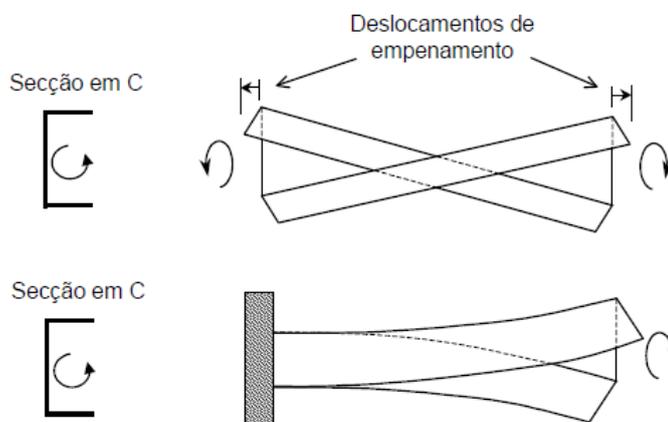


Fig. 4.6 - Deformabilidade à torção e ao empenamento (Silvestre, 2009)

4.2.2 Modos de encurvadura

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que ocorre normalmente em placas esbeltas quando solicitadas por esforços no seu plano. Considerando uma placa retangular perfeitamente plana de dimensões $a \times b$, articulada nos quatro bordos e comprimida na direção da maior dimensão (segundo x) (Fig. 4.7).

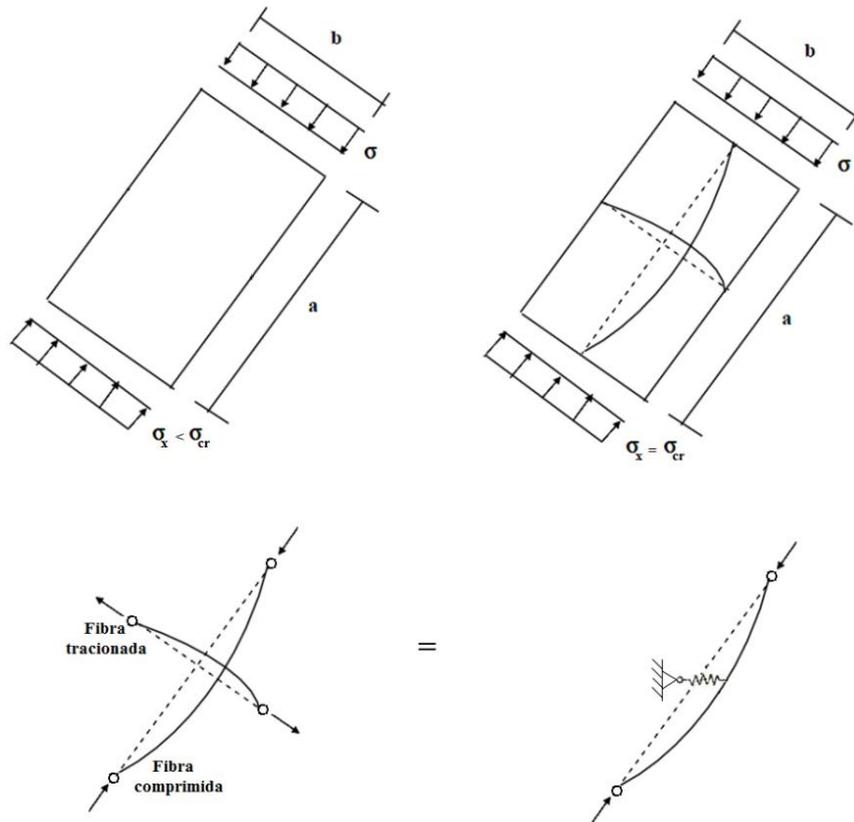


Fig. 4.7 - Encurvadura de placa (Vila Real, 2010)

Ao aplicar uma tensão σ_x , surgem deformações para fora do plano da placa, de recuperação total se retirada a tensão que levou a essa deformação, caso a tensão σ_x tenha atingido um valor bastante reduzido.

A mais pequena tensão σ_x capaz de atribuir à placa uma forma ligeiramente fletida é designada por tensão crítica de encurvadura elástica, σ_{cr} .

Quando σ_x assume um valor inferior à σ_{cr} , a placa adquire naturalmente a sua posição inicial, e quando é maior, a deformada continua a aumentar, ou seja, a placa sofre encurvadura (Vila Real, 2010).

Grande parte dos perfis enformados a frio possui secção de parede muito fina, o que leva a que possuam uma elevada suscetibilidade para sofrerem fenómenos de instabilidade,

podendo ter natureza local ou global (Pierin e Prola, 2007). A natureza do modo de encurvadura depende do comprimento da barra, da sua secção transversal (forma e dimensões) e das condições de fronteira (restrições de deslocamentos e rotações existentes nas secções extremas ou intermédias) (Prola, 2001). Estes modos de encurvadura podem ser de dois tipos: encurvadura local e encurvadura global. De acordo com a relação entre o comprimento e o comportamento de estabilidade, um perfil com as características referidas pode ser classificado por: “Barra curta” se a instabilidade ocorrer num modo local, “Barra longa” se a instabilidade ocorrer num modo global e “Barra intermédia” se a instabilidade ocorrer numa interação entre locais e globais (modo distorcional) (Prola, 2001).

A existência dos modos de encurvadura local deve-se ao facto de os diferentes elementos da secção transversal possuírem elevada esbelteza. Estes fenómenos traduzem-se em deformações das paredes da barra, enquanto o eixo longitudinal permanece indeformado. Ainda assim é possível distinguir dois modos de encurvadura local (Fig. 4.10):

- (i) encurvadura local de placa, associados apenas aos deslocamentos de flexão das paredes do perfil, sem que os bordos longitudinais sofram deslocamentos;
- (ii) encurvadura distorcional, associados aos deslocamentos da membrana, isto é, provocam deformações nos bordos longitudinais (Fig. 4.8).

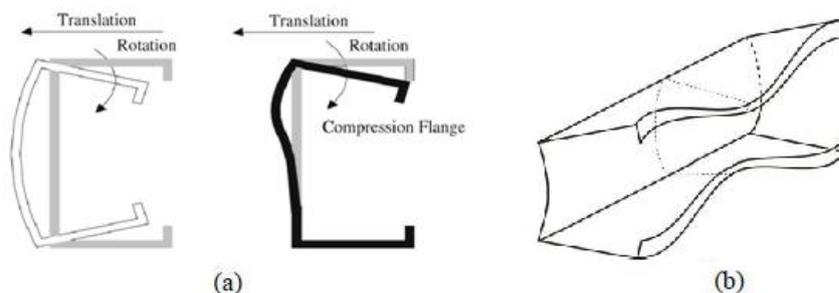


Fig. 4.8 - Modo de encurvadura distorcional: a) de secção (Murat, 2008) e b) num troço de coluna (Veríssimo, 2008)

A análise da encurvadura distorcional é mais complexa do que a dos modos globais, principalmente devido à deformação da secção ao longo do eixo do elemento (Silvestre e Camotim, 2010).

Os modos de encurvadura global encontram-se associados a barras que sejam suficientemente longas e não estejam devidamente contraventadas. São caracterizados pela ocorrência de deformação do eixo da barra, sofrendo as secções transversais apenas deslocamentos de corpo rígido no seu plano. Alguns exemplos mais comuns são:

- (i) encurvadura de colunas (Fig. 4.9) (barras comprimidas) por flexão, onde as secções transversais sofrem translação, ou flexão-torção, ou sofrem simultaneamente translação e rotação;
- (ii) encurvadura lateral de vigas (Fig. 4.10 c) (barras fletidas) por flexão-torção.

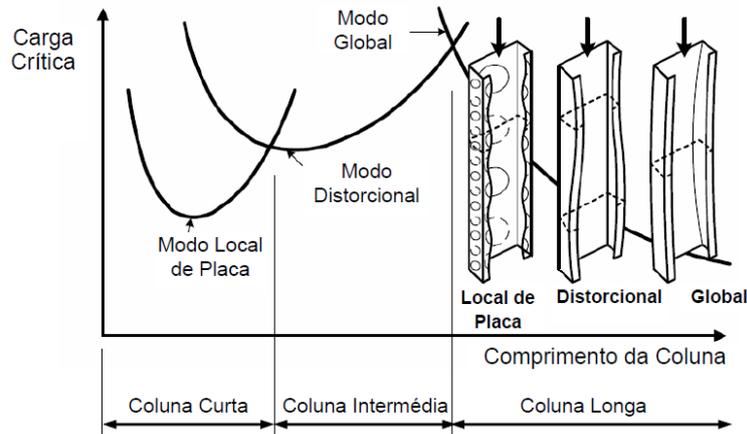


Fig. 4.9 - Exemplos de carga crítica para os vários modos de encurvadura em função do comprimento de encurvadura de colunas (CEN, 2004)

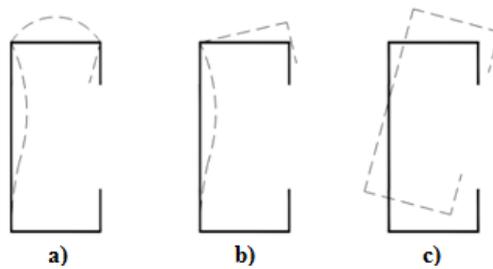


Fig. 4.10 - Viga de seção em C com reforços de extremidade: a) modo de encurvadura local b), distorcional e c) encurvadura lateral (Veríssimo, 2008)

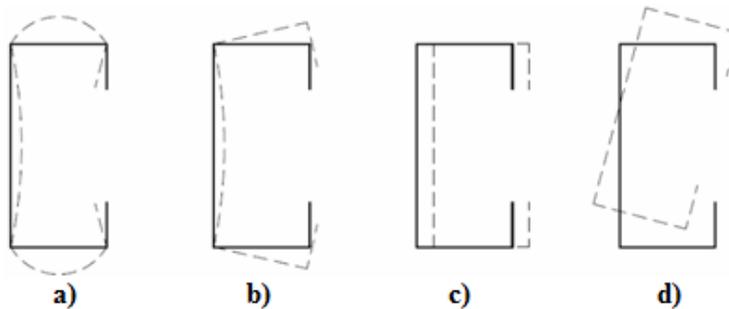


Fig. 4.11 - Coluna com seção em C com reforços de extremidade: a) modo de encurvadura local, b) modo de encurvadura distorcional, c) modo de encurvadura global (flexão) e d) modo de encurvadura global (flexão/torção) (Veríssimo, 2008)

Estes fenómenos de estabilidade podem ocorrer numa fase elástica ou numa fase elasto-plástica. Mas devido à elevada esbelteza dos perfis de aço enformados a frio estes fenómenos ocorrem grande parte das vezes em regime elástico, podendo atingir o regime plástico apenas numa fase avançada de pós-encurvadura (Veríssimo, 2008).

4.2.2.1 Instabilidade local

Os elementos estruturais de aço enformados a frio podem ser vistos como um conjunto de placas longas, que se encontram ligadas entre si pelos bordos longitudinais Fig. 4.12.

As placas longas apresentam modos de instabilidade locais de placa com semi-comprimentos de onda semelhantes à sua largura.

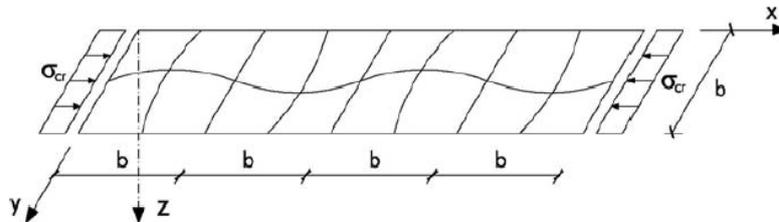


Fig. 4.12 - Modo de instabilidade de uma placa longa (Silvestre e Camotim, 2006)

O estudo destes elementos pode ser executado a partir de uma “célula” com um comprimento semelhante às dimensões da sua secção transversal (Fig. 4.13)

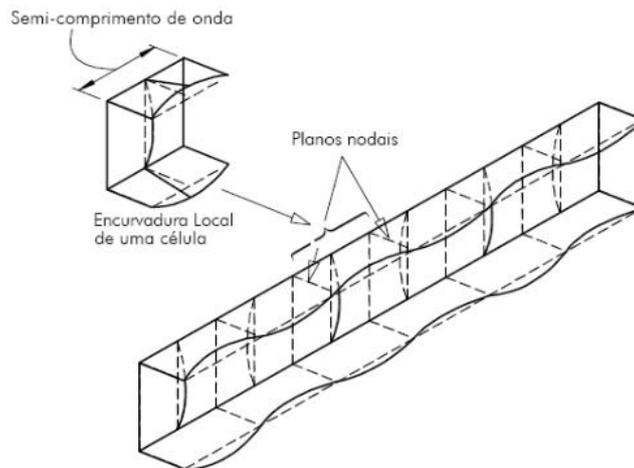


Fig. 4.13 - Instabilidade de uma barra em C num modo local de placa. Paralelismo com a instabilidade de placas (Silvestre e Camotim, 2006)

Para este modo de instabilidade existe uma configuração específica dos elementos de estudo, onde (Veríssimo, 2008):

- Os bordos longitudinais internos (cantos correspondentes à alma da secção) sofrem apenas rotação, não existindo movimento de translação;
- A flexão das paredes internas (alma e banzos) provoca deformação das secções, ao contrário das paredes externas (reforços) que possuem um bordo livre, portanto sofrem deslocamentos de corpo rígido;

- Da mesma forma como ocorre nas placas longas, quando submetidas á compressão uniaxial, o modo local de placa provoca semi-comprimentos de onda longitudinais com a dimensão semelhante da largura da placa. Assim, as paredes do elemento apresentam uma forma “ondulada” como se pode ver na Fig. 4.13;
- As condições de fronteira do elemento apenas influenciam a deformada do modo local de placa nas extremidades, não gerando grandes alterações no resto do elemento.

A estabilidade do elemento depende sobretudo do comportamento que as paredes apresentem, que vai depender da esbelteza das diversas placas e da distribuição de tensões atuantes. De acordo com Prola (2001), a instabilidade do elemento é antecipada pela encurvadura por flexão da chapa condicionante, onde as restantes são forçadas a acompanhar a deformação devido à compatibilidade. Este comportamento pode ser adquirido ao longo de uma placa totalmente ou parcialmente comprimida onde os bordos longitudinais estão na condição de encastramento elástico. De acordo com a maioria dos regulamentos, as restrições à rotação são desprezadas tendo em conta que os bordos longitudinais estão simplesmente apoiados.

4.2.2.2 Instabilidade distorcional

Nos modos de instabilidade distorcional, o semi-comprimento de onda corresponde a cerca de 5 a 10 vezes mais que o semi-comprimento de onda do modo de instabilidade local pelo que nem sempre é considerado um modo de natureza local. Segundo Silvestre e Camotim (2006), a partir dos anos 70 começou-se por identificar que a instabilidade distorcional está diretamente ligado ao fato dos reforços não serem rígidos o suficiente para impedir o deslocamento de membrana do bordo longitudinal da parede reforçada (canto correspondente ao reforço na secção).

Tal como para o modo local, para este modo de instabilidade existe uma configuração específica dos elementos de estudo, onde (Veríssimo, 2008):

- Os bordos longitudinais internos (cantos correspondentes à alma da secção) sofrem rotação e translação;
- Parte da secção sofre distorção e a outra sofre essencialmente deslocamento de corpo rígido das paredes internas (alma e banzos);

- Nas zonas dos reforços, estes sofrem elevados deslocamentos de empenamento;
- As condições de fronteira afetam ligeiramente a deformada do elemento.

A estabilidade do elemento depende sobretudo do comportamento que os banzos apresentam à torção. Segundo Prola (2001), a instabilidade do elemento é antecipada pela encurvadura, pela torção dos banzos, enquanto que as restantes placas apresentam deformações de flexão por compatibilidade.

4.2.2.3 Instabilidade global

A encurvadura por flexão em torno de um eixo principal central de inércia e a instabilidade lateral por flexão em torno do eixo de menor inércia e torção são exemplos típicos de instabilidade global (Silvestre e Camotim, 2006).

A configuração típica dos elementos face a este modo de instabilidade é a seguinte (Veríssimo, 2008):

- As secções do elemento em estudo não sofrem deformação, deslocando-se apenas no seu plano como um corpo rígido (translação e rotação da secção total). Nenhum elemento da secção sofre distorção;
- Os modos críticos globais de flexão ou flexão-torção criam uma única semi-onda. Numa viga simplesmente apoiada nas duas direções, com rotação de torção impedida e empenamento permitido em ambas as extremidades, o comprimento de semi-onda corresponde ao comprimento do elemento. Em outros casos que apresentem condições de apoio diferentes, os modos podem criar mais que um comprimento de semi-onda (Fig. 4.14);

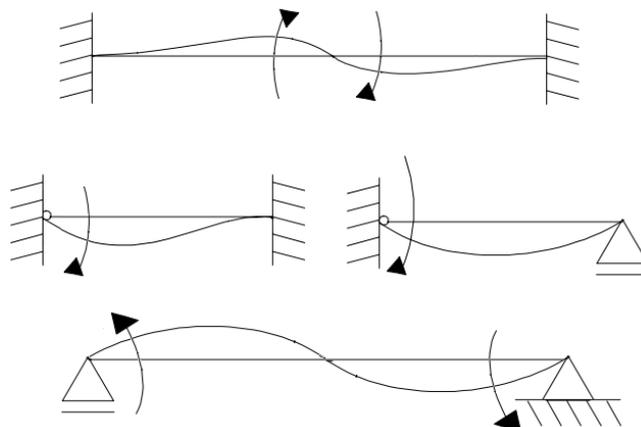


Fig. 4.14 - Comprimentos de semi-onda consoante os apoios e solicitação

- As condições de fronteira afetam ligeiramente a deformada do elemento por apresentarem deslocamentos de empenamento consideráveis.

Este modo de encurvadura torna-se crítico quando as barras são mais longas e não estejam devidamente contraventadas.

4.2.2.4 Interação entre modos de encurvadura

A interação entre os modos de encurvadura é um conjunto de fenómenos que condicionam o comportamento geometricamente não linear de sistemas estruturais caracterizados pelo acontecimento simultâneo ou quase simultâneo de vários modos de encurvadura (Reis e Camotim, 2000). Quando se trata de perfis de aço enformados a frio, a ocorrência deste fenómeno de interação é mais propício de ocorrer, dada à sua elevada esbelteza.

Estes modos de encurvadura podem ocorrer tanto em fase elástica como em fase elasto-plástica. No entanto, a plasticidade ocorre apenas numa fase avançada de pós-encurvadura, que leva a que os modos surjam maioritariamente em regime elástico. Dado isto, considera-se que a rotura destes elementos sucede quando se atinge o valor da tensão limite de proporcionalidade.

O EC3, parte 1-5 (CEN, 2006), faz referência à forma como se deve combinar estes modos de encurvadura para uma análise numérica, nomeando um modo que lidera a combinação e as restantes são reduzidas para 70% do seu valor total.

4.3 Imperfeições geométricas

As imperfeições geométricas estão relacionadas com o desvio de um perfil da sua geometria “perfeita”. Imperfeições de um perfil inclui encurvar, empenar, e torcer assim como desvios locais sendo estes últimos caracterizados por mossas e ondulações regulares na placa. Pesquisas anteriores registaram medições de imperfeições geométricas de perfis enformados a frio (Schafer e Peköz, 1998).

Na realidade, cada viga tem os seus desvios de uma geometria perfeita devido ao processo de fabricação, armazenamento, transporte, manipulação e instalação. Segundo o EC3, parte 1-5, (CEN, 2006) a amplitude a adotar para as imperfeições geométricas para os modos de encurvadura encontram-se no anexo nacional do Eurocódigo, onde é recomendado a consideração de 80% das tolerâncias para a fabricação.

As imperfeições geométricas reduzem significativamente a resistência dos elementos. Para além disso, a pós-encurvadura dos perfis de aço enformados a frio é difícil de prever se as imperfeições geométricas e as não-linearidades do material existem, sendo também muito difícil quantificar as imperfeições geométricas destes perfis. Algumas das orientações dadas em normas de dimensionamento ou dos produtos propõem a adoção de limites superiores conservativos para as imperfeições geométricas utilizadas em projetos. A distribuição de deformações iniciais e torções podem também variar de elemento para elemento estrutural (Schafer e Peköz, 1998).

A previsão do comportamento geometricamente não linear (de estabilidade) de barras de parede fina tem de ser feita usando métodos de análise que englobem a influência de cada um dos fenómenos de instabilidade relevantes (Mesquita et al., 2006; Pinho, 2011).

A Fig. 4.15 mostra o modo de encurvadura local e distorcional de uma secção C. A forma do modo de encurvadura pode ser obtida para as imperfeições locais com o valor máximo de $b/200$ (CEN, 2006), ou segundo estudos recentes com o valor de 10% da espessura das paredes da secção (Basaglia e Camotim, 2011; Borges Dinis e Camotim, 2010).

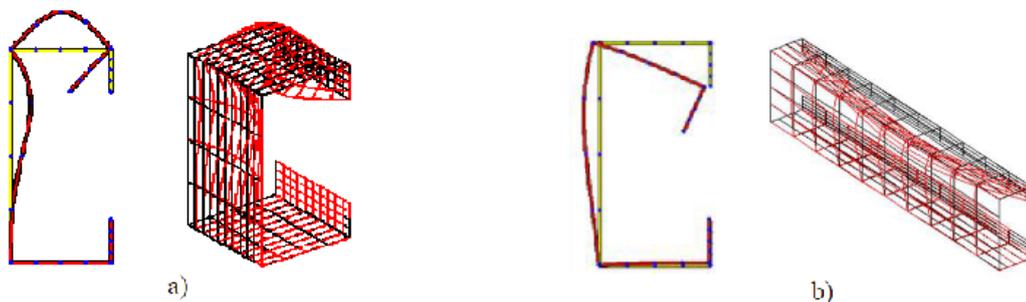


Fig. 4.15 - Forma de encurvadura local a) e distorcional b) da secção C obtida pelo programa CUFSM (Pinho, 2011)

No caso do modo de encurvadura global, as imperfeições globais foram consideradas de forma sinusoidal de acordo com a expressão:

$$y = \frac{L}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (4.1)$$

4.4 Tensões residuais

Os perfis de aço enformados a frio começam antes de mais por ser placas de aço quentes de fundição. Cada placa é tipicamente laminada a quente, a espessura reduzida a frio e recozido para posteriormente ser enrolado e transportado como uma chapa fina para os produtores de elementos enformados a frio. No momento da enformagem, a folha de aço é desenrolada através de uma linha de produção e plasticamente dobrada até se obter a forma final do elemento pretendido (laminagem a frio). Este processo de fabricação transmite tensões residuais e deformações plásticas através da espessura da folha (Moen et al., 2008).

As tensões residuais dos perfis de aço enformados a frio afetam a sua rigidez podendo também causar uma pré-cedência inicial que vai causar a redução da tensão de rotura.

As tensões residuais podem ser divididas em dois tipos: de flexão e de membrana (Fig. 4.16) (Kankanamge, 2010).

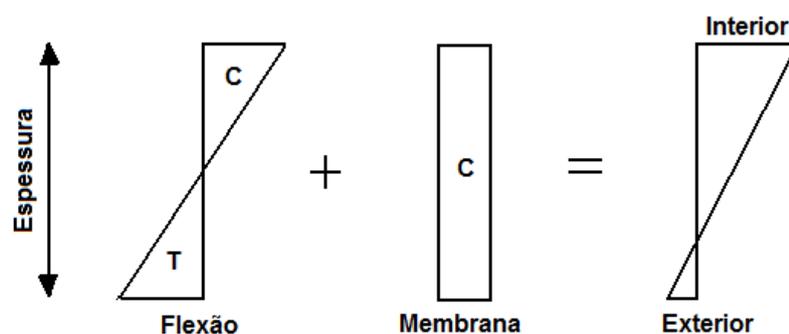


Fig. 4.16 - Definição de tensões residuais de flexão e de membrana (Schafer e Peköz, 1998)

As tensões residuais de flexão são de compressão na superfície interna da secção e de tração na superfície exterior. Por outro lado, as tensões residuais de membranas são de tração ou de compressão e são as mesmas em toda a espessura (Kankanamge, 2010).

No caso dos perfis enformados a frio, as tensões residuais são principalmente do tipo à flexão, e nos laminados a quente a sua influência sobre a resistência à encurvadura é menos importante que as tensões residuais de membrana (Tabela 4.1).

Por outro lado, a laminagem a frio produz diferentes tensões residuais nas secções quando comparado com a quinagem, então a resistência da secção pode ser diferente nos casos em que a encurvadura e a cedência interagirem (Tabela 4.1) (Hancock, 1997).

Tabela 4.1 - Dimensão dos tipos de tensão residual em perfis de aço (ASRO, 2008)

	Métodos de enformagem		
	Laminados a quente	Enformados a frio	
		Laminagem a frio	Quinagem
Tensão residual de membrana (σ_{rm})	Elevada	Reduzida	Reduzida
Tensão residual de flexão (σ_{rf})	Reduzida	Elevada	Reduzida

Nos perfis enformados a frio, as tensões residuais de membrana são no geral pequenas quando comparadas com as tensões residuais de flexão (Schafer e Peköz, 1998; Young e J.R. Rasmussen, 1999).

Weng e Pekoz (1990) adotaram a seguinte configuração das tensões residuais de flexão para as secções em C de perfis de aço enformados a frio:

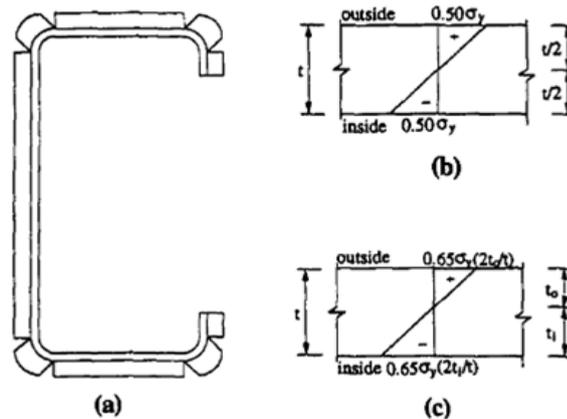


Fig. 4.17 - Distribuição de tensões residuais: a) em torno da secção C, b) nas zonas planas e c) nos cantos (Weng e Pekoz, 1990)

As tensões residuais na superfície externa são de tração, enquanto que na superfície interna as tensões residuais são de compressão. O seu valor é distribuído pela secção transversal como mostra na Fig. 4.17 Estes variam dos elementos retilíneos para os cantos e ao mesmo tempo variam linearmente ao longo da espessura da tração para a compressão.

Os valores máximos de tração e compressão das tensões residuais são iguais, e são $0,5\sigma_y$ para os elementos retilíneos e $0,65\sigma_y$ para os cantos, onde σ_y é a tensão de cedência. Estas tensões residuais satisfazem as condições de equilíbrio à flexão, mas não à do esforço axial. Isto porque a superfície externa do canto com tensões residuais de tração é maior que a superfície interna do canto com tensões residuais de compressão.

Segundo Pi et al. (1998), para satisfazer ambas as condições de equilíbrio, a tensão de residual máxima na superfície interna e externa são substituídas por $-0,65\sigma_y(2 t_i/t)$ e $+0,65\sigma_y(2 t_o/t)$, respetivamente, como demonstrando na figura anterior, onde:

$$t_i = \sqrt{r^2 + rt + t^2/2} - r \quad (4.2)$$

$$t_o = t - t_i \quad (4.3)$$

Com r raio do canto e t espessura do canto.

Um estudo elaborado por Schafer e Peköz (1998) permitiu obter uma distribuição de tensões residuais como uma percentagem do valor da tensão de cedência para os dois processos de enformagem a frio, laminagem a frio e quinagem, para secções em C de perfis de aço enformados a frio, cujos valores obtidos do estudo encontram-se presentes na

Tabela 4.2. Os dados estão agrupados por elementos onde as tensões residuais foram medidas: canto, banzo, reforço e alma.

Tabela 4.2 - Tensões residuais de membrana em % f_y

Elemento	Laminagem a frio		Quinagem	
	Exato	Adotado	Exato	Adotado
Canto	6,8	7	5,2	5
Banzo	3,9	4	0,9	2
Reforço	7,9	8	0,2	0
Alma	-1,7	-2	0,9	1

Tabela 4.3 - Tensões residuais de flexão em % f_y

Elemento	Laminagem a frio		Quinagem	
	Exato	Adotado	Exato	Adotado
Canto	26,8	27	32,7	33
Banzo	23,5	23	8	8
Reforço	6,7	7	56	56*
Alma	38,9	39	16,9	17

* Valores obtidos não apresentaram nenhum padrão pelo que o valor estipulado na tabela não pode ser considerado como um valor representativo.

A Fig. 4.18 ilustra o modelo criado por Schafer e Peköz (1998) demonstrando o modo como surge a tensão residual de flexão nos dois processos de fabrico de enformados a frio.

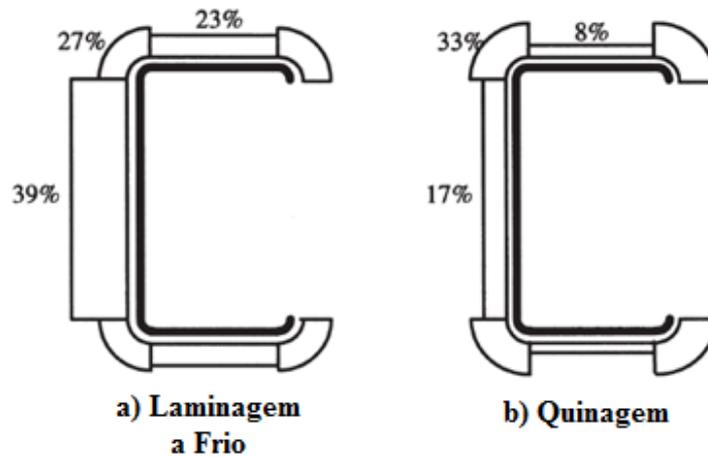


Fig. 4.18 - Tensão residual de flexão nos dois processos de fabrico: a) laminagem a frio; b) quinagem (Schafer e Peköz, 1998)

Desta forma Schafer e Peköz (1998) consideraram irrelevante a aplicação de tensões residuais de membrana para a análise numérica dos perfis em estudo por estas serem demasiado pequenas, em relação às tensões residuais de flexão, desprezando-as.

Segundo Lee (2004) as tensões residuais vão-se perdendo quando o elemento é exposto a elevadas temperaturas. Portanto deve ser tido em conta um fator de redução para as tensões residuais para temperaturas elevadas. Este fator de redução é então obtido pela seguinte expressão linear, obtida pelo mesmo autor, que depende da temperatura a que o elemento se encontra, ou pela interpolação dos valores presentes na Tabela 4.4.

$$a = 1,0181 - 0,00128T \tag{4.4}$$

Onde T (temperatura,) está em °C, com o intervalo $20 \leq T \leq 800$.

Tabela 4.4 - Fatores de redução das tensões residuais

Temp.(°C)	20	200	350	500	650	800
<i>a</i>	1,00	0,76	0,57	0,38	0,19	0,00

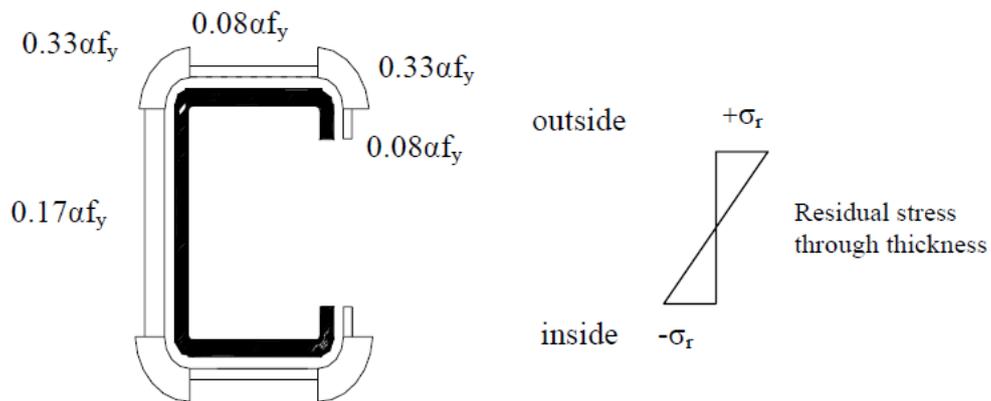


Fig. 4.19 - Tensões residuais com efeito das temperaturas para o modelo numérico de Lee (2004)

Já Franssen (1993) afirma que as tensões residuais não se perdem com o aumento da temperatura, mas sim que o seu comportamento e influência são diferentes sendo menos influentes à medida que a temperatura aumenta e para os maiores comprimentos.

Capítulo 5

CÁLCULO ESTRUCTURAL SEGUNDO O EUROCODIGO 3

5 CÁLCULO ESTRUTURAL SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

- 5.1 Considerações gerais do dimensionamento
- 5.2 Dimensionamento à temperatura ambiente
 - 5.2.1 Classificação das secções
 - 5.2.2 Propriedades efetivas das secções de classe 4
 - 5.2.3 Resistência das secções transversais
 - 5.2.4 Resistência dos elementos
- 5.3 Dimensionamento em situação de incêndio
 - 5.3.1 Classificação das secções
 - 5.3.2 Resistência das secções transversais
 - 5.3.3 Resistência dos elementos

5 CÁLCULO ESTRUTURAL SEGUNDO O EUROCÓDIGO 3

5.1 Considerações gerais do dimensionamento

Segundo o EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), o dimensionamento de perfis enformados a frio é baseado no método das larguras efetivas ou das espessuras reduzidas (Pan e Yu, 2002).

A análise e o dimensionamento deste tipo de estruturas contêm algumas diferenças relativas às estruturas de aço laminadas a quente.

Como já foi referido anteriormente, os elementos estruturais de aço enformados a frio possuem, em grande parte, secções de parede fina aberta, o que implica a suscetibilidade a um conjunto de fenómenos que normalmente não afetam as secções de perfis de aço laminados a quente (secções menos esbeltas), nomeadamente os fenómenos de encurvadura local (instabilidade das chapas dos perfis submetidas a tensões de compressão) (Prola, 2001).

A maioria dos elementos estruturais de aço enformados a frio possui secções transversais de Classe 4 (com resistência elástica apenas em secção efetiva). No entanto, estes podem ter uma secção com uma resistência elástico-plástica ou mesmo elástica, designadas por secções de Classe 3 com plasticidade (CEN, 2004). As zonas brutas com menor “resistência à instabilidade” não devem ser consideradas na verificação de segurança, e como tal devem ser retiradas (por não serem “efetivas”), surgindo o conceito de secção efetiva em analogia com as secções de Classe 4 (Fig. 5.1) (CEN, 2005a).

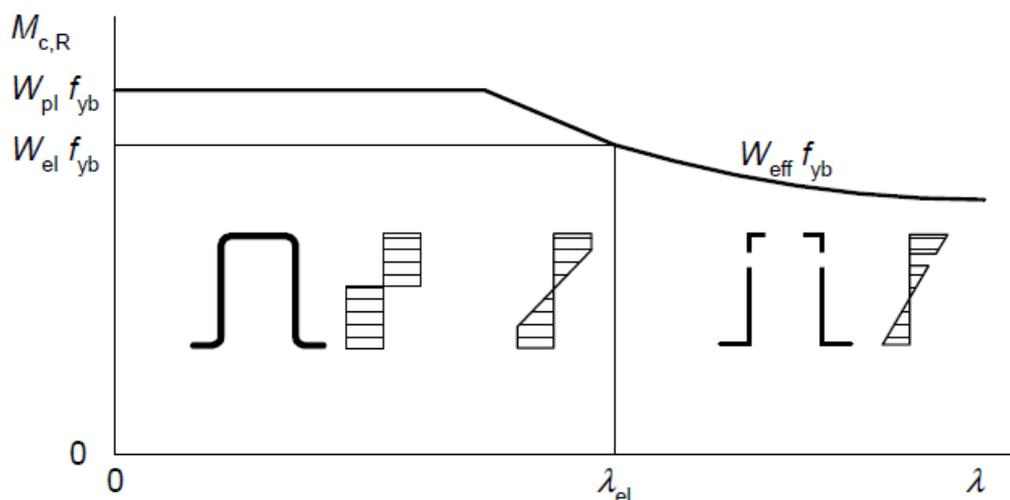


Fig. 5.1 - Resistência ao momento fletor em função da esbelteza (CEN, 2004)

Para perfis com secções fora deste grupo, com um grande número de reforços, é necessário um número elevadíssimo de cálculos tornando este processo muito complexo. Por este método se tornar demasiado exaustivo no cálculo de larguras efetivas e espessura reduzidas, desenvolveu-se uma metodologia alternativa, muito mais simples. O Método da Resistência Direta (“Direct Strength Method”) tem a enorme vantagem de utilizar algumas curvas de dimensionamento devidamente calibradas com ensaios experimentais. A utilização destas curvas requer apenas o conhecimento de tensões e esforços críticos elásticos, locais e globais, determinadas através da realização de análises lineares de estabilidade utilizando ferramentas computacionais como o CUFSM (Schafer, 2008).

5.2 Dimensionamento à temperatura normal

5.2.1 Classificação das secções

Segundo o EC3, parte 1-1 (CEN, 2005a), a classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local.

A verificação de segurança da resistência e/ou da estabilidade não será efetuada com base nas propriedades (área, inércia) da secção bruta mas sim de uma secção reduzida, designada por secção efetiva (Silvestre, 2009).



Fig. 5.2 - Secção em C: a) bruta, b) efetiva e c) efetiva com espessura reduzida (Silvestre, 2009)

As secções são classificadas através de valores limites para a esbelteza, ou seja a relação entre o comprimento e a espessura de um elemento, tendo em conta a distribuição de tensões ao longo do elemento. São então definidas quatro classes de secções transversais, da seguinte forma:

- a) Classe 1: secções transversais onde se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência (secção plástica);
- b) Classe 2: secções transversais que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local (secção compacta);
- c) Classe 3: secções transversais em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido (secção semi-compacta);
- d) Classe 4: secções transversais em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal (secção esbelta).

Nas secções de Classe 4 deve ser aplicado o método das larguras efetivas para ter em conta as reduções de resistência devidas aos efeitos da encurvadura local, de acordo com o ponto 4.3 do EC3, parte 1-5 (CEN, 2006).

A classificação da secção transversal vai depender da relação entre a largura e a espessura dos elementos comprimidos ou parcialmente comprimidos sob o carregamento considerado e é classificada segundo a classe mais elevada (menos favorável) desses mesmos elementos.

A Tabela 5.1 apresenta a classificação das secções transversais em função do respetivo momento resistente e capacidade de rotação.

Tabela 5.1 - Classificação das secções transversais em função do seu momento resistente e da sua capacidade de rotação

Modelo de Comportamento	Momento Resistente	Capacidade de Rotação	Classe
	<p>Momento plástico na secção transversal</p>	<p>Suficiente</p>	1

Tabela 5.1 - Classificação das secções transversais em função do seu momento resistente e da sua capacidade de rotação (Cont.)

Modelo de Comportamento	Momento Resistente	Capacidade de Rotação	Classe
	Momento plástico na secção transversal 	Limitada 	2
	Momento elástico na secção transversal 	Nenhuma 	3
	Momento elástico na secção efectiva 	Nenhuma 	4

M_{el} – momento elástico resistente da secção transversal
 M_{pl} – momento plástico resistente da secção transversal
 M – momento aplicado
 ϕ – rotação (curvatura) da secção
 ϕ_{pl} – rotação (curvatura) da secção requerida para gerar uma distribuição de tensões plástica total

Os valores limites da relação entre as dimensões dos elementos comprimidos das Classes 1, 2 e 3 estão indicados na Tabela 5.2 para elementos internos e na Tabela 5.3 para elementos salientes. Caso um elemento não cumpra os requisitos da Classe 3 é então considerado como sendo de Classe 4.

Tabela 5.2 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (almas)

Componentes internos comprimidos						
				Eixo de flexão		
				Eixo de flexão		
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$ ^{*)} : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

Tabela 5.3 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (banzos)

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

Por exemplo, uma secção monossimétrica (secção em C como no presente caso em estudo) submetida à flexão simples em torno do eixo de maior inércia, $\Psi = -1$ ou $\alpha = 0,5$ na alma, $\Psi = \alpha = +1$ nos banzos, e nos reforços $0 < \Psi < 1$ ou $\alpha = 1$.

5.2.2 Propriedades efetivas das secções de classe 4

O dimensionamento de elementos de aço enformados a frio é feito com base no método das secções efetivas, considerando a redução da resistência da secção devido à encurvadura local pela diminuição da dimensão de cada um dos elementos da secção transversal efetiva. No entanto, a presença de elementos de reforço nestas secções provoca o aparecimento da instabilidade do tipo distorcional. Portanto é necessário ter em conta o tipo de instabilidade para a determinação da secção efetiva. No conceito de instabilidade local a área efetiva é obtida segundo o conceito da largura efetiva, onde a redução é feita na largura do elemento, enquanto que no de instabilidade do tipo distorcional a área efetiva é obtida de acordo com o conceito da espessura reduzida, em que a redução é efetuada na espessura do elemento.

5.2.2.1 Cálculo da secção efetiva para a instabilidade local

De acordo com o EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), os efeitos da encurvadura local são representados pelas propriedades da secção efetiva (obtida segundo o método da largura efetiva) (Fig. 5.3).

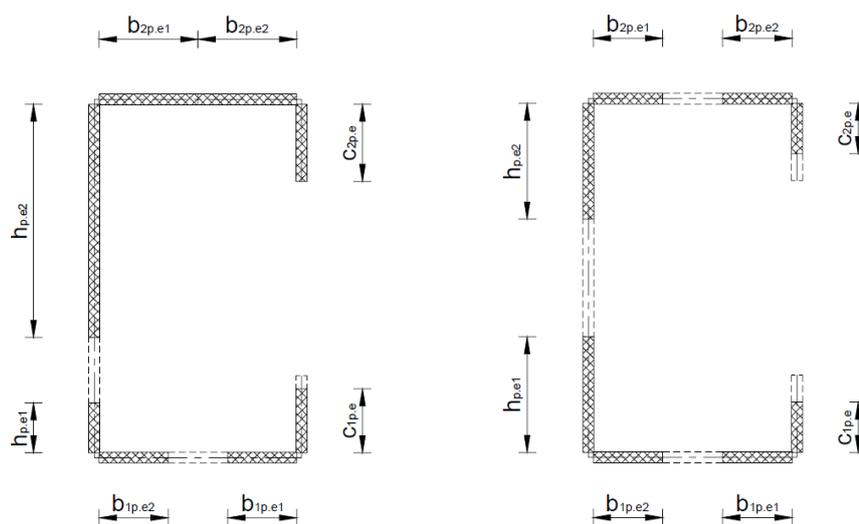


Fig. 5.3 - Secção efetiva para o modo de instabilidade local de um elemento sujeito à a) Flexão Simples e a b) Compressão simples (Veríssimo, 2008)

Segundo a Tabela 5.4, para elementos internos comprimidos, e Tabela 5.5, para elementos externos comprimidos, do EC3, parte 1-5 (CEN, 2006), é possível definir a secção efetiva, conforme apresentado de seguida:

Tabela 5.4 - Elementos internos comprimidos

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

Tabela 5.5 - Elementos externos comprimidos

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva: 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	$1 \geq \psi \geq -3$		
Factor de encurvad.: 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	
Factor de encurvad.: k_σ	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Pelo descrito no EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), ao aplicar-se o método da redução das larguras efetivas, da parte 1-5 (CEN, 2006) do mesmo documento referenciado, deve ser aplicado o seguinte procedimento:

- A razão de tensões Ψ obtida a partir das tabelas anteriores, para o cálculo da largura efetiva dos elementos sujeitos a um diagrama de tensões atuantes devidas a M, deve ser baseada nas propriedades brutas da secção;
- Conhecido o valor de Ψ , obtem-se o valor do coeficiente de encurvadura local k_σ a partir das mesmas tabelas, para o cálculo da esbelteza normalizada local do elemento, dada por:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (5.1)$$

\bar{b} é a largura livre do elemento;

t é a espessura do elemento;

E,

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0,5} \quad (5.2)$$

- Calcula-se o valor do fator de redução ρ de largura efetiva com base no valor da esbelteza normalizada local do elemento:

$$\rho = 1,0 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}_{lim} \quad (5.3)$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - K_\rho}{\bar{\lambda}_p^2} \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_p > \bar{\lambda}_{lim} \quad (5.4)$$

Onde,

$K_\rho = 0,055(3 + \Psi)$ e $\bar{\lambda}_{lim} = 0,673$ para elementos interiores;

$K_\rho = 0,188$ e $\bar{\lambda}_{lim} = 0,748$ para elementos de extremidade.

- Posteriormente deve-se proceder ao cálculo das larguras efetivas dos elementos comprimidos b_{eff} ;

Conhecida a secção efetiva, é possível determinar a nova posição do centro de gravidade e de seguida calcular o módulo de flexão da secção efetiva mínimo ($W_{eff,min}$) para posteriormente calcular o momento resistente da secção ($M_{c,rd}$).

5.2.2.2 Cálculo da secção efetiva para a instabilidade distorcional

No caso de encurvadura distorcional, a parte 1-3 do EC3 (CEN, 2004) sugere o cálculo da espessura reduzida das extremidades da secção em estudo (reforços) e dos elementos intermédios (banzos), conforme ilustrado na Fig. 5.4.

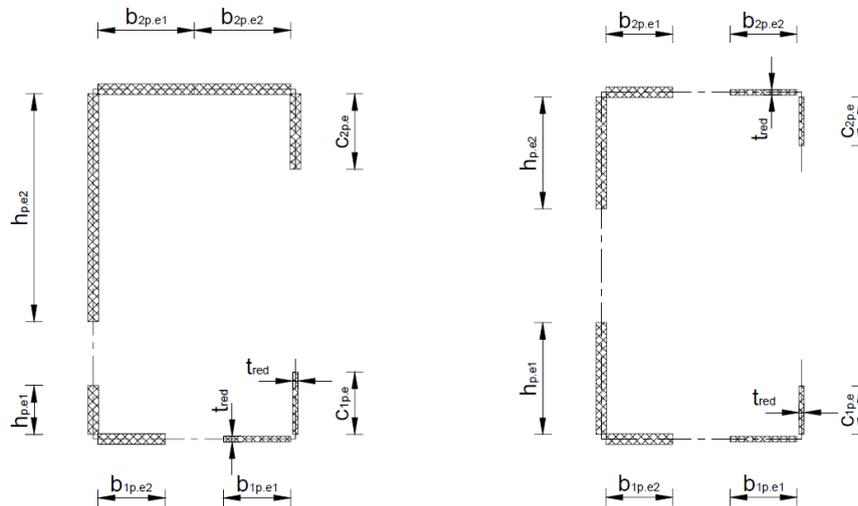


Fig. 5.4 - Secção efetiva para o modo de instabilidade distorcional de um elemento sujeito à a) Flexão Simples e a b) Compressão simples (Veríssimo, 2008)

De uma forma resumida, devem ser adotados os passos seguintes para a determinação das espessuras reduzidas:

- Deve-se calcular as larguras efetivas dos elementos da secção conforme elaborado no ponto anterior, relativamente à instabilidade local;
- Nos elementos de compressão com arestas ou reforços associados, deve-se supor que o reforço comporta-se como um elemento comprimido com uma restrição parcial, com uma mola de rigidez K_{st} equivalente que depende das condições de fronteira e da rigidez de flexão dos elementos dos planos adjacentes;
- A rigidez da mola do reforço deve ser determinada aplicado uma unidade de carga por unidade de comprimentos u , como ilustrado na Fig. 5.5:

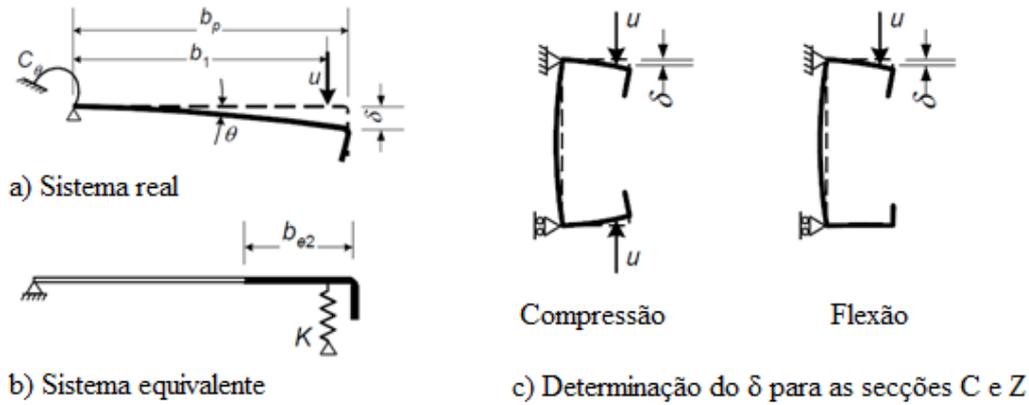


Fig. 5.5 - Determinação da rigidez da mola do reforço: a) Sistema real; b) Sistema equivalente; c) Determinação do δ para as secções C e Z (CEN, 2004)

- A rigidez da mola K por unidade de comprimento pode ser determinada a partir do descrito no ponto 5.5.3.1 (5) da parte 1-3 do EC3 (CEN, 2004), assim como o valor de δ , deformação do reforço devido à carga unitária u que atua no centróide (b_1) da parte útil da secção transversal;
- Concluído o cálculo da rigidez da mola equivalente, deve-se determinar a tensão crítica do reforço elasticamente restringido $\sigma_{cr,s}$, conforme disposto no ponto 5.5.3.2 (7) da parte 1-3 do EC3 (CEN, 2004):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s} \quad (5.5)$$

Onde,

I_s é o momento de inércia do elemento em torno do eixo perpendicular ao eixo do elemento em questão;

A_s é a área do elemento.

- O fator de redução para a instabilidade distorcional χ_d , deve ser determinado com base no valor da esbelteza normalizada distorcional $\bar{\lambda}_d$, de acordo com o apresentado no ponto 5.5.3.1 (7) da parte 1-3 do EC3 (CEN, 2004):

$$\chi_d = 1,0 \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad (5.6)$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723\bar{\lambda}_d \quad \text{se} \quad 0,65 < \bar{\lambda}_d \leq 1,38 \quad (5.7)$$

$$\chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad \text{se} \quad \bar{\lambda}_d \geq 1,38 \quad (5.8)$$

Onde,

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (5.9)$$

- Obtido o valor do fator de redução χ_d , calcula-se a espessura do “reforço”:

$$t_{red} = t \times \chi_d \leq t \quad (5.10)$$

Onde t é a espessura do reforço;

Após obtida a secção efetiva final para a instabilidade local e distorcional, é possível a determinação das propriedades efetivas da secção (áreas e/ou módulos de flexão).

5.2.3 Resistência das secções transversais

5.2.3.1 Secções sujeitas à compressão

Segundo o EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), a resistência das secções transversais sujeitas à compressão é estabelecida segundo a condição seguinte:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.11)$$

Com,

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}, \text{ se } A_{eff} < A_g \quad (5.12)$$

Ou

$$N_{c,Rd} = \frac{A_g \times (f_{yb} + (f_{ya} - f_{yb}) \times 4(1 - \lambda/\lambda_{el}))}{\gamma_{M0}}, \text{ se } A_{eff} = A_g \quad (5.13)$$

Onde λ se encontra definido no ponto 6.1.3 (1) da presente parte do EC3, e o A_{eff} obtido conforme o ponto anterior relativamente ao cálculo das secções efetivas.

O ponto 6.1.3 (3) da mesma norma, refere que, a resistência à compressão de uma secção transversal, refere-se à carga axial aplicada no centróide da secção efetiva. Se esta carga não coincide com o centróide da secção transversal bruta, deve ser tido em conta a mudança do eixo centroidal, e_N , segundo o método disposto no ponto que se segue, conforme ilustrado na Fig. 5.6:

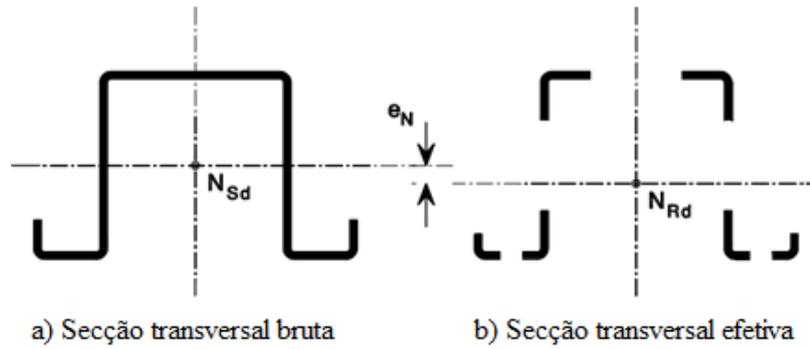


Fig. 5.6 - Secção transversal efetiva sujeita à compressão: a) Secção transversal bruta; b) Secção transversal efetiva (CEN, 2004)

5.2.3.2 Secções sujeitas à flexão

Segundo o EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), a resistência das secções transversais sujeitas à flexão simples é estabelecida segundo a condição seguinte:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.14)$$

Com,

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_{yb}}{\gamma_{M0}}, \text{ se } W_{eff} < W_{el} \quad (5.15)$$

Ou

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \times (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \times 4(1 - \lambda/\lambda_{el}))}{\gamma_{M0}}, \text{ se } W_{eff} = W_{el} \quad (5.16)$$

Onde λ se encontra definido no ponto 6.1.4.1 (1) da presente parte do EC3, e o W_{eff} obtido conforme o ponto anterior relativamente ao cálculo das secções efetivas.

5.2.3.3 Secções sujeitas à flexão composta com compressão

Segundo o EC3, parte 1-3 (CEN, 2004), a resistência das secções transversais sujeitas à flexão composta com compressão é estabelecida segundo a condição seguinte:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1,0 \quad (5.17)$$

Onde

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (5.18)$$

5.2.4 Resistência dos elementos

5.2.4.1 Elementos sujeitos à compressão



Fig. 5.7 - Pilar sujeito à compressão

Segundo a EN 1993-1-3 (CEN, 2004), nos casos em que existe elementos uniformes comprimidos (Fig. 5.8), é necessário proceder à seguinte verificação de segurança do elemento conforme descrito na EN 1993-1-1 (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.19)$$

Onde,

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \text{ para secções transversais de Classe 4} \quad (5.20)$$

Em que χ , fator de redução de resistência devido a encurvadura global, deve ser obtido através de:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (5.21)$$

Onde

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.22)$$

É um parâmetro auxiliar, α um fator de imperfeição que depende do tipo da secção transversal, Tabela 5.7, e os respetivos valores recomendados para a curva em questão.

A esbelteza normalizada é dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} \quad (5.23)$$

Com o valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante N_{cr} , que se baseia nas propriedades da secção bruta:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (5.24)$$

No caso de uma secção transversal de classe 4 que não seja duplamente simétrica, deverá utilizar-se o método indicado na parte 1-5 do EC3 (CEN, 2006) para determinar o afastamento e_N entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas (A_{eff}) e bruta e o resultante momento adicional:

$$\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N \quad (5.25)$$

5.2.4.2 Elementos sujeitos à flexão

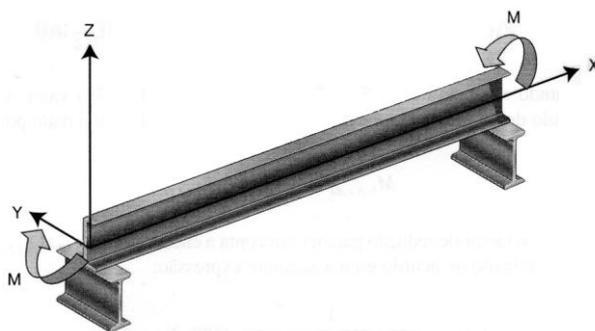


Fig. 5.8 - Viga simplesmente apoiada sujeita à flexão simples (Vila Real et al., 2004)

Segundo a EN 1993-1-3 (CEN, 2004), nos casos em que existe flexão simples (Fig. 5.8), remetendo para a parte 1-1 (CEN, 2005a), é necessário proceder à seguinte verificação de segurança do elemento sujeito a M:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.26)$$

Segundo a mesma norma, com a ocorrência de encurvadura lateral, a resistência deve ser reduzida de forma a ter em conta este fenómeno de instabilidade. E portanto a EN 1993-1-1 (CEN, 2005a) prevê a seguinte verificação:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.27)$$

Com,

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times W_{eff,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{5.28}$$

Onde χ_{LT} é o fator de redução de resistência devido à encurvadura lateral de vigas e $W_{eff,y}$ o módulo de flexão da secção efetiva para momento fletor em torno do eixo principal yy.

Este fator de redução da resistência obtém-se através da expressão:

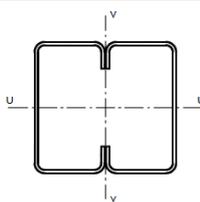
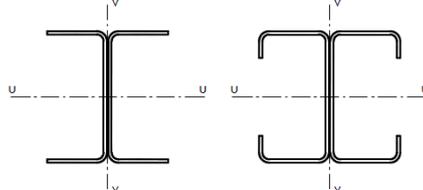
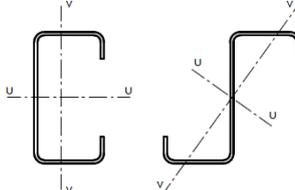
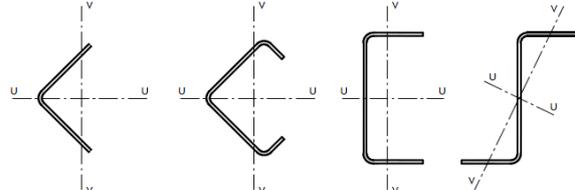
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \tag{5.29}$$

Onde

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \tag{5.30}$$

É um parâmetro auxiliar, α_{LT} é um fator de imperfeição de acordo com o tipo da secção transversal segundo o ponto 6.2.2.(3) e os respetivos valores recomendados para a curva em questão Tabela 5.7:

Tabela 5.6 - Curva de encurvadura de acordo com os diferentes tipos de secção transversal (pilares)

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

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

Tabela 5.7 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral

Curva de Encurvadura	a	b	c	d
Fator de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

A esbelteza normalizada relativa ao modo de instabilidade lateral é dada por:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \times f_y}{M_{cr}}} \quad (5.31)$$

Com o momento crítico elástico para a encurvadura lateral M_{cr} , que se baseia nas propriedades da secção bruta e tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - C_2 z_g + C_3 z_j \right] \quad (5.32)$$

Os fatores de comprimento eficaz k e k_w variam entre 0,5 para fixação completa e 1,0 para nenhuma fixação e 0,7 para fixo numa extremidade da viga e livre na outra.

O k refere-se à rotação da extremidade no plano, enquanto que o k_w refere-se ao empenamento da extremidade e, a não se que exista algum condicionamento especial, deve ser tomado igual a 1,0.

I_t corresponde à inércia de torção e I_w à inércia de empenamento e os fatores C_1, C_2 e C_3 dependem do carregamento e das condições de apoio.

5.2.4.3 Elementos sujeitos à flexão composta com compressão

A interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor podem ser obtidos a partir de uma análise de segunda ordem do elemento conforme especificado na EN1993-1-1 (CEN, 2005a), baseada nas propriedades efetivas da secção transversal, onde os elementos solicitados à flexão composta com compressão deverão satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.33)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.34)$$

Com k_{ij} , fatores de interação que podem ser obtidos a partir do método apresentado no Anexo B da EN1993-1-1 (CEN, 2005a).

5.3 Dimensionamento em situação de incêndio

5.3.1 Classificação das secções

No caso em que os perfis metálicos se encontram em situação de incêndio, a classificação das secções transversais devem ser tal como à temperatura normal mas em que o valor reduzido de ε é obtido da seguinte forma (CEN, 2005b):

$$\varepsilon = 0,85 \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \quad (5.35)$$

Onde

f_y – tensão de cedência a 20 °C.

5.3.2 Resistência das secções transversais

5.3.2.1 Secções sujeitas à compressão

Nas situações em que existe compressão, para secções de Classe 4 é necessário proceder à seguinte verificação de segurança da secção transversal (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.36)$$

Onde,

$N_{fi,\theta,Rd}$, pode ser obtido a partir de:

$$N_{fi,\theta,Rd} = A_{eff} k_{0,2,p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.37)$$

E,

$k_{0,2,p,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio.

A área efetiva, A_{eff} , é determinada à temperatura normal e posteriormente adicionados os fatores de redução.

5.3.2.2 Secções sujeitas à flexão

Nas situações em que existe flexão simples, para secções de Classe 4 é necessário proceder à seguinte verificação de segurança da secção transversal (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.38)$$

Onde,

$M_{fi,\theta,Rd}$, pode ser obtido a partir de:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{0,2p,\theta} M_{Rd} \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.39)$$

E,

$k_{0,2p,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio (Fig. 5.9) que corresponde ao limite convencional de proporcionalidade a 0,2%;

Factor de redução

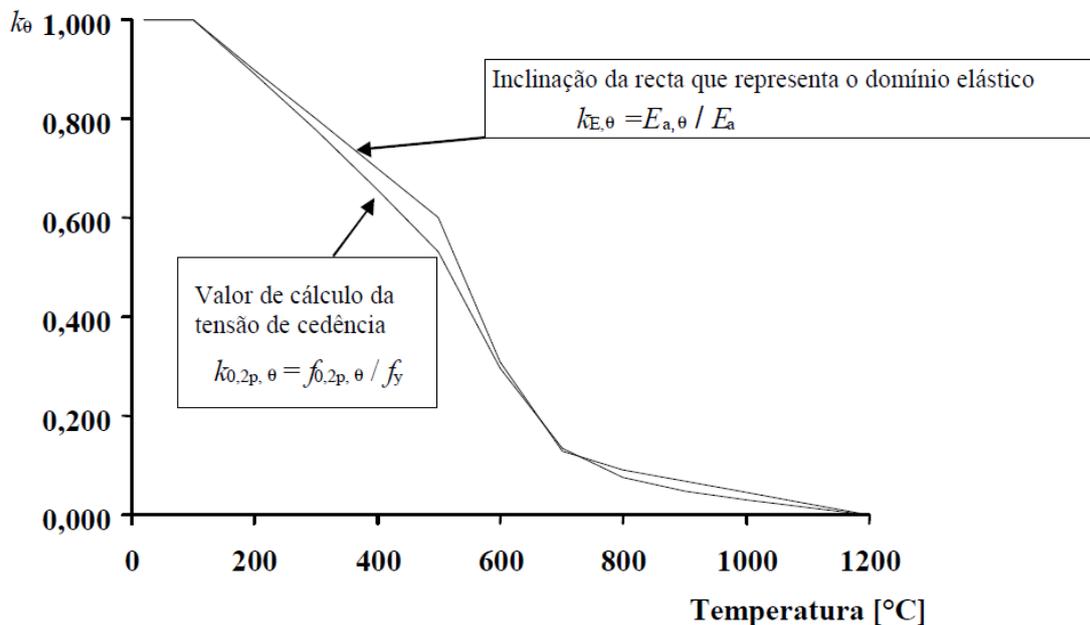


Fig. 5.9 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões de secções de aço da Classe 4 enformadas a frio e laminadas a quente a temperaturas elevadas (CEN, 2005b)

M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente da secção transversal efetiva à temperatura normal, de acordo com a EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), que pode ser calculado a partir da seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.40)$$

Onde módulo de flexão efetivo mínimo $W_{eff,min}$ é o menor dos valores dos módulos de flexão efetivos calculados no ponto respetivo ao cálculo das propriedades das secções efetivas.

5.3.2.3 Secções sujeitas à flexão composta com compressão

Para secções transversais de Classe 4, o seguinte critério deve ser respeitado, em situação de incêndio para flexão composta com compressão (CEN, 2005b):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,\theta,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.41)$$

Onde, caso a secção não seja duplamente simétrica, fez-se a seguinte consideração:

$$M_{fi,Ed} = N_{fi,Ed} \times e_N \quad (5.42)$$

5.3.3 Resistência dos elementos

5.3.3.1 Elementos sujeitos à compressão

No cálculo da resistência à compressão em situação de incêndio, para secções de Classe 4, é necessário proceder à seguinte verificação de segurança (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{N_{b,fi,Ed}}{N_{b,fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.43)$$

E $N_{b,fi,t,Rd}$, o valor de cálculo do esforço resistente à encurvadura no instante t, para elementos comprimidos à temperatura uniforme de secções de Classe 4, pode ser obtido da seguinte forma:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \times A_{eff} \times k_{0,2,p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.44)$$

Onde,

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

$k_{0,2,p,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio;

O valor de χ_{fi} pode ser o obtido de acordo com a seguinte equação:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \leq 1,0 \quad (5.45)$$

com

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (5.46)$$

em que α é um fator de imperfeição, que foi proposto por Vila Real e Franssen (2001), e é dado por:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.47)$$

e

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{0,2,p,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (5.48)$$

onde,

$k_{E,\theta}$ é um fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t (Fig. 5.9), e a esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$, é dada por:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad (5.49)$$

Onde a esbelteza do elemento, λ , obtida a partir comprimento de encurvadura em situação de incêndio, l_{fi} , é dada por:

$$\lambda = \frac{l_{fi}}{i} \quad (5.50)$$

Onde i é o raio de giração da secção transversal e λ_1 é dado segundo o EC3, parte 1-1 (CEN, 2005a), por:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (5.51)$$

Com,

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, (f_y \text{ em } N/mm^2) \quad (5.52)$$

5.3.3.2 Elementos sujeitos à flexão

Nas situações em que existe flexão simples, para secções de Classe 4 é necessário proceder à seguinte verificação de segurança da secção transversal (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.53)$$

Com a ocorrência de encurvadura lateral, a resistência deve ser reduzida de forma a ter em conta este fenómeno de instabilidade, portanto a seguinte condição deve ser cumprida:

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.54)$$

E $M_{b,fi,t,Rd}$, o valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral no instante t , pode ser obtido da seguinte forma:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{0,2,p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.55)$$

Onde,

$W_{eff,y}$ é o módulo de flexão de uma secção transversal efetiva;

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

$k_{0,2,p,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio;

O valor de $\chi_{LT,fi}$ pode ser obtido de acordo com a seguinte equação:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta} + \sqrt{(\phi_{LT,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{LT,\theta})^2}} \leq 1,0 \quad (5.56)$$

com

$$\phi_{LT,\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta})^2] \quad (5.57)$$

em que α é um fator de imperfeição, que foi proposto por Vila Real e Franssen (2001), e é dado por:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.58)$$

e

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{0,2,p,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (5.59)$$

onde,

$k_{E,\theta}$ é um fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t (Fig. 5.9), e a esbelteza normalizada para a encurvadura lateral, $\bar{\lambda}_{LT}$, é dada por:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (5.60)$$

e o M_{cr} é o momento crítico elástico para a encurvadura lateral à temperatura normal (Franssen e Vila Real, 2010). O momento crítico baseia-se nas propriedades da secção transversal bruta e tem em consideração as condições de carregamento, a distribuição real dos momentos fletores e os travamentos laterais.

5.3.3.3 Elementos sujeitos à flexão composta com compressão

O valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento sujeito à flexão composta com compressão deverá ser verificado, segundo o EC3-1-2 (CEN, 2005b), satisfazendo as expressões seguintes para um elemento com secção transversal da Classe 4:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} N_{fi,\theta,Rd}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.61)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} N_{fi,\theta,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} M_{y,fi,\theta,Rd}} + k_z \frac{M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.62)$$

Onde, caso a secção não seja duplamente simétrica, fez-se a seguinte consideração:

$$M_{fi,Ed} = N_{fi,Ed} \times e_N \quad (5.63)$$

E, segundo o EC3-1-2 (CEN, 2005b),

$\chi_{min,fi}$ e $\chi_{z,fi}$ são definidos em 4.2.3.2;

$\chi_{LT,fi}$ definido em 4.2.3.3 (5);

k_y , k_z e k_{LT} definidos em 4.2.3.5;

Capítulo 6

ESTUDO NUMÉRICO

6 ESTUDO NUMÉRICO

6.1 Considerações Gerais

6.1.1 Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Faixas Finitas (MFF)

6.1.2 Descrição geral do programa SAFIR

6.1.3 Descrição geral do programa CUFSM

6.2 Casos de Estudo

6.2.1 Propriedades da secção

6.2.2 Definição do modelo numérico

6.3 Elementos sujeitos à compressão

6.3.1 Modelo numérico adotado

6.3.2 Modos de instabilidade

6.3.3 Influência das imperfeições geométricas na resistência

6.3.4 Influência das tensões residuais na resistência

6.4 Elementos sujeitos à flexão

6.4.1 Modelo numérico adotado

6.4.2 Modos de instabilidade

6.4.3 Influência das imperfeições geométricas na resistência

6.4.4 Influência das tensões residuais na resistência

6 ESTUDO NUMÉRICO

6.1 Considerações Gerais

A análise estrutural da resistência ao fogo pode ser realizada com o recurso a programas de cálculo com vários graus de complexidade. Estes podem ir desde os programas com base em métodos simplificados de cálculo, definidos nos Eurocódigos, até aos mais complexos com base em métodos de elementos finitos (análise não-linear), incluídos nos métodos avançados de cálculo, igualmente referidos no Eurocódigos.

Vários programas de análise de elementos finitos estão disponíveis para fins de investigação que podem diminuir as excessivas exigências de recursos e tempo de estudos experimentais (Ranawaka e Mahendran, 2010), que permitem a reprodução de comportamentos estruturais complexos com materiais e geometria não-lineares.

Para a análise numérica deste trabalho, foram utilizados os programas SAFIR e CUFSM conforme se descreve nos pontos que se seguem.

6.1.1 Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Faixas Finitas (MFF)

O Método dos Elementos Finitos (MEF) aplica-se às equações diferenciais de equilíbrio ou equações integrais com as respetivas condições de apoio (Prola, 2001). Este método consiste na divisão do domínio da integração em um número finito de pequenas regiões designadas por “elementos finitos” sendo possível a sua aplicação com o programa de elementos finitos SAFIR, por exemplo.

O Método das Faixas Finitas (MFF) constitui uma modificação do Método dos Elementos Finitos, particularmente vocacionada para a aplicação a estruturas com configurações geométricas regulares e condições de fronteira e carregamento simples, podendo ser aplicado com o auxílio do programa CUFSM.

A Fig. 6.1 ilustra, para o caso de uma barra prismática de parede fina com secção em C, a diferença entre as subdivisões de uma estrutura adotadas pelo Método de Elementos Finitos e pelo Método de Faixas Finitas.

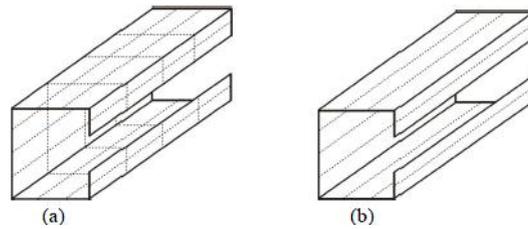


Fig. 6.1 - Divisão de uma barra em (a) elementos e (b) faixas finitos (Prola, 2001)

Para definir as imperfeições iniciais do modelo de Elementos Finitos, estas podem ser de duas origens diferentes (Beg et al., 2010):

- (i) Imperfeições geométricas, derivadas das tolerâncias na fabricação e construção (as tolerâncias de fabricação encontram-se definidas na norma europeia EN1090, Parte 2 (CEN, 2008), de estruturas de aço);
- (ii) Tensões residuais, devido ao processo de fabricação.

Para combinar os dois efeitos, pode ser aplicado o método equivalente das imperfeições geométricas, que consiste no aumento da amplitude das imperfeições geométricas a fim de abranger tensões residuais. Aplicar este método é muito mais simples, mas ao mesmo tempo menos preciso, devido aos efeitos das tensões residuais serem em muitos casos bastante diferentes das imperfeições geométricas (Beg et al., 2010).

Para alguns casos mais básicos, a Tabela C.2 e a Figura C1, do Eurocódigo 3 parte 1-5 (CEN, 2006), fornecem algumas recomendações para a definição da forma a considerar e as respectivas amplitudes. Para uma combinação apropriada destas formas, deve ser escolhida uma imperfeição principal (dominante) e a imperfeição que acompanha a anterior deve sofrer uma redução para 70% do seu valor.

6.1.2 Descrição geral do programa SAFIR

O programa SAFIR é utilizado para análise de estruturas à temperatura normal e a temperaturas elevadas (Franssen, 2011), baseando-se no MEF conforme referido anteriormente na análise de estruturas em caso de incêndio. Foi desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica, e por ser um programa de elementos finitos, acomoda vários elementos para diferentes simulações, procedimentos de cálculo e vários modelos de materiais para incorporar no comportamento.

O SAFIR realiza análise material e geometricamente não-lineares. Possui dois módulos de cálculo distintos: um para a análise do comportamento térmico e outro para a análise do

comportamento mecânico da estrutura. A evolução da temperatura não-uniforme é calculada na secção existente na estrutura (análise térmica). Posteriormente o módulo da mecânica elabora a leitura destas temperaturas e determina o comportamento mecânico da estrutura (análise estrutural).

Os elementos podem ser elementos 2D (para a análise térmica), elementos sólidos 3D (para a análise mecânica), elementos viga, elementos cascas e elementos barra.

Neste trabalho, para se poder analisar os fenómenos de encurvadura local e distorcional, foi utilizado o elemento de casca como elemento finito. A partir da Fig. 6.2 é possível visualizar os nós nos elementos de casca ordenados em 1, 2, 3, 4 e os pontos médios das arestas do elemento de casca representados por a, b, c, d. A intersecção entre ac e bd é o ponto a que corresponde o centro do eixo de coordenadas x, y e z e existem 4 pontos de integração numa superfície de um elemento de casca. Em cada direcção, a integração é elaborada segundo o método de Gauss. O número de integrações na espessura pode ser escolhido pelo utilizador, podendo ir desde as 2 até 9 camadas¹.

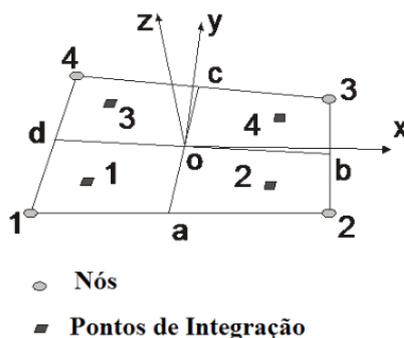


Fig. 6.2 - Definição da geometria e dos eixos locais (Franssen, 2011)

6.1.3 Descrição geral do programa CUFSM

O programa CUFSM foi criado para analisar o comportamento de encurvadura elástica. Calcula os modos de encurvadura elástica crítica e a deformação de elementos simplesmente apoiados de paredes finas, onde foi originalmente concebido para a investigação sobre o comportamento e conceção de elementos de aço enformados a frio com uma variedade de diferentes tipos de reforços longitudinais (Schafer e Ádány, 2006).

Trata-se de um programa para compreender melhor o comportamento de elementos de paredes finas à encurvadura elástica. Desta forma é possível determinar com precisão a tensão de encurvadura elástica de uma secção transversal qualquer.

¹ Consultar Anexo A.1 Programa SAFIR

Os métodos de cálculo tradicionalmente utilizados ignoram a compatibilidade dos momentos de placas e não fornecem meios para calcular os modos de encurvadura mais importantes (como a encurvadura distorcional). O CUFSM permite que todos os modos de encurvadura elástica de uma estrutura sejam quantificados e analisado, assim como os valores P_{cr} e M_{cr} de *input* para o Método da Resistência Direta².

6.2 Casos de Estudo

Para os casos de estudo, foi escolhido um elemento de aço de paredes finas de secção de classe 4 muito comum em edifícios, devido à sua leveza e capacidade de resistir a grandes vãos, que já foi alvo de estudos anteriores.

Trata-se de um perfil de aço com secção transversal C reforçada nas extremidades com dimensões específicas. Como referido inicialmente, o objeto de estudo foi alvo de investigações anteriores, nomeadamente por Batista (1988) onde a secção foi analisada na Universidade de Liège, por Veríssimo (2008) que listou as propriedades de secções brutas idealizadas, nominais e aproximadas para classificação e cálculo de propriedades de secções efetivas e da resistência de barras, e por Pinho (2011) que elaborou uma análise numérica para a avaliação da resistência mecânica ao fogo da secção em estudo dando particular atenção à sua utilização em vigas de cobertura (madres).

Com este trabalho pretende-se alargar o estudo da mesma secção para elementos estruturais, como vigas e pilares/colunas, a elevadas temperaturas.

6.2.1 Propriedades da secção

As propriedades apresentadas de seguida foram obtidas pelo autor Veríssimo (2008) e posteriormente confirmadas por Pinho (2011) para a secção bruta e efetiva idealizada e nominal. No entanto, para a classificação e cálculo das propriedades efetivas e dos valores de resistência dos elementos em estudo no presente trabalho serão adotadas as secções nominais por passar por um processo mais abrangente. Portanto, apenas os valores correspondentes à secção nominal estarão presentes neste documento.

A secção adotada para o estudo deste projeto apresenta a seguinte configuração e a respetivas dimensões Fig. 6.3:

² Consultar Anexo A.2 Programa CUFSM

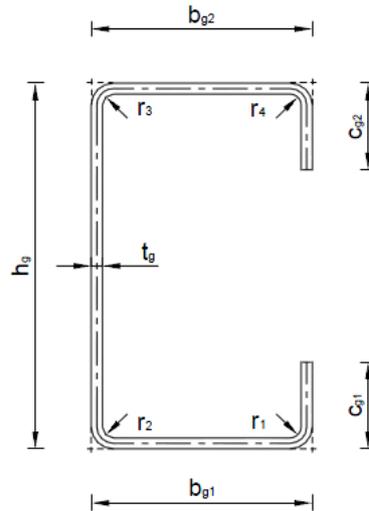


Fig. 6.3 - Dados geométricos - seção bruta real (Veríssimo, 2008)

Dimensões da seção bruta real:

- $h_g = 155 \text{ mm};$
- $b_{g1} = b_{g2} = 77 \text{ mm};$
- $c_{g1} = c_{g2} = 31 \text{ mm};$
- $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = 2 \text{ mm};$
- $t_g = 2 \text{ mm}.$

Propriedades da seção bruta nominal:

- $y_0 = 27,7 \text{ mm};$
- $z_0 = 76,5 \text{ mm};$
- $A_s = 711,9 \text{ mm}^2;$
- $I_w = 4,113 \times 10^9 \text{ mm}^6;$
- $I_y = 2733767 \text{ mm}^4;$
- $I_z = 651951 \text{ mm}^4;$
- $I_{yz} = 0 \text{ mm}^4;$
- $I_t = 949,25 \text{ mm}^6.$

Propriedades da seção efetiva nominal devido a M (instabilidade local/distorcional):

- $y_0 = 27,3 \text{ mm};$
- $z_0 = 78,2 \text{ mm};$
- $A_s = 695,3 \text{ mm}^2;$
- $I_y = 2645883 \text{ mm}^4;$
- $I_z = 643447 \text{ mm}^4;$
- $I_{yz} = 17618 \text{ mm}^4.$

Propriedades da seção efetiva nominal devido a N (instabilidade local/distorcional):

- $y_0 = 32,1 \text{ mm};$
- $z_0 = 76,5 \text{ mm};$
- $A_s = 510,8 \text{ mm}^2;$
- $I_y = 2374306 \text{ mm}^4;$
- $I_z = 464945 \text{ mm}^4;$
- $I_{yz} = 0 \text{ mm}^4.$

Desvio do centro geométrico da secção efetiva para os diferentes modos de instabilidade:

Instabilidade local

- $e_y = 0,0 \text{ mm}$;
- $e_z = 6,4 \text{ mm}$.

Instabilidade distorcional

- $e_y = 0,0 \text{ mm}$;
- $e_z = 4,4 \text{ mm}$.

Outras propriedades da secção efetiva nominal avaliadas como relevantes:

- $W_{eff,y} = 32619,0 \text{ mm}^3$;
- $W_{eff,z} = 11558,9 \text{ mm}^3$.

6.2.2 Definição do modelo numérico

Neste estudo teve-se em conta a forma de aplicação das cargas, bem como as restrições nos apoios, e o refinamento da malha, assim como a tensão de cedência $f_y = 360 \text{ MPa}$, não sendo considerado o aumento de tensão de cedência nos cantos devido ao processo de enformagem a frio.

Conforme já referido, o fator de massividade representa a maior ou menor facilidade com que um perfil metálico é aquecido numa situação de incêndio. O elemento em estudo irá atingir o colapso mais rapidamente quanto maior for a incidência de energia térmica no aço, portanto o correspondente fator de massividade é o seguinte:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P}{A} = 0,511^3 m^{-1}$$

Uma vez que os perfis de aço enformados a frio apresentam um perímetro exposto ao fogo elevado e uma área de secção bastante reduzida por ser de espessura reduzida o valor obtido é bastante elevado, portanto aquece muito rapidamente, atingindo a temperatura crítica mais facilmente.

O estudo desdobra-se em duas partes, portanto foi necessário adotar dois modelos diferentes consoante o tipo de elemento em estudo, de forma a obter resultados coerentes com as curvas alcançadas através das formulações recomendadas pelo EC3.

As restrições foram impostas nas extremidades de forma a reproduzir um apoio duplo e outro simples (elementos simplesmente apoiados).

³ Valor obtido a partir dos dados fornecidos pelos autores Veríssimo e Pinho, e confirmados com ferramentas de cálculo onde $P = 371 \text{ mm}$ e $A = 726 \text{ mm}$

Um dos aspetos importantes foi a dimensão da malha do modelo numérico e na determinação das zonas onde a malha deverá ser mais refinada ou não. A malha foi refinada de forma a serem obtidos elementos pequenos nas posições onde ocorrem momentos máximos e de elevada deformação, de modo a que o programa SAFIR os possa captar com mais rigor e precisão.

A aplicação das cargas também foi um aspeto fundamental a ter em conta de forma a produzir no elemento os efeitos desejados e a não provocar deslocamentos e rotações indesejadas, ou o impedimento das mesmas.

Num dos modelos numéricos foi necessário alterar a espessura nas extremidades de forma a que o colapso do elemento não se desse nos apoios devido à espessura reduzida, mas sim devido à temperatura crítica.

Para a análise destes modelos à resistência, fez-se o estudo dos elementos para as seguintes situações:

- Sem imperfeições geométricas;
- Com imperfeições locais;
- Com imperfeições distorcionais;
- Com imperfeições globais;
- Combinação de imperfeições locais e globais;
- Combinação de imperfeições locais, distorcionais e globais;

Para a simulação numérica dos modelos, nas condições anteriores, foram utilizados os comprimentos de 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6 m, 7 m, 8 m, 9 m e 10 m.

Os modelos foram ensaiados às temperaturas de 20 °C (condições normais de temperatura), e depois aos 350 °C, 500 °C e 600 °C (elevadas temperaturas), utilizando uma distribuição das temperaturas igual em toda a secção, para facilitar a comparação com as curvas propostas nos Eurocódigos e devido à espessura reduzida da secção transversal. Estas temperaturas representam o campo de temperaturas críticas comuns nestes tipos de elementos metálicos enformados a frio. O valor correspondente aos 350 °C é um limite proposto pelo EC3, parte 1-2 (CEN, 2005b), e os valores de 500 °C e 600 °C correspondem a temperaturas comuns de se atingirem em situação de incêndio.

6.3 Elementos sujeitos à compressão

6.3.1 Modelo numérico adotado

A Fig. 6.4 ilustra o modelo adotado com as respectivas restrições, cargas, refinamento de malha e o diagrama de tensões para o estudo numérico da secção C num pilar:

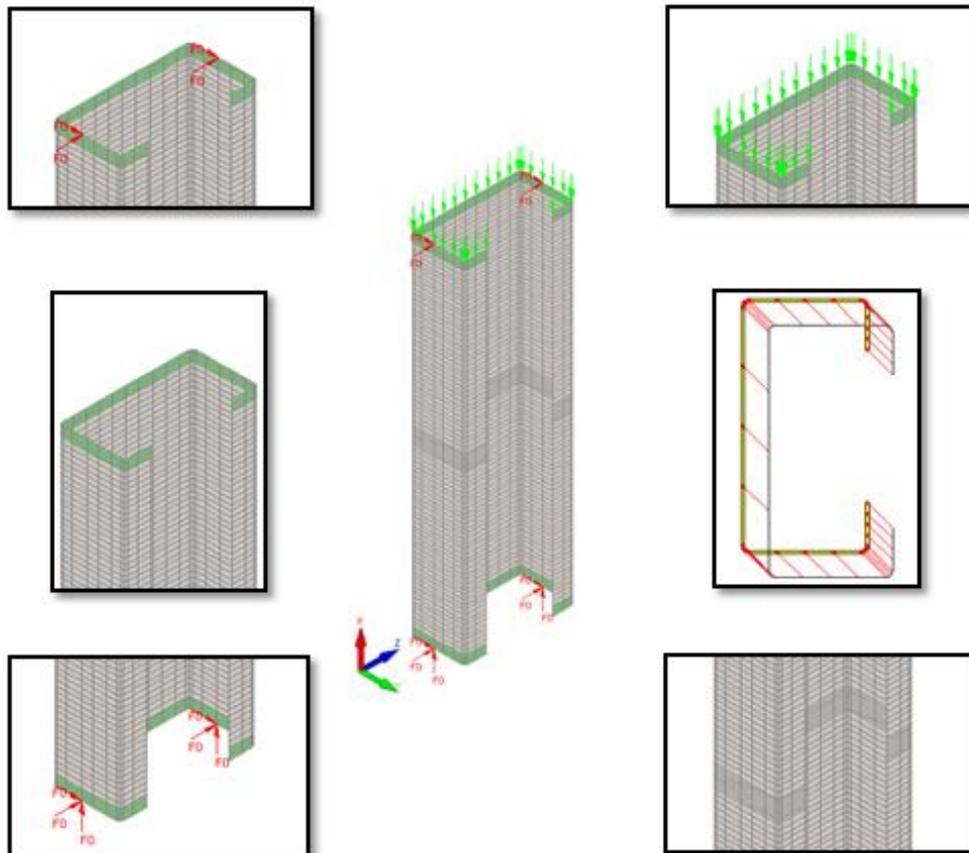


Fig. 6.4 - Modelo numérico adotado (ao centro) com as condições de apoio (cantos esquerdos), aplicação das cargas (canto superior direito), refinamento da malha (cantos), o respectivo diagrama de tensões (direito centro) e o aumento da espessura nas extremidades.

Conforme a Fig. 6.4, foram aplicadas cargas concentradas na direção paralela ao eixo do pilar, ao longo de toda a secção. As restrições foram aplicadas nos banzos, em pontos que definem uma reta vertical que contem o centro de gravidade da secção, levando ao aumento da espessura nas extremidades para que o colapso não ocorresse nesta mesma zona pela aplicação das cargas.

6.3.2 Modos de instabilidade

6.3.2.1 Temperatura normal

Neste ponto é apresentado graficamente a determinação das cargas críticas e os respetivos modos de instabilidade elástica dos elementos à temperatura normal (20 °C). Não foram tidas em conta quaisquer tipos de imperfeições geométricas iniciais adotando-se para a lei constitutiva um modelo elástico linear.

A partir do programa CUFMS retirou-se informação relativamente aos modos de instabilidade atingidos para os diversos comprimentos, nomeadamente o comprimento de semi-onda associados às imperfeições, a configuração da curva e as representações a 2D e 3D dos elementos com as imperfeições correspondentes.

Na Fig. 6.5 é apresentado o gráfico dos valores à temperatura normal retirados do programa CUFMS e a respetiva curva de instabilidade, assim como os valores obtidos a partir da análise numérica do programa SAFIR sem quaisquer imperfeições geométricas associadas da análise do elemento estrutural como pilar.

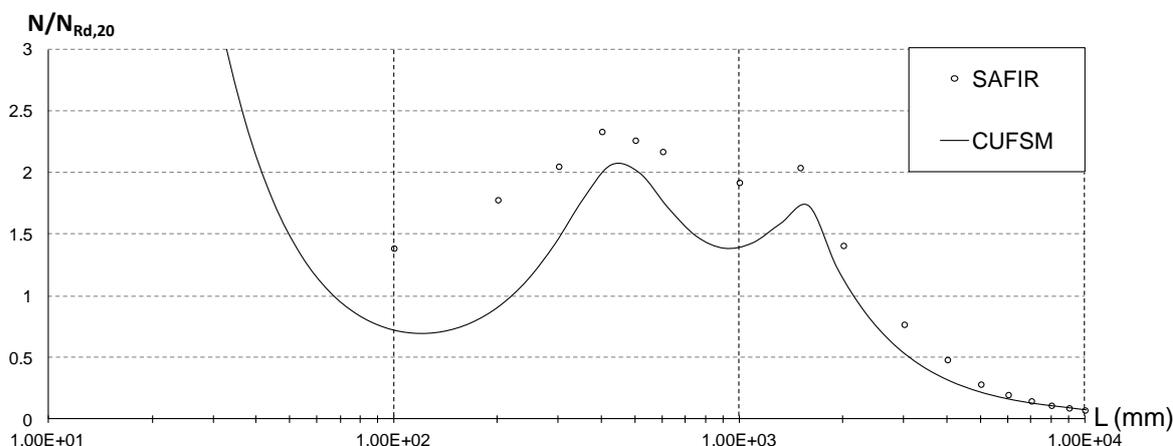


Fig. 6.5 - Resultados análise numérica, dos programas SAFIR e CUFMS, para 20 °C, do pilar.

6.3.2.2 Temperaturas elevadas

De uma forma análoga, é apresentado graficamente a determinação das cargas críticas e os respetivos modos de instabilidade elástica dos elementos para as temperaturas elevadas (350 °C, 500 °C e 600 °C). Não foram tidas em conta quaisquer tipos de imperfeições geométricas iniciais, adotando-se para a lei constitutiva um modelo elástico linear.

Nas Fig. 6.6 a Fig. 6.8 são apresentados os gráficos com os valores obtidos para as temperaturas elevadas, retirados do programa CUFMS, e a respetiva curva de instabilidade,

assim como os valores obtidos a partir da análise numérica do programa SAFIR sem quaisquer imperfeições geométricas associadas para o pilar.

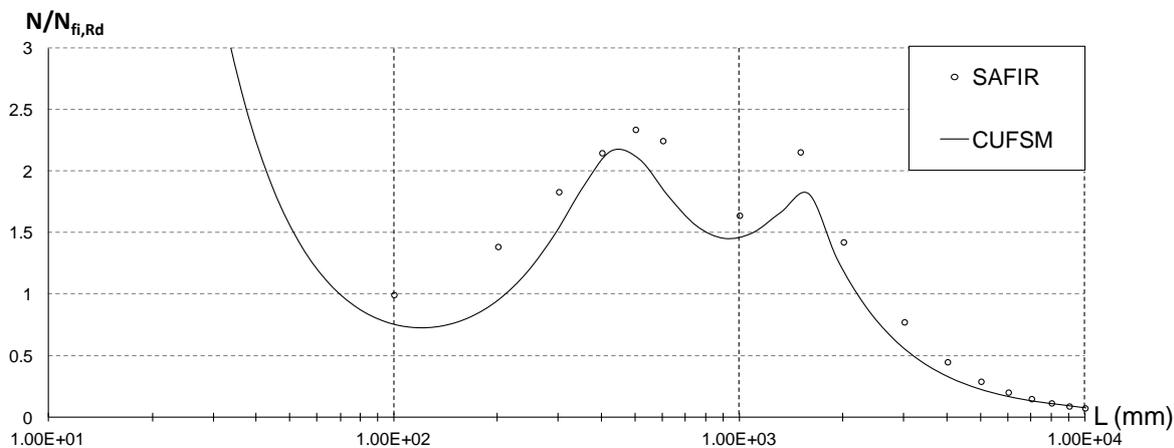


Fig. 6.6 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 350 °C, do pilar.

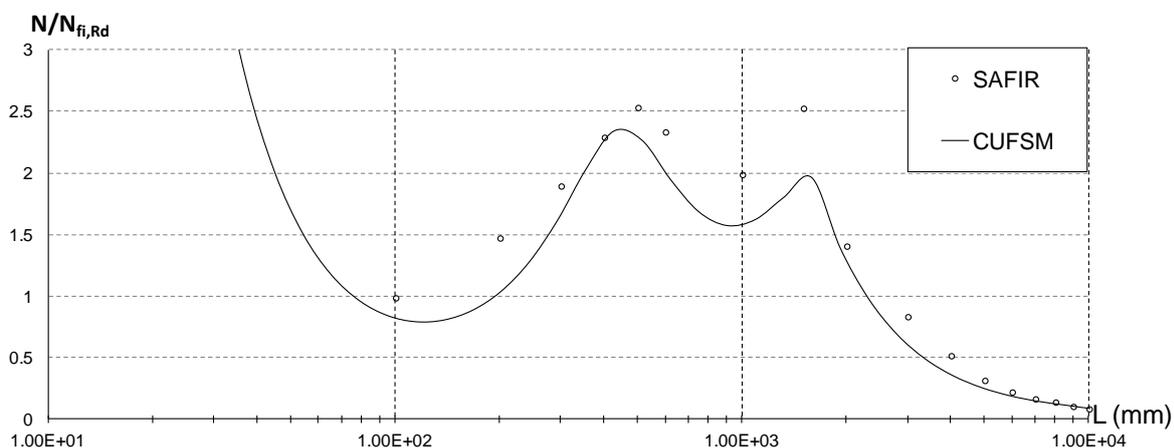


Fig. 6.7 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 500 °C, do pilar.

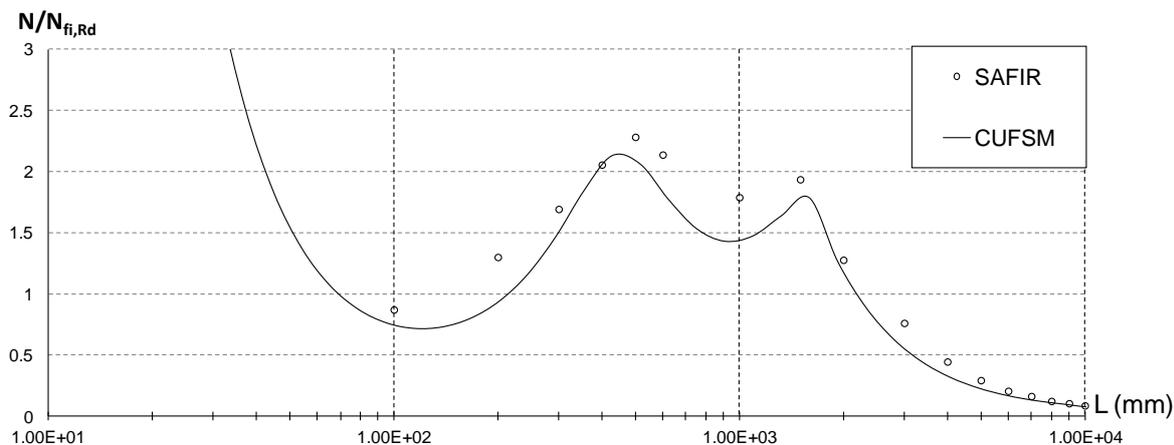


Fig. 6.8 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 600 °C, do pilar.

Observando as Fig. 6.6 a Fig. 6.8, é possível afirmar que existe uma boa relação entre os valores obtidos pelo SAFIR e CUFSM. Para as temperaturas mais elevadas essa boa relação tornou-se mais evidente.

A ligeira subida dos pontos obtidos pelo SAFIR no estudo numérico dos pilares deve-se a uma necessidade de reforço das extremidades do modelo (zona dos apoios e da aplicação das cargas) para que o elemento não entrasse em colapso nestas mesmas zonas devido à sua elevada esbelteza.

Na análise comparativa dos resultados numéricos, os comprimentos em estudo atingiram o modo de instabilidade local, distorcional, global (flexão/torção) e global (flexão).

A Fig. 6.9 serve de exemplo para confirmar a afirmação anterior:

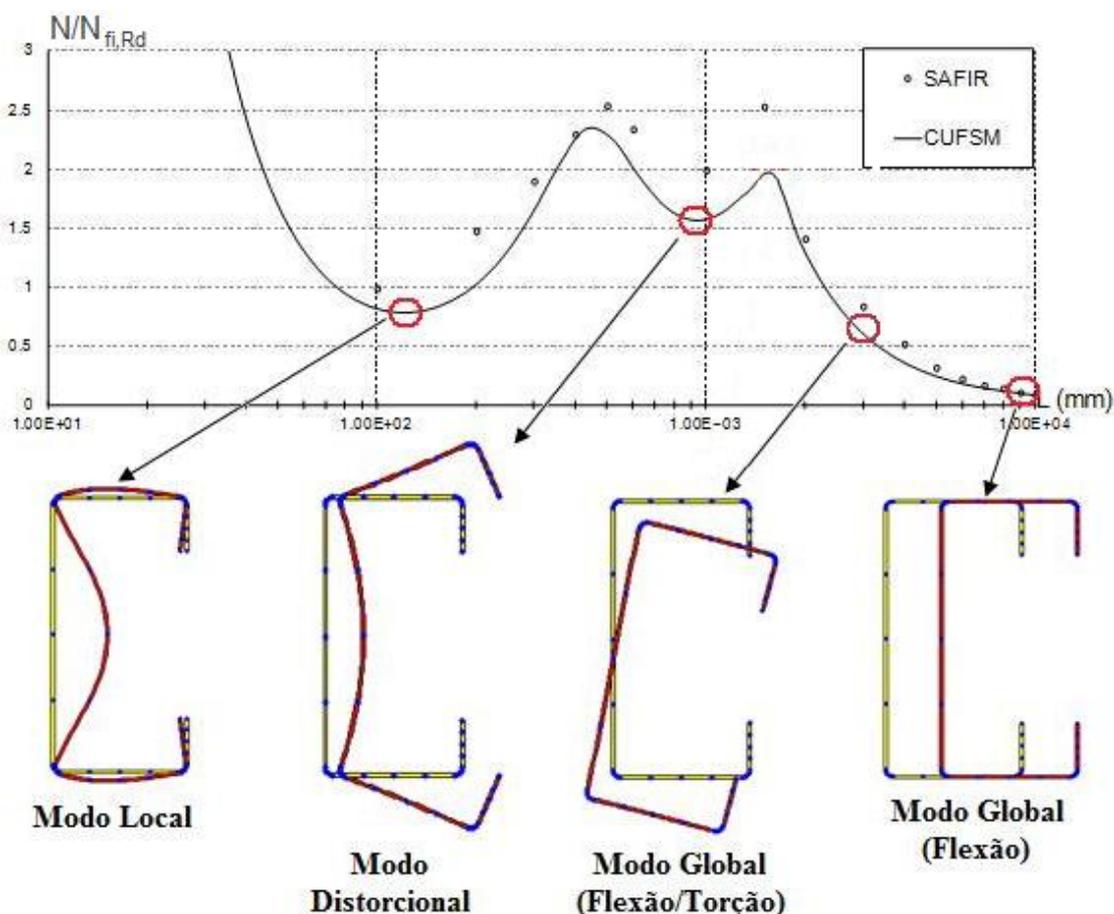


Fig. 6.9 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para elevadas temperaturas, do pilar, e respetivos modos de encurvadura atingidos

Para uma visualização mais detalhada das imagens obtidas pelo CUFSM e SAFIR são apresentadas de seguida alguns esquemas sobre os modos de encurvadura visualizados para determinados comprimentos que ilustram os diversos modos apresentados na Fig. 6.9.

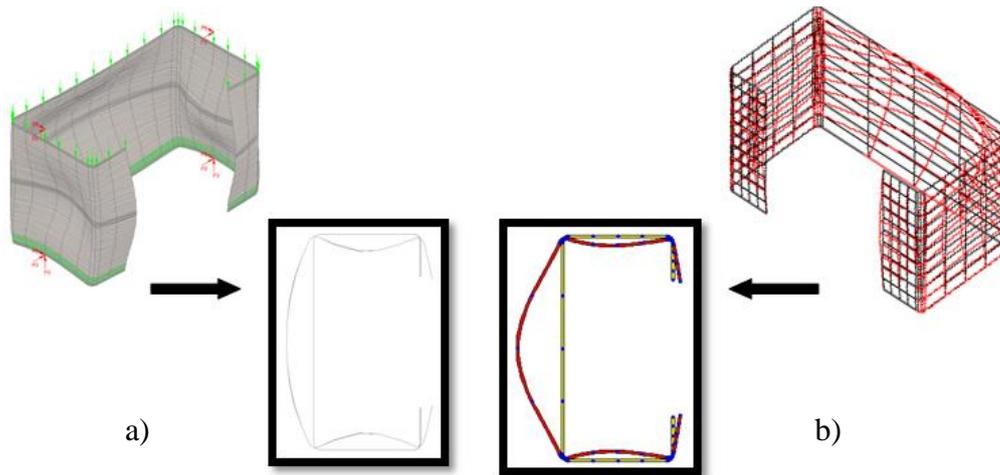


Fig. 6.10 - Pilar de comprimento $L=100$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

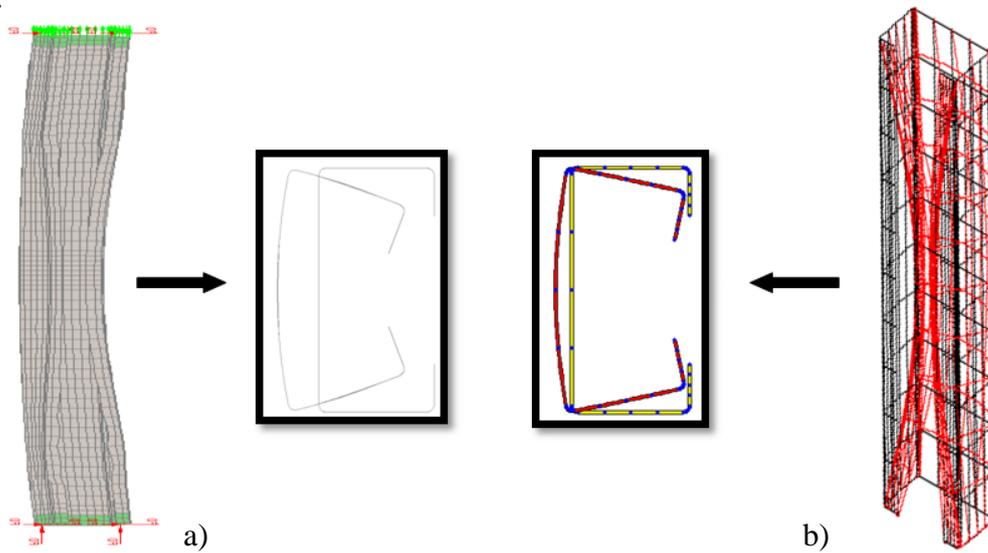


Fig. 6.11 - Pilar de comprimento $L=1000$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

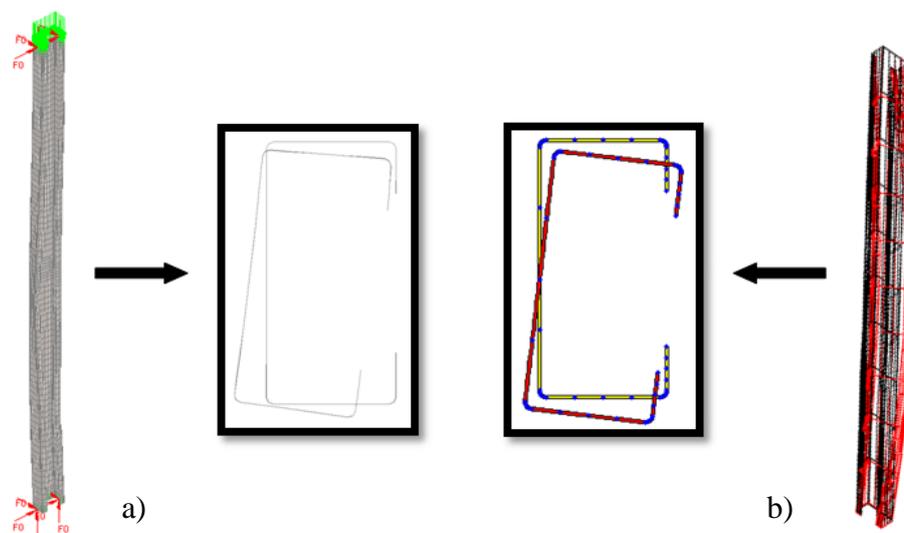


Fig. 6.12 - Pilar de comprimento $L=3000$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

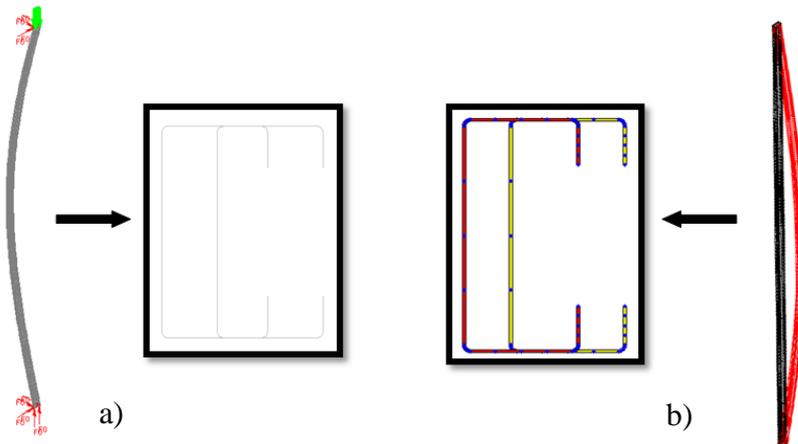


Fig. 6.13 - Pilar de comprimento $L=10000$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

A partir dos resultados obtidos pela análise de elementos finitos, a relação existente entre os modos de encurvadura e o comprimento das barras é clara, conforme Silvestre e Camotim (2010) anunciaram.

No comportamento de estabilidade, uma barra com secção de parede fina, conforme foi aplicado neste caso de estudo, pode ser classificada da seguinte forma:

- Barra curta – se a instabilidade ocorrer num modo local;
- Barra intermédia – se a instabilidade ocorrer num modo distorcional;
- Barra longa – se a instabilidade ocorrer num modo global.

6.3.3 Influência das imperfeições geométricas na resistência

Neste ponto, é apresentado um estudo da influência de imperfeições iniciais sobre a capacidade crítica de suporte dos elementos de aço enformados a frio, à temperatura normal e a elevadas temperaturas.

O modelo adotado para os pilares foi sujeito a imperfeições iniciais específicas, de acordo com as imperfeições obtidas nos modelos sem imperfeições iniciais e com as tolerâncias permitidas pela norma EN1090 (CEN, 2008), para realizar uma análise à sua resistência e perceber de que forma as imperfeições geométricas iniciais afetam a resistência destes elementos quando isoladas e quando combinadas.

6.3.3.1 Influência das imperfeições geométricas isoladas

Para determinar a forma das imperfeições geométricas e os comprimentos de semi-onda a considerar utilizou-se a análise numérica realizada com o CUFSM, tendo em conta o diagrama de tensões elásticas aplicadas no modelo em causa.

Desta forma, as seguintes situações foram consideradas:

- Sem imperfeições geométricas;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo local de encurvadura;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo distorcional;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo global(flexão/torção);
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo global(flexão).

Para o modo local de encurvadura de pilares, o comprimento de semi-onda considerado foi obtido a partir do CUFSM, sendo este igual a 114,6 mm, e o limite máximo obtido a partir do regulamento igual a $b/200$ (CEN, 2006), onde b é a altura do perfil.

Para o modo distorcional de encurvadura, o comprimento de semi-onda considerado foi igual a 906,3 mm, obtido pelo CUFSM, e o limite máximo obtido a partir do regulamento igual a $b/200$ (CEN, 2006), onde b é a largura do perfil.

As imperfeições globais de encurvadura foram consideradas de forma sinusoidal dada pela expressão:

$$y = \frac{L}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (6.1)$$

Desta forma foi possível obter a representação da imperfeição global ampliada 50 vezes:

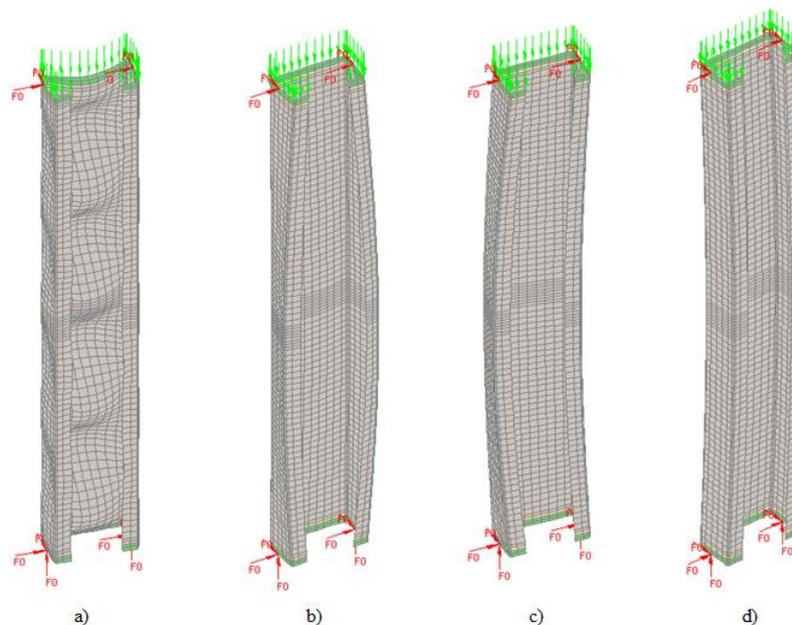


Fig. 6.14 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR das imperfeições a) locais, b) distorcionais, c) globais (flexão/torção) e d) globais (flexão) ampliadas 50 vezes para um pilar de 1m.

6.3.3.2 Influência das imperfeições geométricas combinadas

Na sequência do que é dito na parte 1-5 do EC3 (CEN, 2006), foi introduzida a combinação das imperfeições geométricas anteriormente descritas. Procedeu-se à análise dos resultados obtidos para as imperfeições geométricas isoladas e escolheu-se uma principal (imperfeição que apresentou os piores valores de resistência) e combinou-se as restantes com os seus valores reduzidos até 70%.

Desta forma, as seguintes situações foram consideradas:

- Combinação de imperfeições geométricas locais e globais;
- Combinação de imperfeições geométricas locais, distorcionais e globais.

Após a análise dos resultados para os pilares, as imperfeições locais apresentaram os valores mais baixos da resistência à compressão para os comprimentos curtos e longos, e portanto foram consideradas como imperfeições principais. Foram testadas duas combinações possíveis, onde a imperfeição principal foi sempre a local:

- Imperfeições locais e globais, onde as imperfeições locais são principais e as globais reduzidas para 70%, para qualquer comprimento;
- Imperfeições locais, distorcionais e globais, com as imperfeições locais principais e as globais e distorcionais reduzidas para 70%, em todos os comprimentos.

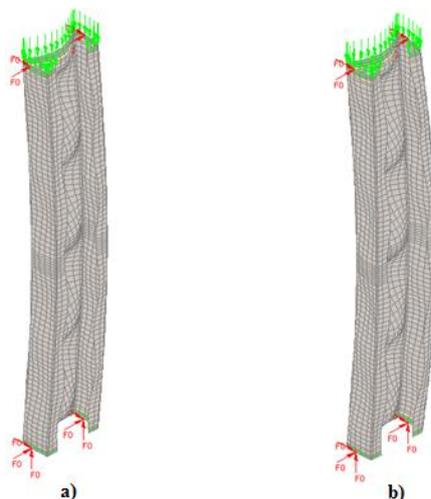


Fig. 6.15 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR da combinação das imperfeições locais e globais (flexão); e locais, distorcionais, e globais (flexão) ampliadas 50 vezes para um pilar de 1m.

Os gráficos que se seguem não representam gráficos de encurvadura por se tratar de um caso de flexão composta com compressão, pelo que em vez de um gráfico de N_{SAFIR}/N_{EC3} , tem-se um gráfico de R_{SAFIR}/R_{EC3} .

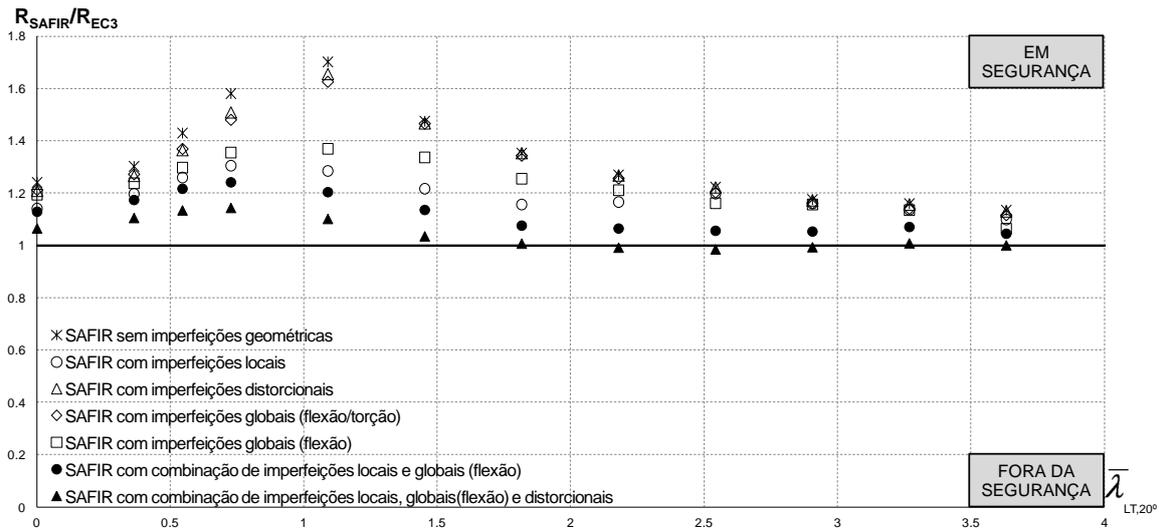


Fig. 6.16 - Resultados numéricos relativos à temperatura normal (20°C) para o pilar.

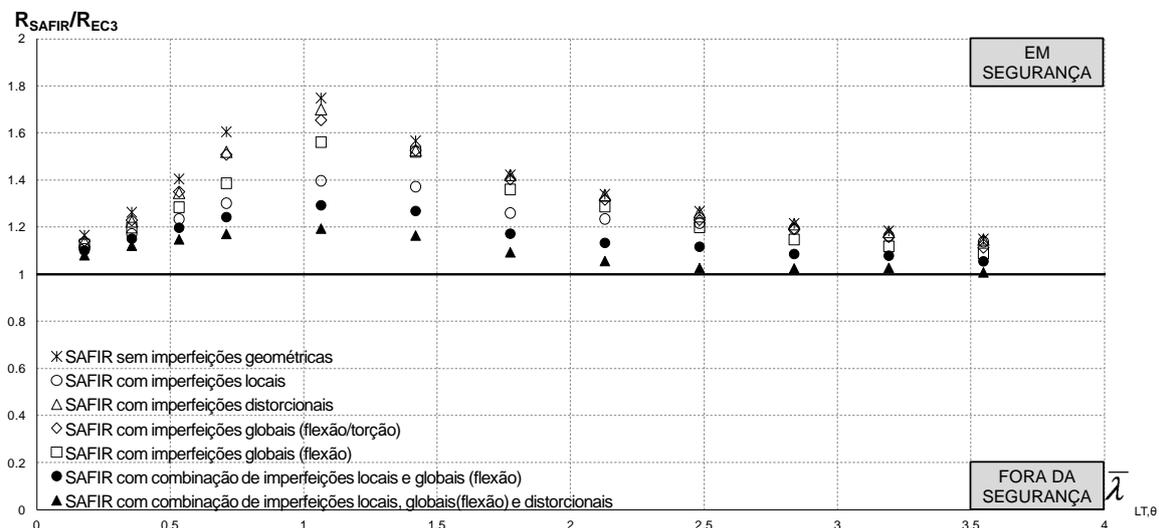


Fig. 6.17 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (350°C) para o pilar.

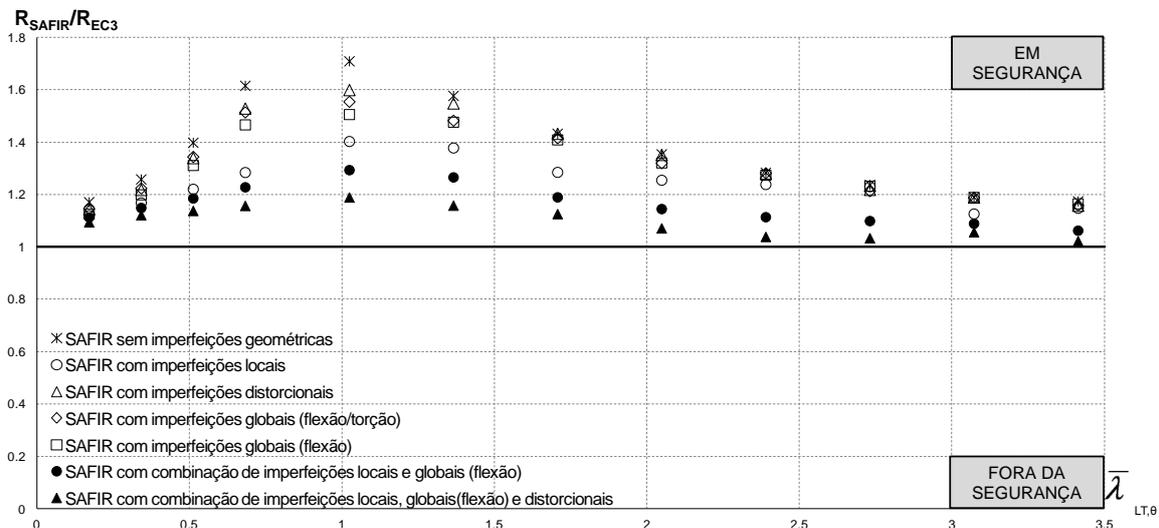
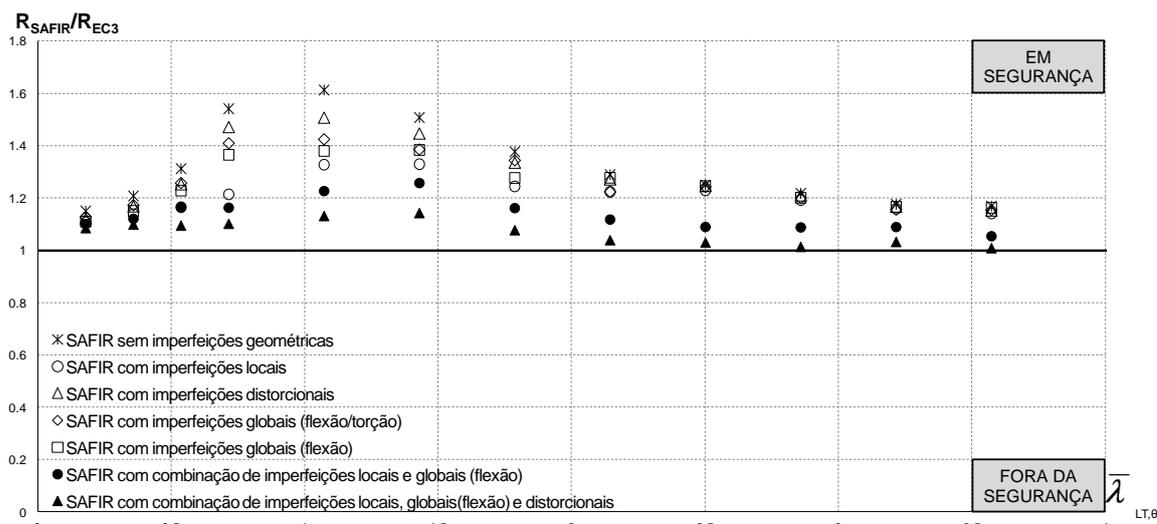


Fig. 6.18 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (500°C) para o pilar.



Analisando os gráficos obtidos, pode-se concluir que os pilares sem imperfeições geométricas atingem uma maior resistência quando comparadas com os pilares sujeitos a imperfeições geométricas iniciais. Quando combinadas, as imperfeições tornam-se mais comprometedoras para resistência, em relação aos valores obtidos para as imperfeições isoladas, fazendo reduzir consideravelmente o valor da mesma dos elementos.

No presente caso, as imperfeições locais apresentaram umas das cargas últimas mais baixas para a generalidade dos comprimentos, em relação às restantes imperfeições isoladas, e a combinação das imperfeições locais, globais (flexão) e distorcionais manifestou os valores mais baixos do estudo do modelo.

É também de realçar a notável diferença dos valores obtidos da combinação das imperfeições locais e globais quando adicionadas as imperfeições distorcionais, diminuindo consideravelmente o valor da resistência do elemento.

À temperatura normal, os valores obtidos ajustam-se bastante bem à curva proposta pelo EC3. No entanto para elevadas temperaturas, nos comprimentos pequenos a intermédios, os pontos obtidos encontram-se ligeiramente acima, sendo esta diferença cada vez menos visível para os maiores comprimentos, tornando a curva do EC3 demasiado conservativa para os comprimentos pequenos a intermédios.

6.3.4 Influência das tensões residuais na resistência

Uma vez que não existe um consenso quanto às tensões residuais nos elementos de aço enformados a frio, tentou-se adotar as condições que forneçam resultados mais próximos do real e que apresentem o pior cenário a nível dos valores da resistência do elemento.

Para tal, elaborou-se o estudo para apenas um dos casos de estudo apresentado por Schafer e Peköz (1998) em desprezando os efeitos das tensões de membrana, por serem praticamente insignificantes para este caso, atuando apenas as tensões residuais de flexão, onde os valores que fizeram parte do presente estudo (aplicados por outros autores como Heva (2009); Kankanamge (2010); Ranawaka (2006)) foram os seguintes:

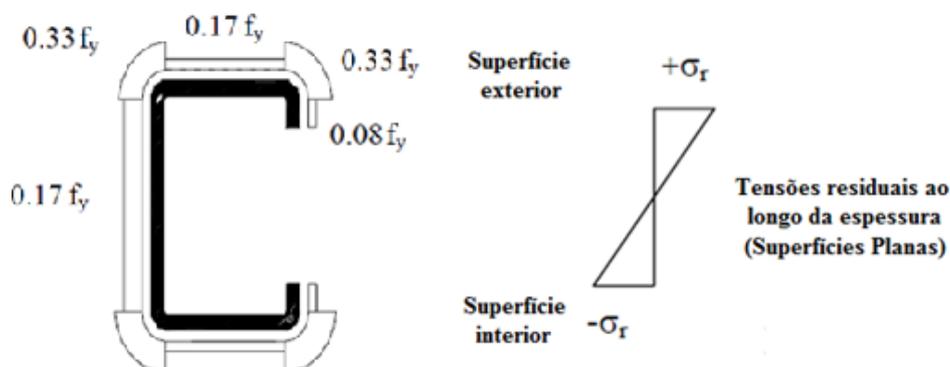


Fig. 6.20 - Modelo de tensões residuais adotado no presente caso de estudo

Para satisfazer as condições de equilíbrio, a tensão residual máxima na superfície interna e externa dos cantos é de $-\sigma_r(2 t_i/t)$ e $+\sigma_r(2 t_o/t)$, respetivamente, onde:

$$t_i = \sqrt{r^2 + rt + t^2/2} - r \quad (6.2)$$

$$t_o = t - t_i \quad (6.3)$$

Com r raio da curva do canto e t espessura do canto.

Estes valores foram aplicados aos modelos criados sem imperfeições geométricas, para perceber os efeitos criados pelas tensões residuais quando isoladas, e para o modelo que apresentou os valores mais baixos de resistência, neste caso para a combinação das imperfeições locais, globais e distorcionais, para prever a pior situação conseguida para estes elementos de estudo.

Uma vez que Lee (2004) sugere a redução das tensões residuais para elevadas temperaturas, multiplicando-as por um fator de redução, e Franssen (1993) refere que as tensões residuais não se “perdem” quando sujeitas a temperaturas elevadas, não foram

aplicados os fatores de redução das tensões residuais para elevada temperaturas de forma a considerar a pior das situações, que significa contabilizar inicialmente as mesmas tensões seja à temperatura normal ou a elevadas temperaturas.

Os resultados obtidos são mostrados de seguida para o pilar à temperatura normal e a elevadas temperaturas, aplicando as tensões residuais ao modelo sem imperfeições geométricas, acompanhados de uma breve análise dos mesmos.

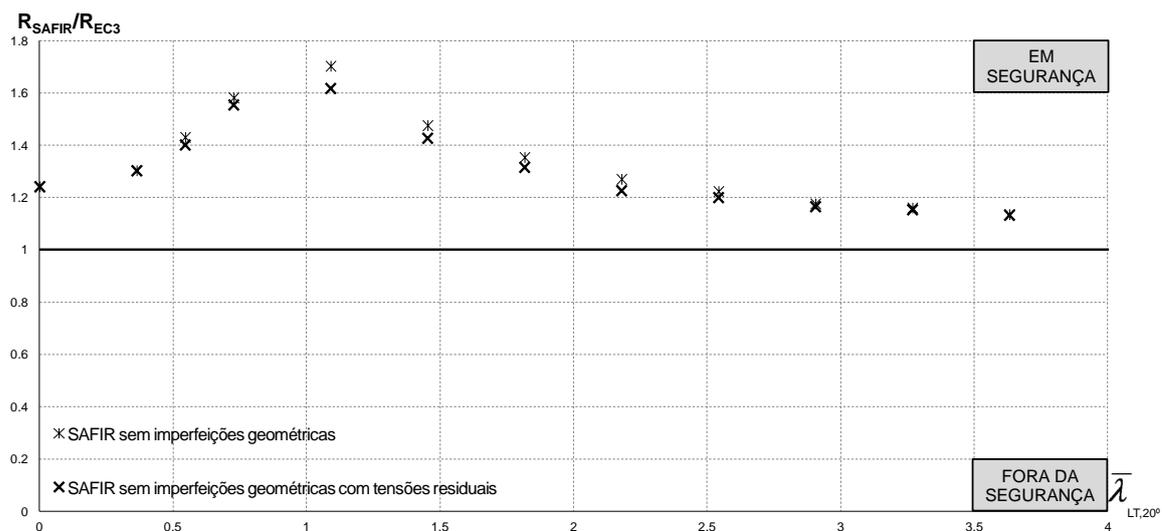


Fig. 6.21 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.

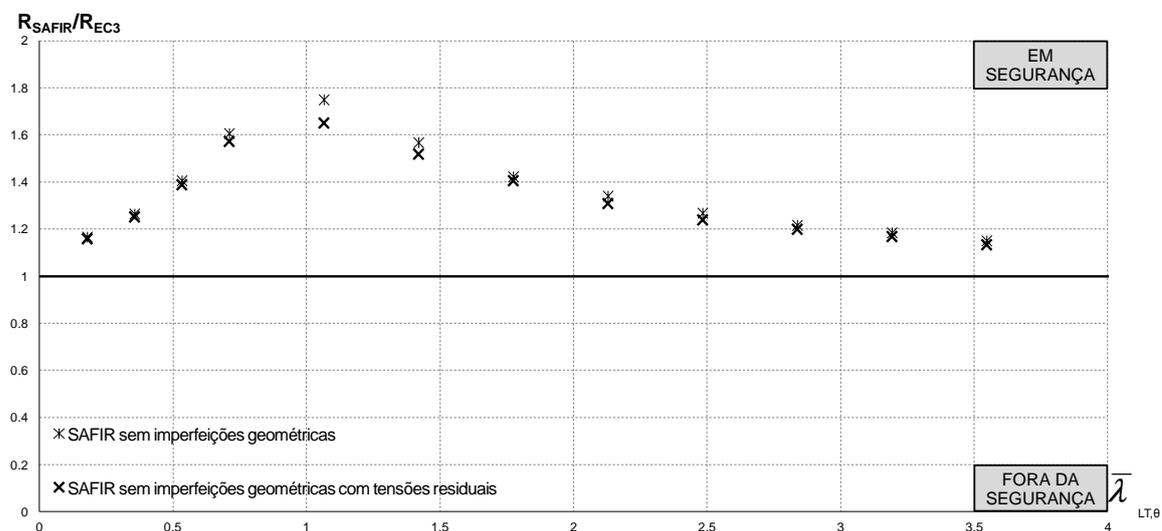


Fig. 6.22 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.

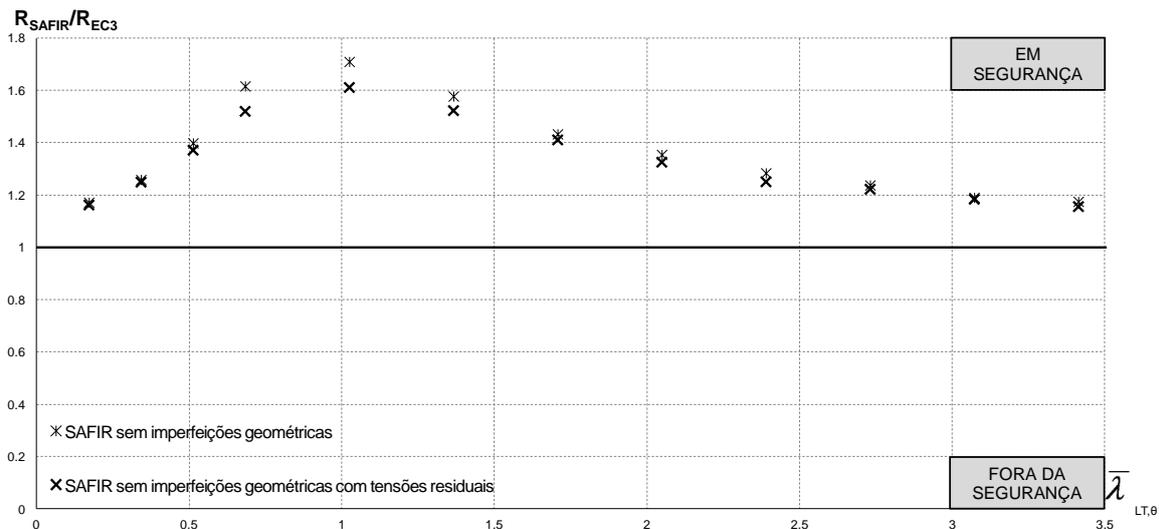


Fig. 6.23 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.

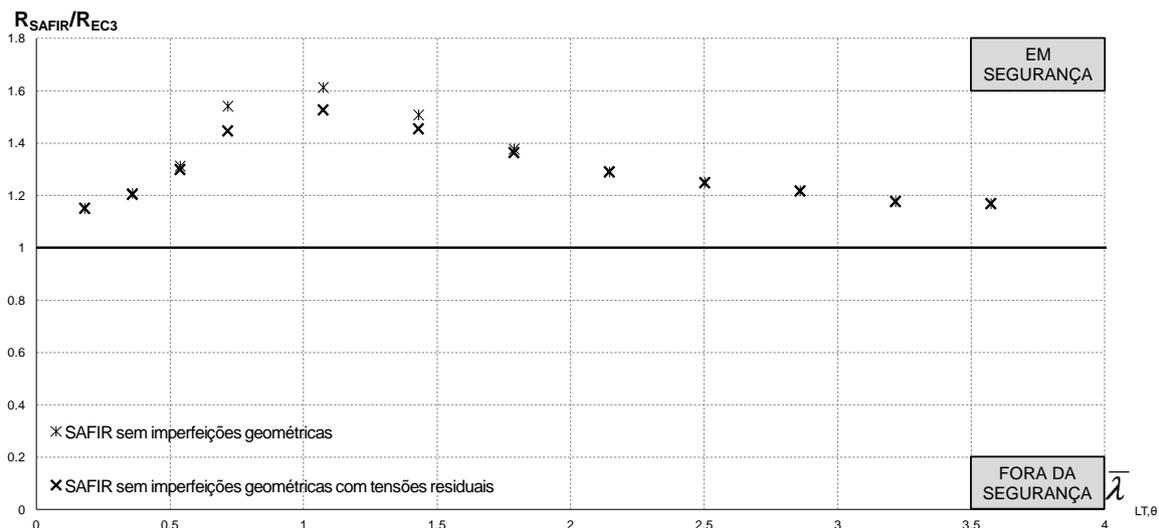


Fig. 6.24 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para o pilar sem imperfeições geométricas.

Para o mesmo elemento à temperatura normal e a elevadas temperaturas, são apresentados os gráficos aplicando as tensões residuais ao modelo com a combinação das imperfeições locais, distorcionais e globais, acompanhados igualmente de uma breve análise e descrição dos mesmos.

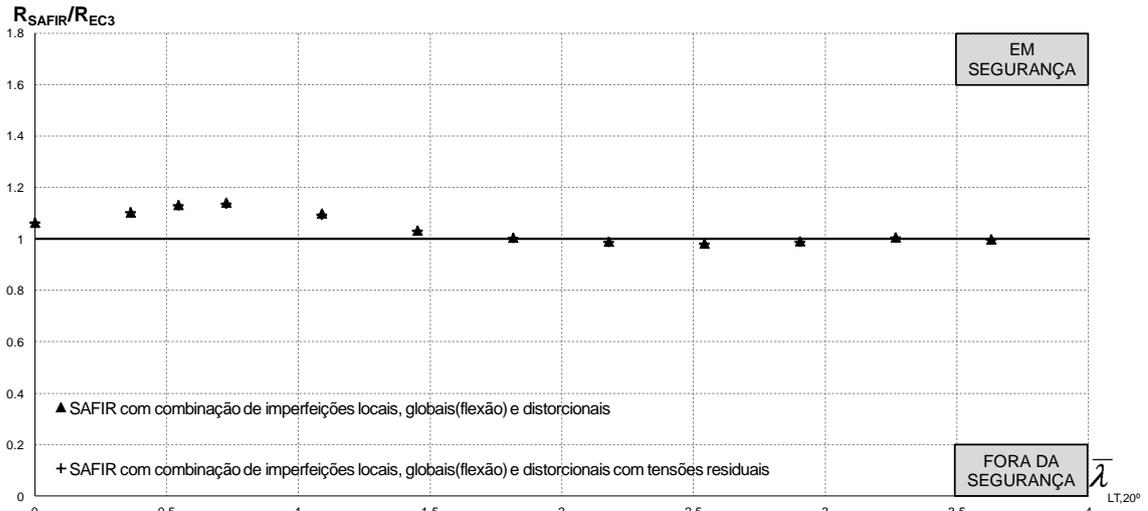


Fig. 6.25 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.

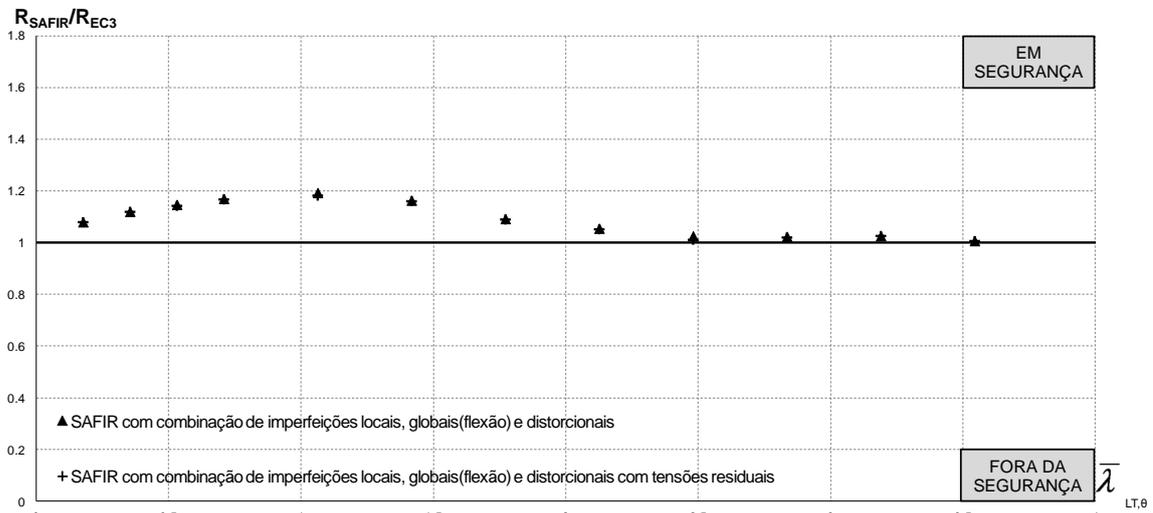


Fig. 6.26 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.

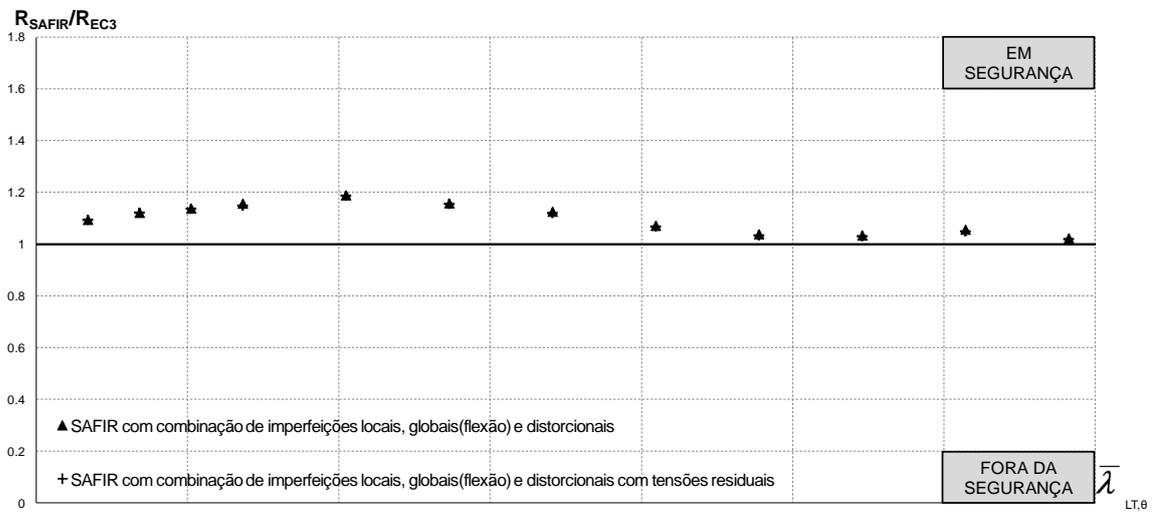


Fig. 6.27 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.

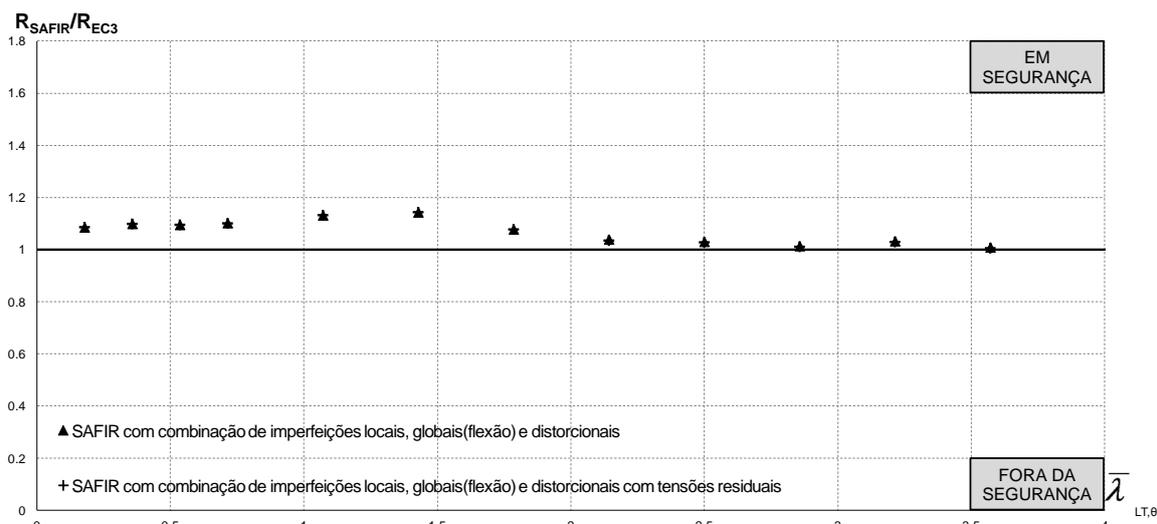


Fig. 6.28 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para o pilar com imperfeições locais, distorcionais e globais.

Da análise dos gráficos, pode-se concluir que não existe uma grande diferença entre os valores de resistência obtidos para os modelos com e sem tensões residuais, sendo estes obviamente mais baixos quando são tidas em conta as tensões residuais. Esta diferença é mais notória nos modelos sem imperfeições geométricas para os comprimentos pequenos a intermédios sendo praticamente nula nos modelos em que a combinação das imperfeições locais, distorcionais e globais foram consideradas.

6.4 Elementos sujeitos à flexão

6.4.1 Modelo numérico adotado

O mesmo estudo elaborado para os elementos sujeitos à compressão é feito de seguida para os elementos sujeitos à flexão.

A Fig. 6.29 ilustra o modelo adotado com as respetivas restrições, cargas, refinamento de malha e o diagrama de tensões para o estudo numérico da secção C numa viga:

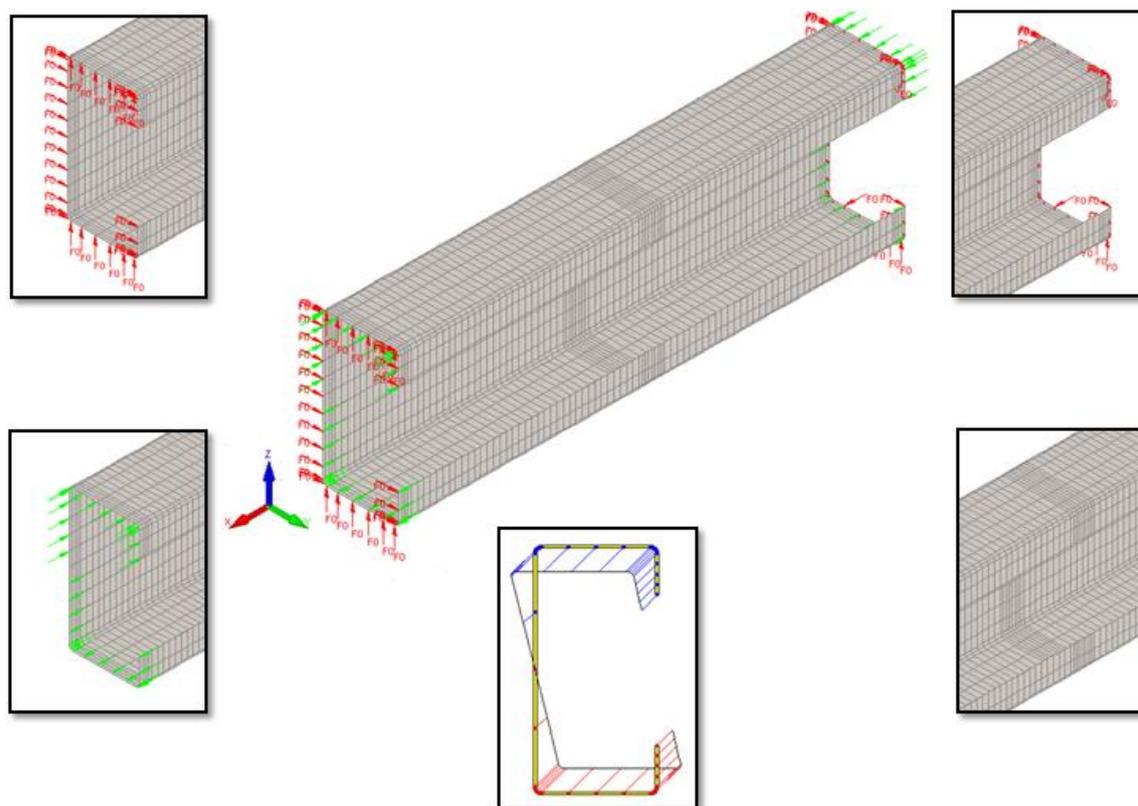


Fig. 6.29 - Modelo numérico adotado (ao centro) com as condições de apoio (cantos superiores), aplicação das cargas (canto inferior esquerdo), refinamento da malha (cantos) e o respetivo diagrama de tensões (inferior centro).

Conforme se pode visualizar, foram aplicadas cargas concentradas com a direção paralela ao eixo da viga, de acordo com a distribuição linear de tensões resultante da flexão simples em torno do eixo forte. As restrições foram aplicadas em torno de toda a secção na direção do plano vertical que contem a secção transversal das extremidades, de forma a produzir as restrições desejadas sem comprometer o comportamento mecânico pretendido do elemento.

6.4.2 Modos de instabilidade

6.4.2.1 Temperatura normal

É apresentado de seguida a determinação gráfica das cargas críticas e os respetivos modos de instabilidade elástica dos elementos à temperatura normal (20 °C). Não foram tidas em conta quaisquer tipos de imperfeições geométricas iniciais, adotando-se para a lei constitutiva um modelo elástico linear.

A partir do CUFSM retirou-se informação relativamente aos modos de instabilidade atingidos para os diversos comprimentos, nomeadamente o comprimento de semi-onda

associados às imperfeições, a configuração da curva e as representações a 2D e 3D dos elementos com as imperfeições correspondentes.

Na Fig. 6.30 é apresentado o gráfico com os valores à temperatura normal retirados do programa CUFMS e a respetiva curva de instabilidade, assim como os valores obtidos a partir da análise numérica do programa SAFIR sem quaisquer imperfeições geométricas associadas da análise do elemento estrutural como viga.

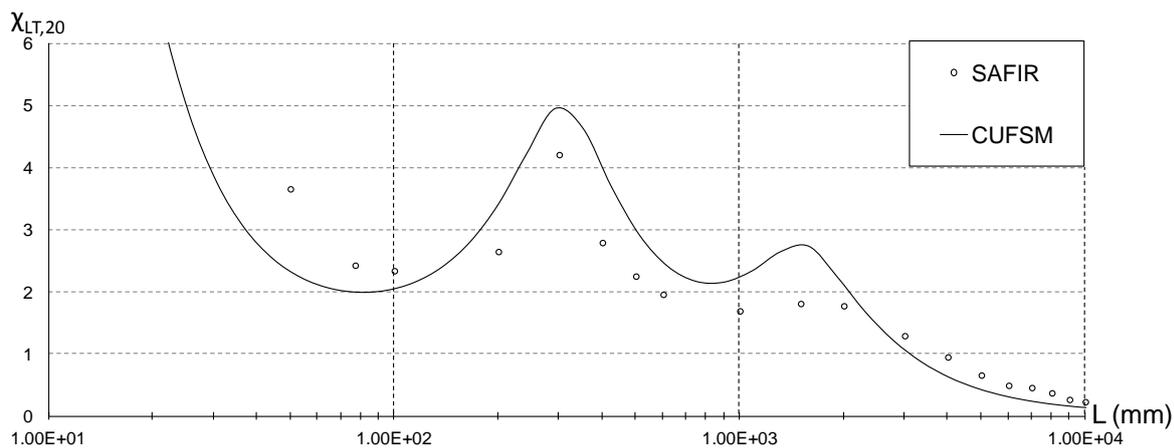


Fig. 6.30 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFMS, para 20 °C, da viga.

6.4.2.2 Temperaturas elevadas

De uma forma análoga, é apresentado graficamente a determinação das cargas críticas e os respetivos modos de instabilidade elástica dos elementos para as temperaturas elevadas. As imperfeições geométricas iniciais não foram tidas em conta adotando-se para a lei constitutiva um modelo elástico linear.

Nas Fig. 6.31 a Fig. 6.33 são apresentados os gráficos com os valores obtidos para temperaturas elevadas de 350 °C, 500 °C e 600 °C, retirados do programa CUFMS, e a respetiva curva de instabilidade, assim como os valores obtidos a partir da análise numérica do programa SAFIR sem quaisquer imperfeições geométricas associadas para a viga.

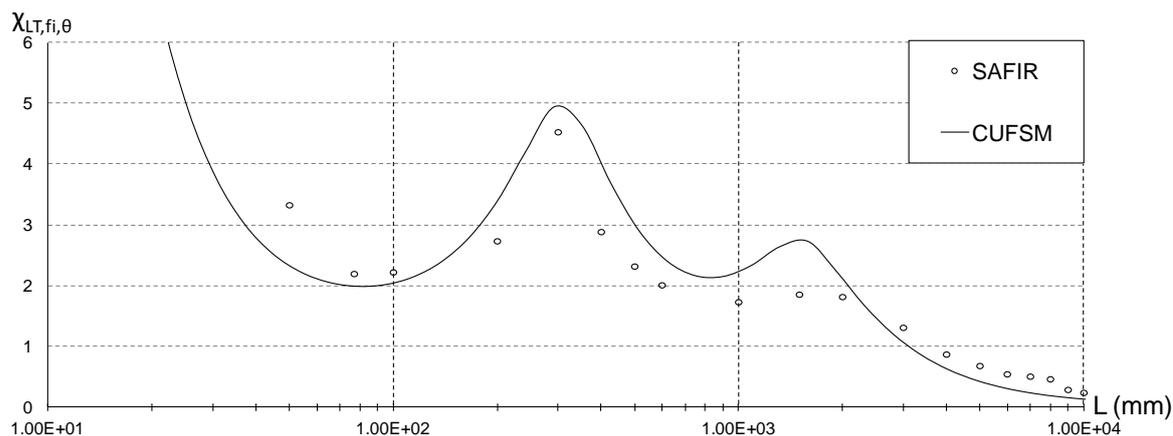


Fig. 6.31 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 350 °C, da viga.

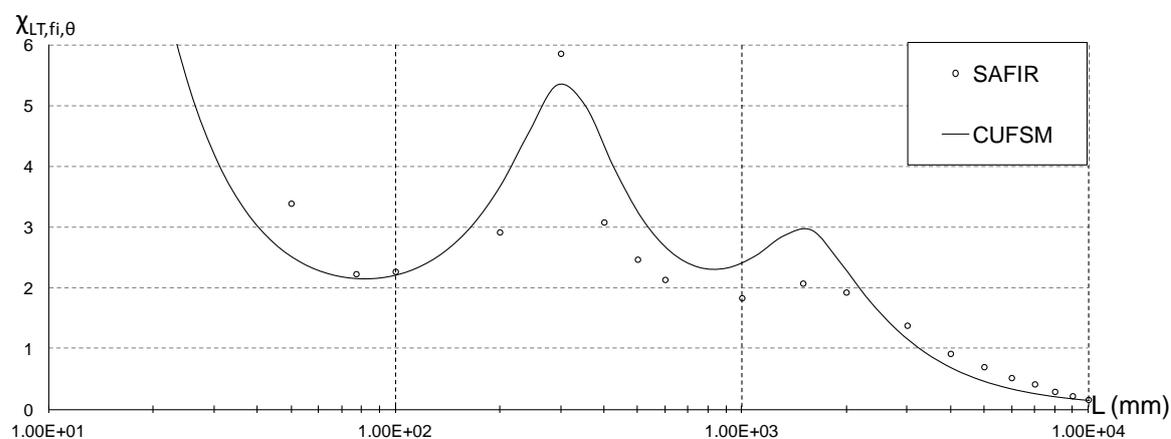


Fig. 6.32 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 500 °C, da viga.

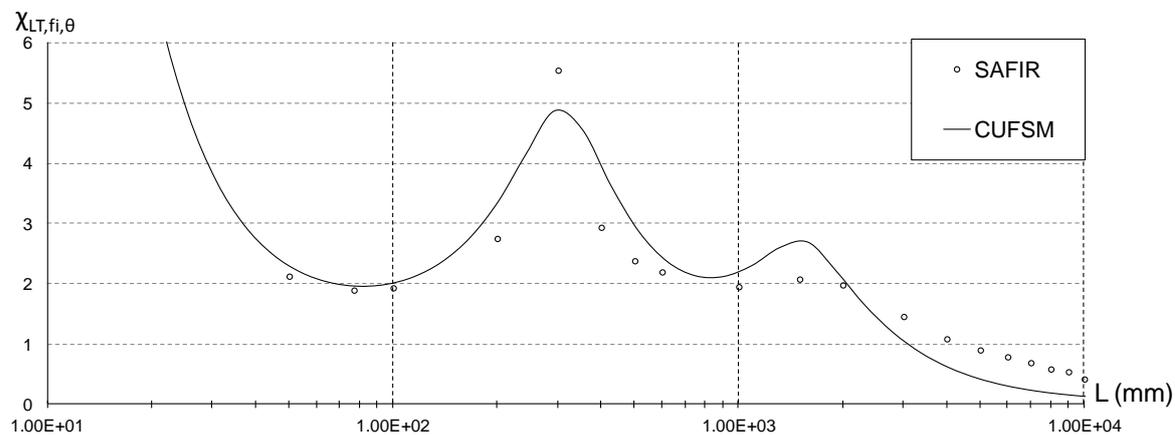


Fig. 6.33 - Resultados da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para 600 °C, da viga.

Observando os gráficos é possível afirmar que existe uma boa relação entre os valores obtidos pelo programa SAFIR e CUFSM. Para as temperaturas mais elevadas essa boa relação tornou-se mais clara. Da análise comparativa dos resultados numéricos, os comprimentos em estudo atingiram o modo de instabilidade local, distorcional e global.

A Fig. 6.34 serve de exemplo para esclarecer a afirmação anterior, relativamente as vigas.

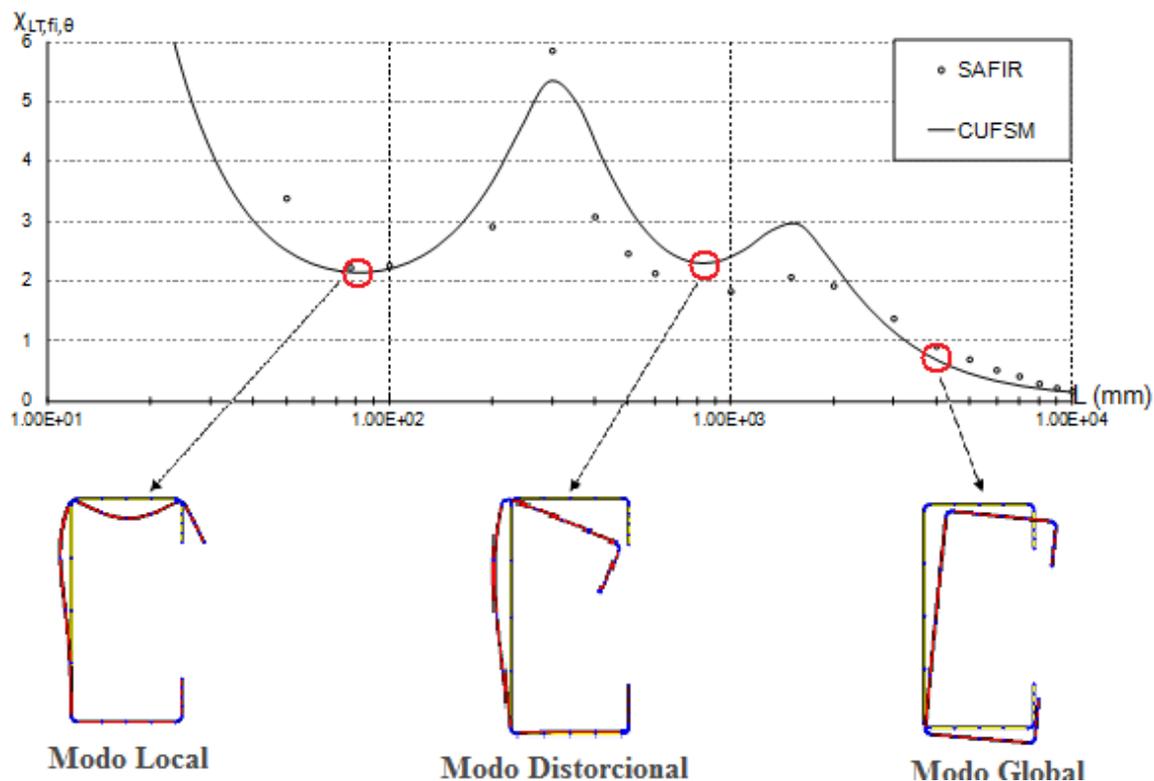


Fig. 6.34 - Comparação dos resultados obtidos da análise numérica, dos programas SAFIR e CUFSM, para elevadas temperaturas, da viga, e respetivos modos de encurvadura atingidos

Para uma visualização mais detalhada das imagens obtidas pelos programas CUFSM e SAFIR são apresentadas de seguida algumas figuras e esquemas sobre os modos de encurvadura para alguns comprimentos que ilustram os diversos modos de instabilidade apresentados na Fig. 6.34.

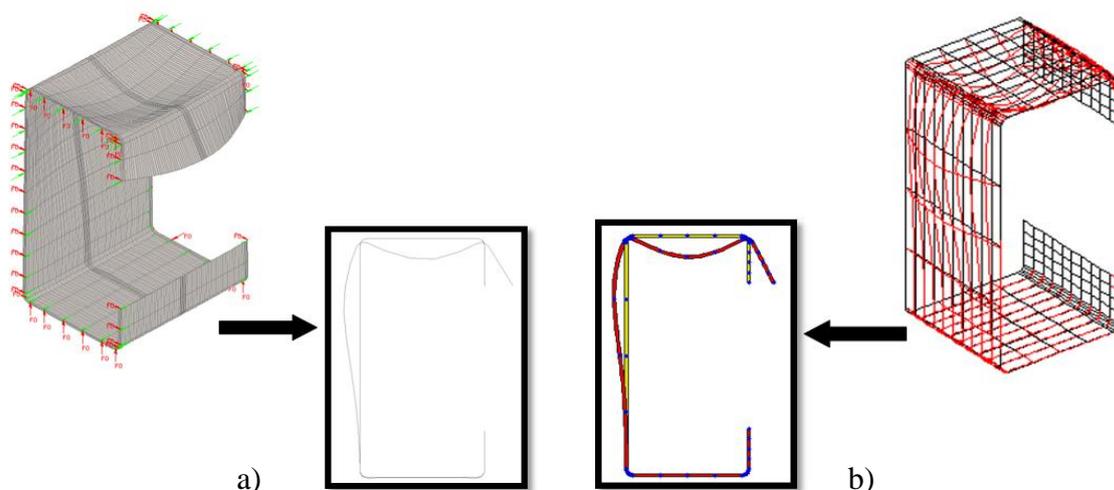


Fig. 6.35 - Viga de comprimento $L=100$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

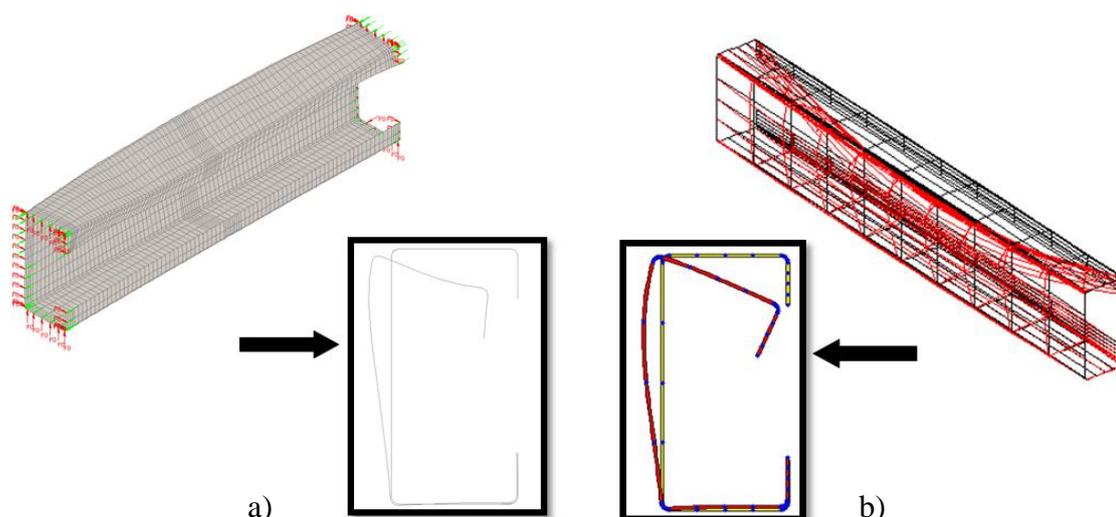


Fig. 6.36 - Viga de comprimento $L=600$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

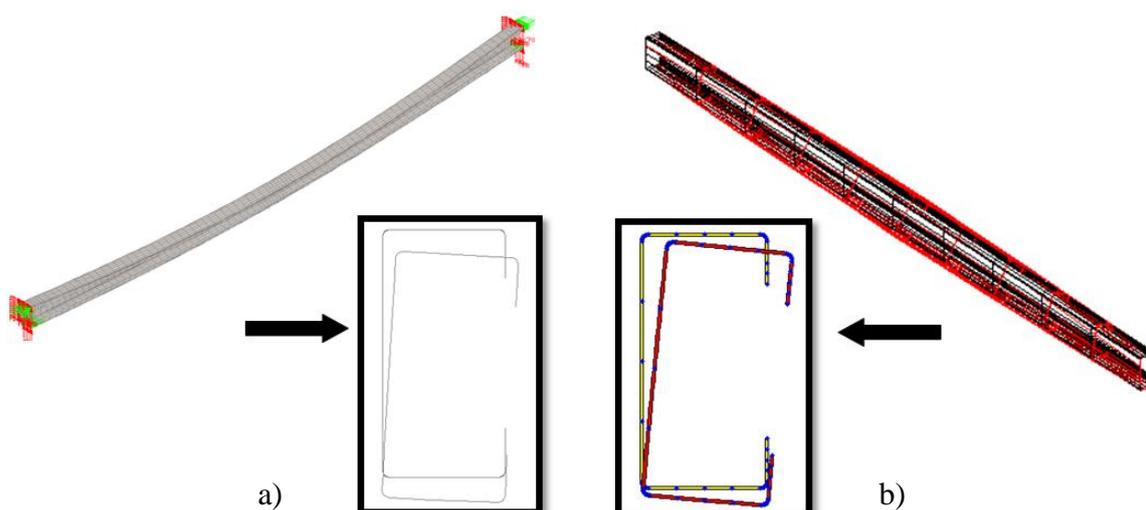


Fig. 6.37 - Viga de comprimento $L=4000$ mm obtida pelo programa a) SAFIR e pelo b) CUFSM

No comportamento de estabilidade da viga, uma barra com secção de parede fina, conforme se verificou também para os pilares, pode ser classificada da seguinte forma:

- Barra curta – se a instabilidade ocorrer num modo local;
 - Barra intermédia – se a instabilidade ocorrer num modo distorcional;
- Barra longa – se a instabilidade ocorrer num modo global.

6.4.3 Influência das imperfeições geométricas na resistência

Neste ponto, é apresentado um estudo da influência da existência de imperfeições iniciais sobre a capacidade crítica de suporte dos elementos de aço enformados a frio sujeitos à flexão simples, à temperatura normal e a elevadas temperaturas.

O modelo adotado anteriormente foi sujeito a imperfeições iniciais específicas, de acordo com as imperfeições obtidas no modelo sem imperfeições iniciais e com as tolerâncias permitidas pela norma EN1090 (CEN, 2008), para realizar uma análise à sua resistência e perceber de que forma as imperfeições geométricas iniciais afetam a resistência destes elementos quando isoladas e quando combinadas.

6.4.3.1 Influência das imperfeições geométricas isoladas

Para determinar a forma das imperfeições geométricas e os comprimentos de semi-onda a considerar utilizou-se a análise numérica realizada com o CUFSM, tendo em conta o diagrama de tensões elásticas aplicadas em cada no modelo adotado.

Desta forma, as seguintes situações foram consideradas:

- Sem imperfeições geométricas;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo local de encurvadura;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo distorcional;
- Com imperfeições geométricas correspondentes ao modo global.

Para o modo local de encurvadura de vigas, o comprimento de semi-onda considerado foi obtido a partir do CUFSM sendo este igual a 78,7 mm e o limite máximo obtido a partir do regulamento igual a $b/200$ (CEN, 2006), onde b é a largura do perfil, ou segundo alguns estudos recentes com o valor de 10% da espessura das paredes da secção (Basaglia e Camotim, 2011; Borges Dinis e Camotim, 2010), neste ultimo caso particular apenas para comparação entre ambos os limites e verificar qual o mais gravoso.

Para o modo distorcional de encurvadura, o comprimento de semi-onda considerado foi obtido a partir do programa CUFSM sendo este igual a 906,3 mm e o limite máximo obtido a partir do regulamento igual a $b/200$ (CEN, 2006), onde b é a largura do perfil.

As imperfeições globais de encurvadura foram consideradas de forma sinusoidal dada pela expressão:

$$y = \frac{L}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (6.4)$$

Desta forma foi possível obter a seguinte representação de cada uma das imperfeições, ampliadas 50 vezes (Fig. 6.38):

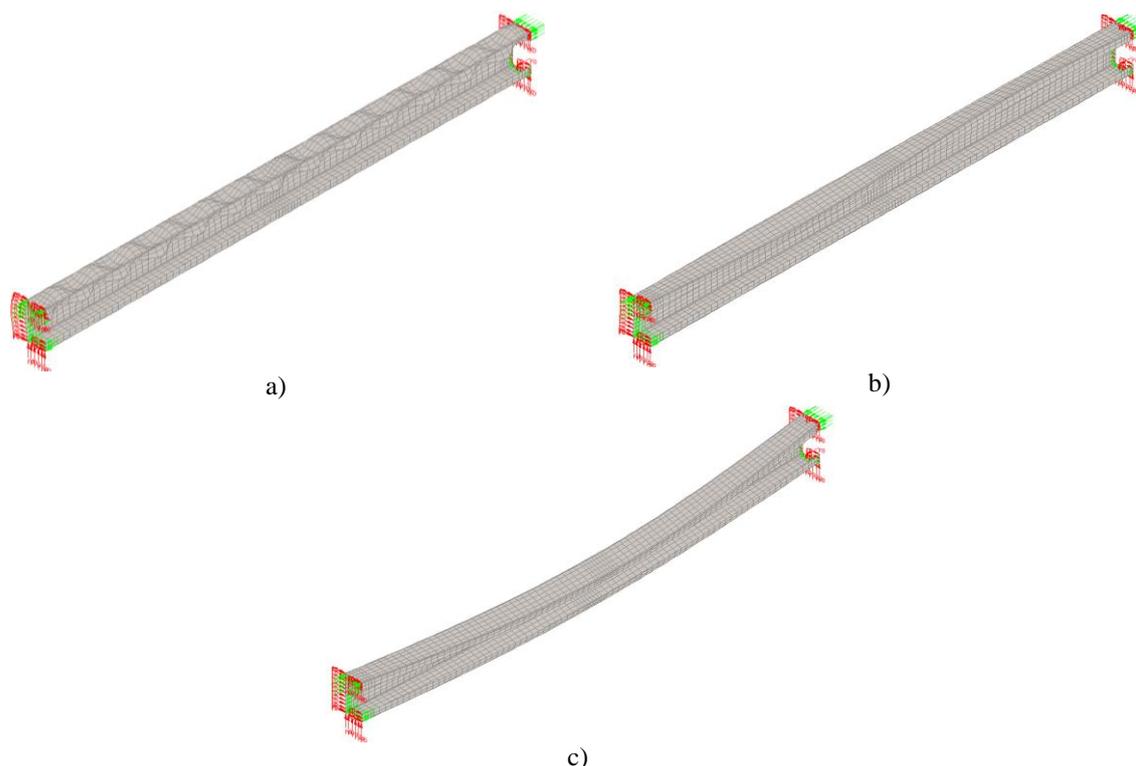


Fig. 6.38 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR das imperfeições a) globais, b) distorcionais e c) globais ampliadas 50 vezes para uma viga de 2m.

6.4.3.2 Influência das imperfeições geométricas combinadas

Tal como elaborado para o estudo dos pilares, procedeu-se à análise dos resultados obtidos para as imperfeições geométricas isoladas e escolheu-se uma principal (imperfeição que apresentou os valores mais baixos de resistência) e combinou-se as restantes com o seu valor reduzido até 70%.

Foram então consideradas as situações seguintes:

- Combinação de imperfeições geométricas locais e globais;
- Combinação de imperfeições geométricas locais, distorcionais e globais.

Da análise da viga, as imperfeições locais e globais apresentaram os valores mais baixos da resistência à flexão para os comprimentos curtos e longos, respetivamente, e portanto foram consideradas como imperfeições principais. Foram testadas duas combinações possíveis, onde a imperfeição principal é alterada consoante o comprimento dos elementos:

- Imperfeições locais e globais, onde os comprimentos até 2 m têm imperfeições locais como principais e as globais reduzidas para 70%, e os restantes comprimentos as imperfeições globais principais e as locais reduzidas para 70%;

- Imperfeições locais, distorcionais e globais, onde as vigas com comprimentos até 2m têm as imperfeições locais como principais e as globais e distorcionais reduzidas para 70%, e para os restantes comprimentos as imperfeições globais são principais e as locais e distorcionais reduzidas para 70%.

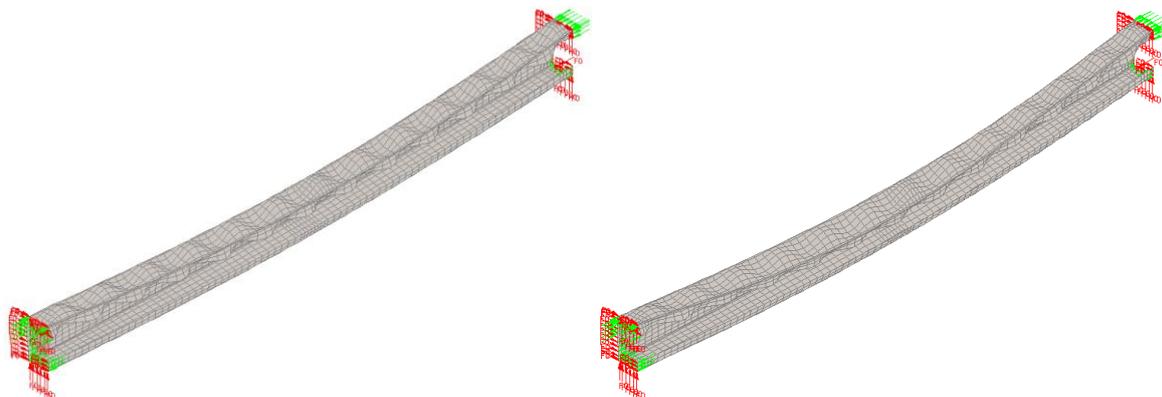


Fig. 6.39 - Representação gráfica a partir do programa SAFIR da combinação das imperfeições locais e globais; e locais, distorcionais, e globais ampliadas 50 vezes para uma viga de 2m.

De seguida são apresentados os resultados obtidos para o modelo da viga, sujeita à flexão simples, e uma breve análise dos mesmos.

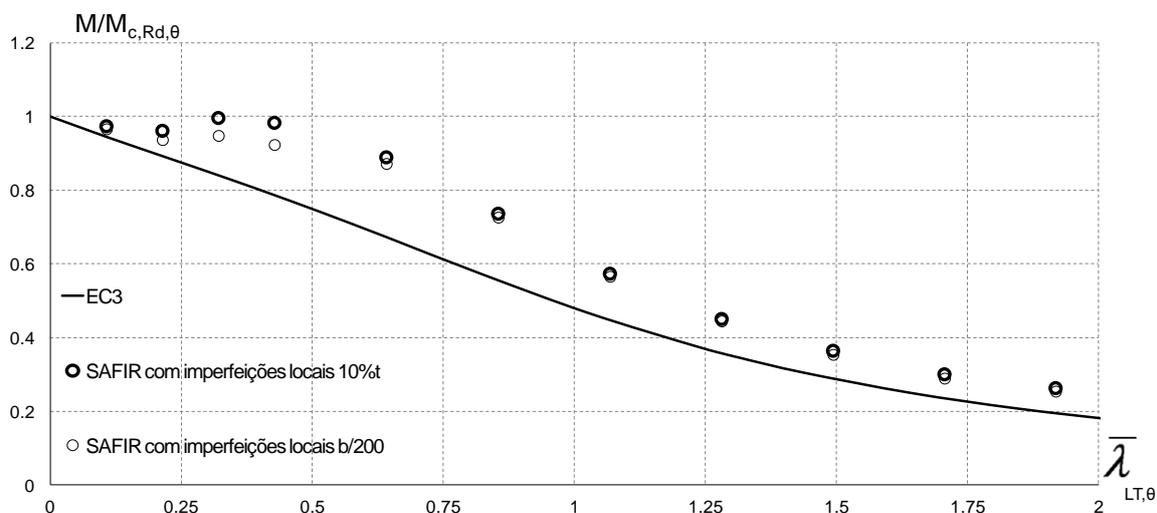


Fig. 6.40 - Comparação dos resultados numéricos à elevada temperatura relativos às imperfeições locais com os diferentes limites de deslocamentos.

Analisando a Fig. 6.40 pode-se afirmar que dos dois limites propostos, o sugerido pela norma EN1993-1-5 (CEN, 2006) apresentou valores mais baixos de resistência que os obtidos pelo limite proposto por Basaglia e Camotim (2011) e Borges Dinis e Camotim (2010). Uma vez que o limite de 10% da espessura das paredes da secção apresentou valores mais conservativos, para o resto da análise aplicou-se o limite b/200 proposto pela norma, considerando o caso mais gravoso estando assim do lado da segurança.

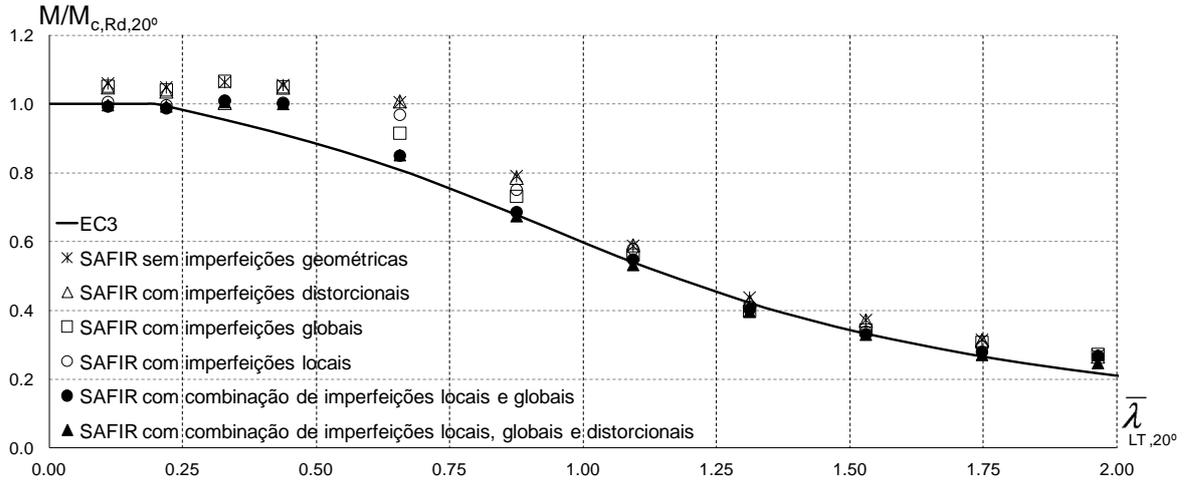


Fig. 6.41 - Resultados numéricos relativos à temperatura normal (20°C) para a viga.

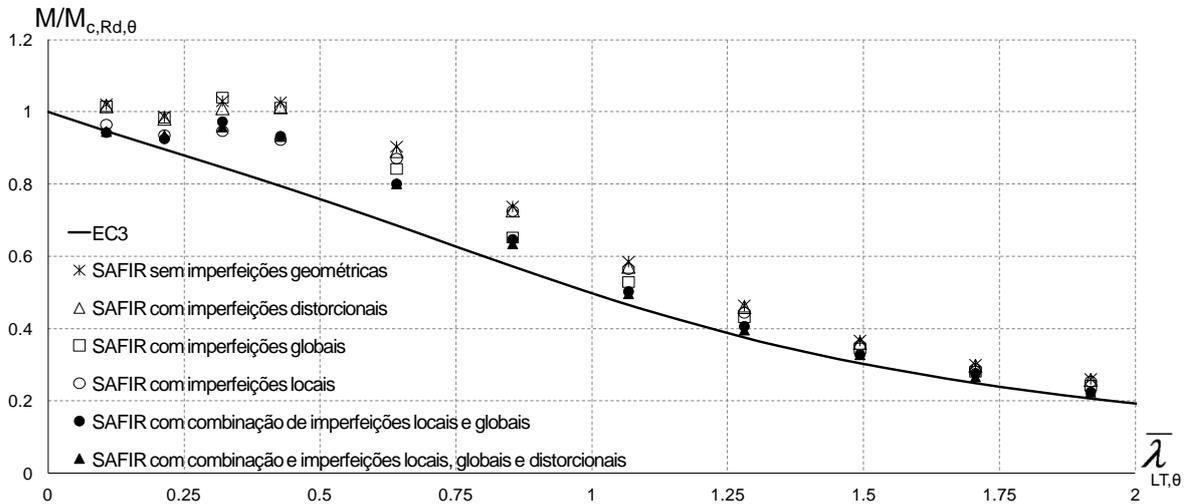


Fig. 6.42 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (350°C) para a viga.

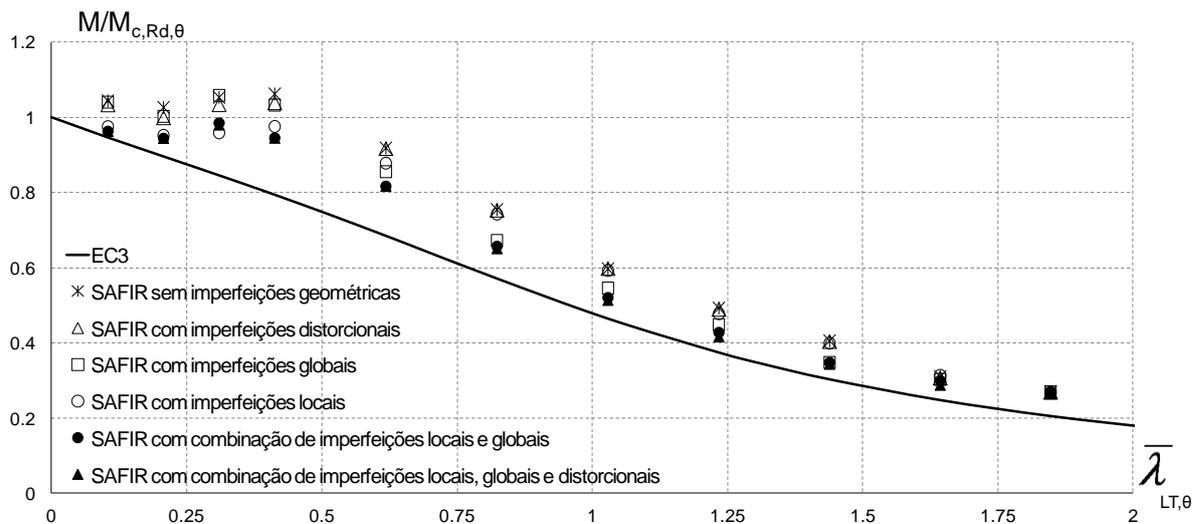


Fig. 6.43 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (500°C) para a viga.

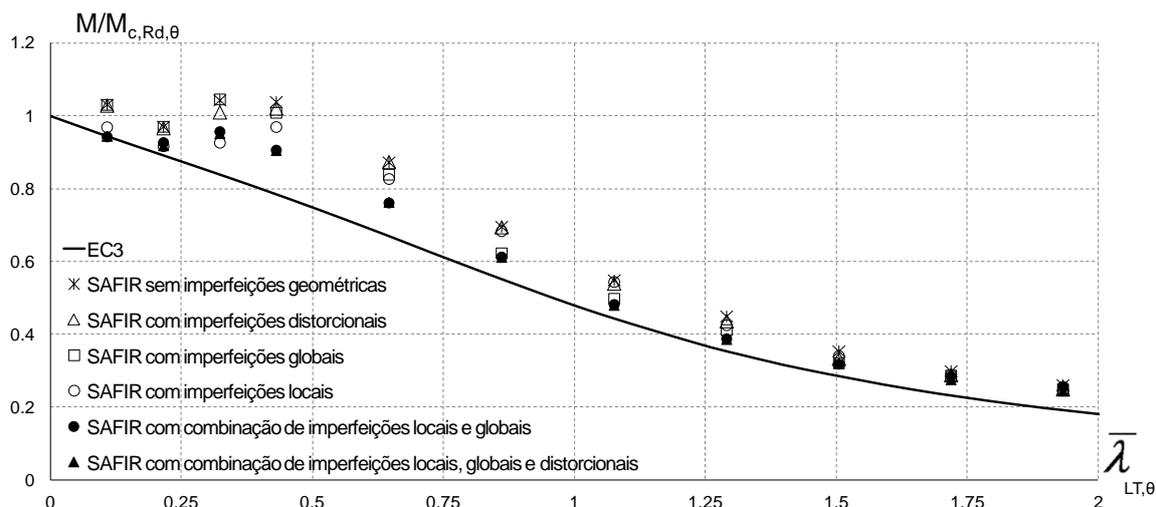


Fig. 6.44 - Resultados numéricos relativos a uma temperatura elevada (600°C) para a viga.

Da análise dos gráficos anteriores, pode-se concluir que as vigas sem imperfeições geométricas atingem uma maior resistência quando comparadas com as vigas sujeitas a imperfeições locais ou globais. Quando combinadas, as imperfeições tornam-se mais comprometedoras para resistência dos elementos, fazendo-a reduzir.

No presente caso, para as esbeltezas reduzidas as imperfeições locais apresentaram cargas últimas mais baixas, enquanto que para as esbeltezas mais elevadas foram as imperfeições globais que reduziram as cargas últimas obtidas. À temperatura normal, os valores obtidos ajustam-se bastante bem à curva proposta pelo EC3. No entanto para elevadas temperaturas, para grande parte dos comprimentos, os pontos obtidos encontram-se ligeiramente acima, sendo esta diferença bem mais visível para os menores comprimentos (dando a ilusão da presença de um patamar) tornando a curva do EC3 demasiado conservativa.

6.4.4 Influência das tensões residuais na resistência

De seguida são apresentados os resultados obtidos para o modelo da viga à temperatura normal e a elevadas temperaturas, aplicando as tensões residuais ao modelo sem imperfeições geométricas, acompanhados de uma breve análise dos mesmos.

A aplicação das tensões residuais para a viga segue o mesmo modelo adotado para os pilares, conforme referido no ponto 6.3.4 do presente capítulo.

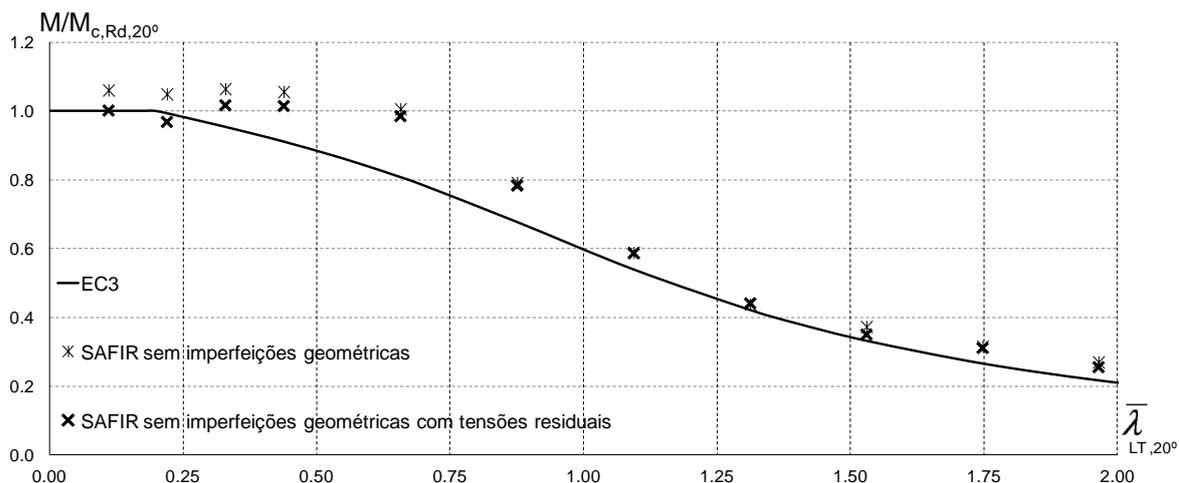


Fig. 6.45 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para a viga sem imperfeições geométricas.

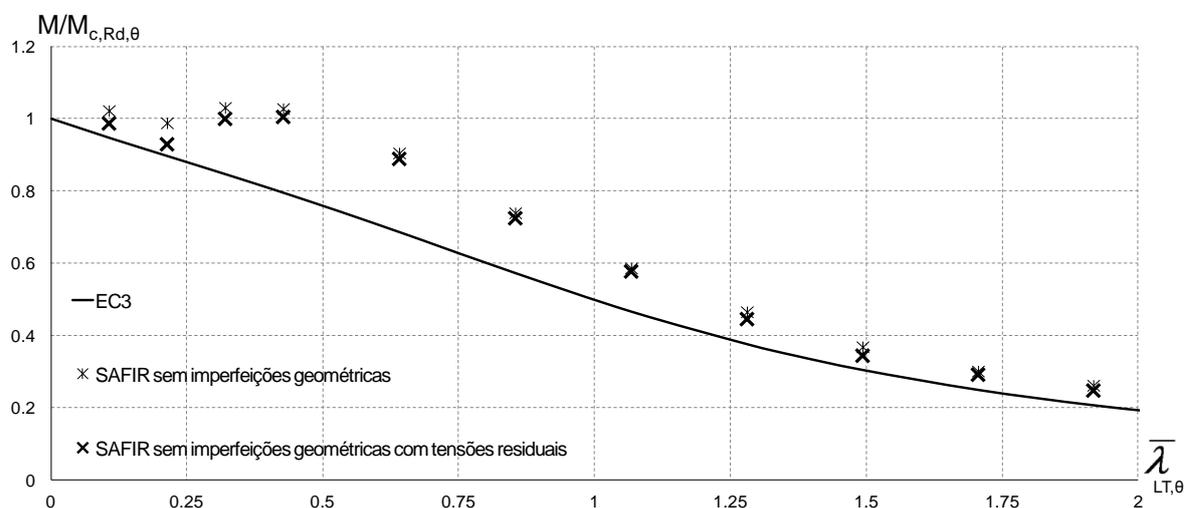


Fig. 6.46 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para a viga sem imperfeições geométricas.

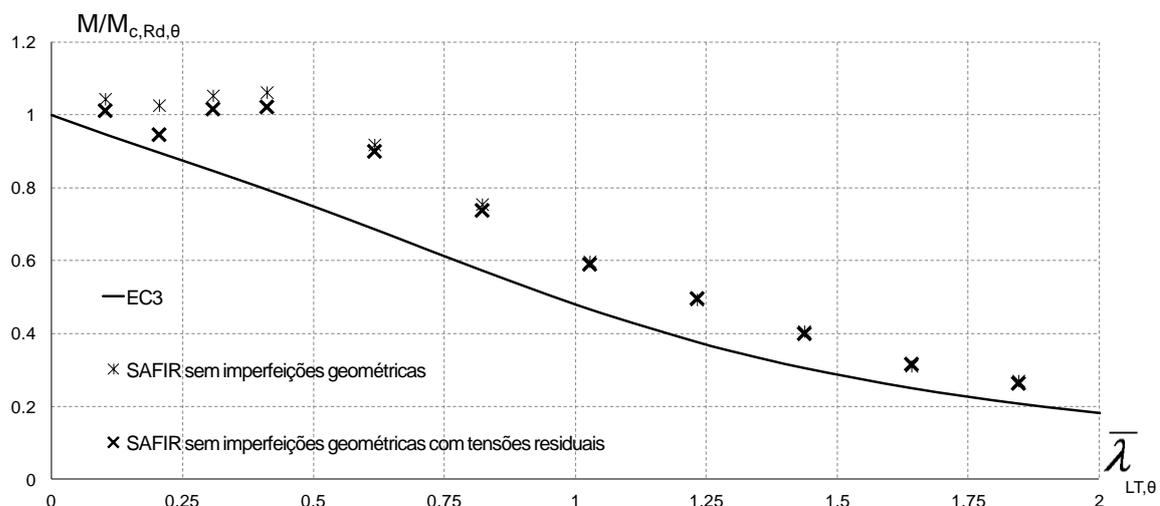


Fig. 6.47 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para a viga sem imperfeições geométricas.

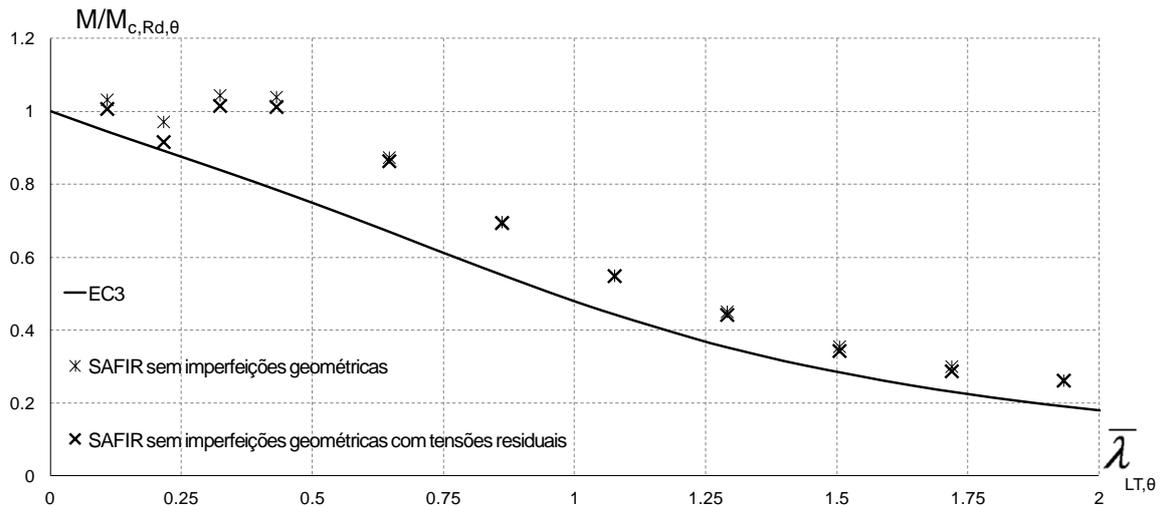


Fig. 6.48 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para a viga sem imperfeições geométricas.

Para o mesmo modelo à temperatura normal e a elevadas temperaturas, são apresentados os gráficos aplicando as tensões residuais ao modelo com a combinação das imperfeições locais, distorcionais e globais, acompanhados de uma breve análise dos mesmos.

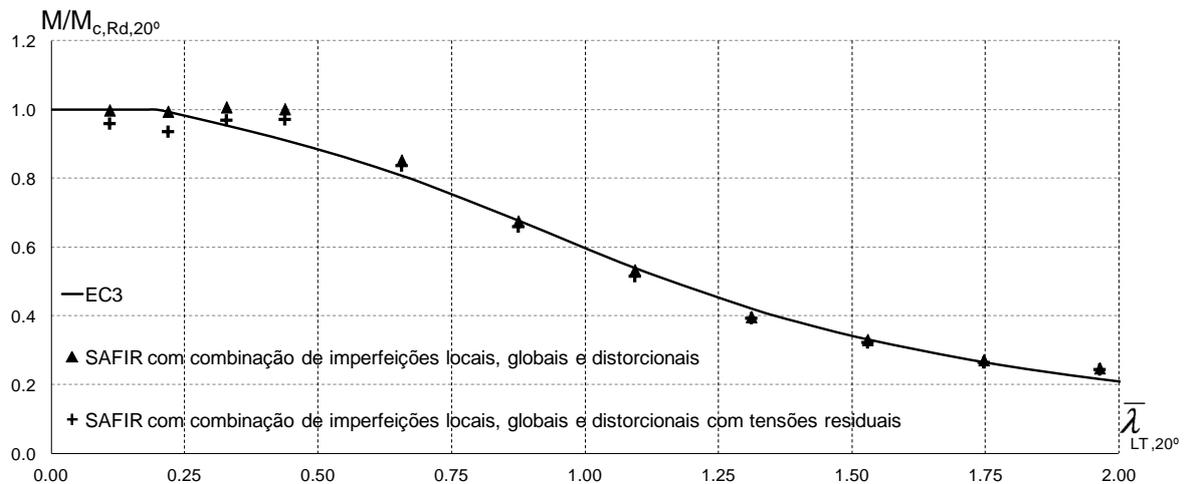


Fig. 6.49 - Influência das tensões residuais à temperatura normal (20°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.

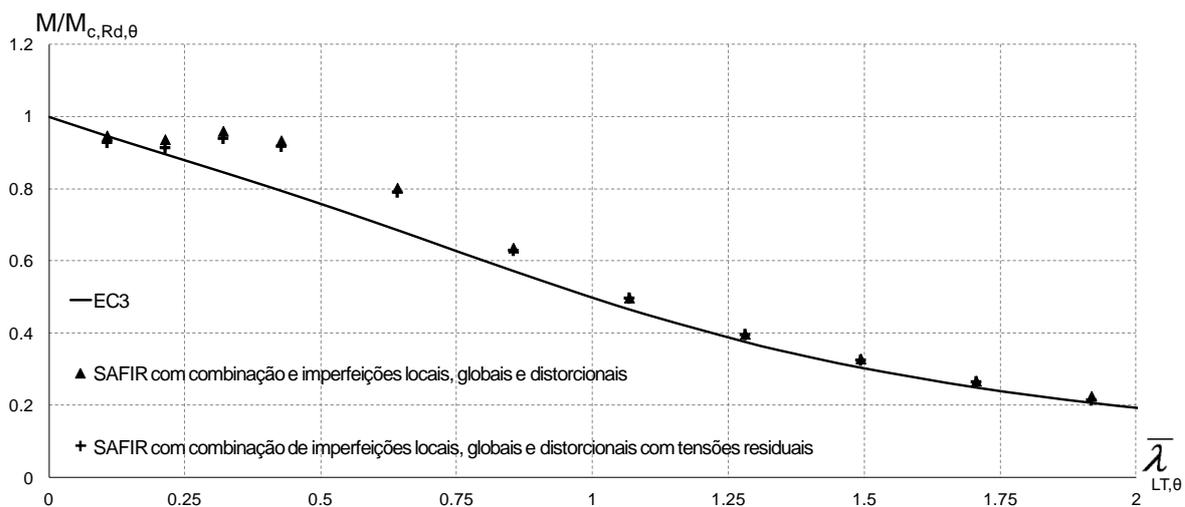


Fig. 6.50 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (350°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.

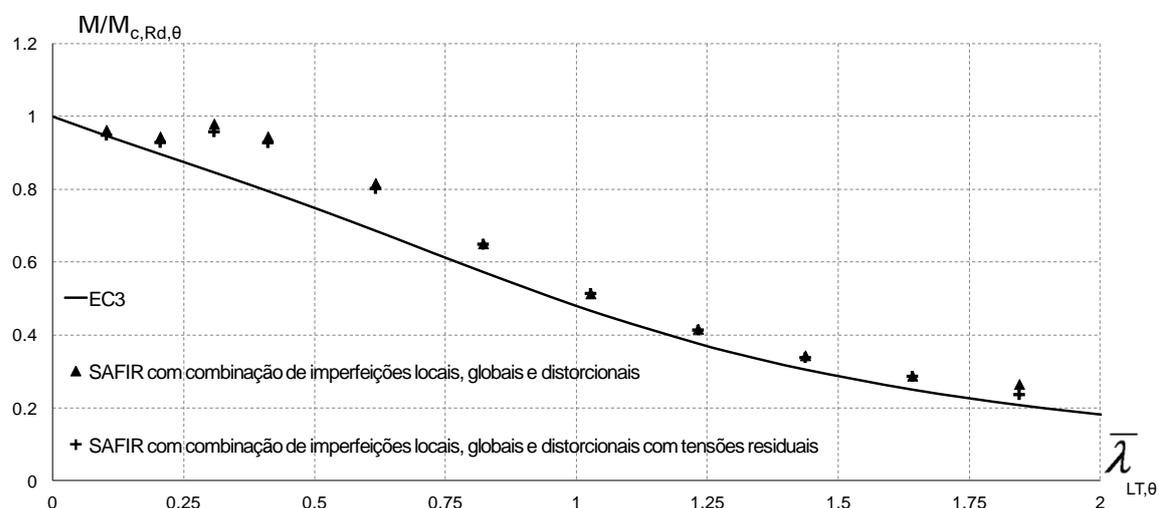


Fig. 6.51 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (500°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.

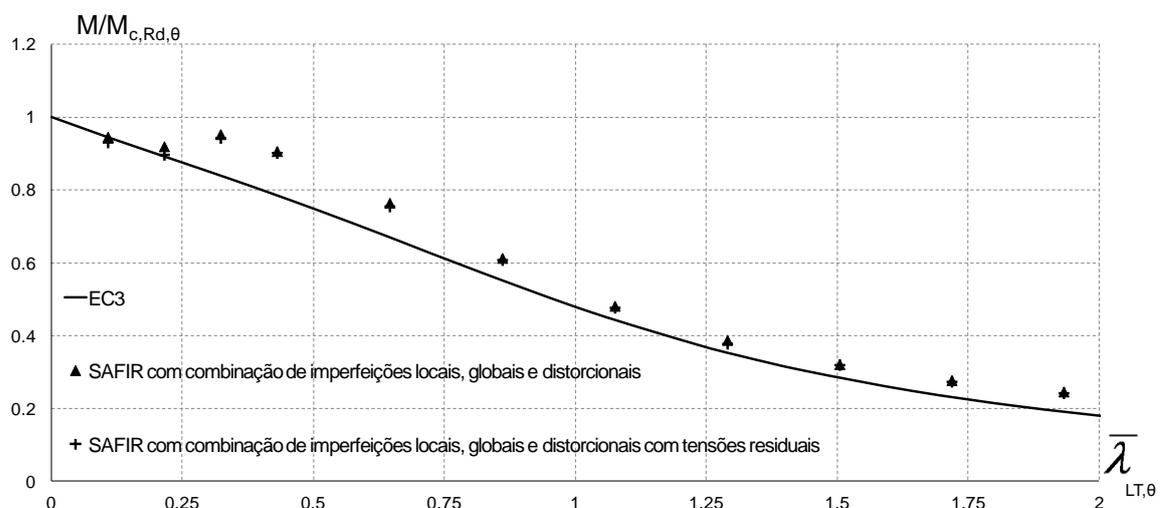


Fig. 6.52 - Influência das tensões residuais a temperaturas elevadas (600°C) para a viga com imperfeições locais, distorcionais e globais.

Analisando os gráficos, pode-se concluir que não existe uma grande diferença entre os valores de resistência obtidos para os modelos com e sem tensões residuais, sendo estes obviamente mais baixos quando são tidas em conta as tensões residuais. Esta diferença é mais notória nos modelos sem imperfeições geométricas para os comprimentos pequenos sendo praticamente nula nos comprimentos maiores, quer no modelo em que não foram consideradas as imperfeições, quer nos modelos em que a combinação das imperfeições locais, distorcionais e globais foram consideradas.

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões gerais

7.2 Desenvolvimentos Futuros

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões gerais

Na presente dissertação foi elaborado um resumo geral sobre os enformados a frio e o seu comportamento em situação de incêndio.

Para uma melhor compreensão dos fenómenos que ocorrem devido às diferentes solicitações a que um elemento pode estar sujeito foram introduzidos alguns conceitos teóricos.

A presença de tensões residuais também foi alvo de estudo para a resistência dos mesmos. No entanto é um assunto onde existe várias teorias quanto à sua existência e presença neste tipo de elementos, uma vez que os investigadores não chegam a um consenso sobre a ideia que prevalece e mais se aproxima da realidade.

Algumas regras sobre o dimensionamento segundo o EC3 à temperatura normal e para elevadas temperaturas encontram-se presentes e discriminadas de acordo com o elemento de estudo.

Passou-se assim para o estudo numérico, onde foi definida uma secção, um modelo numérico, para aplicação de dois programas, SAFIR e CUFSM, e assim recolheu-se a informação relevante para o estudo pretendido.

Após obtidos os resultados e do tratamento dos mesmos foi possível chegar algumas conclusões para este modelo adotado, tais como:

No estudo dos pilares

- As imperfeições locais (isoladas) são as que mais influenciam a resistência dos pilares devido à redução da largura efetiva da secção, dentro do estudo das imperfeições isoladas;
- As imperfeições globais (flexão) dominam mais que as globais (flexão/torção). Só foi possível visualizar as imperfeições globais (flexão/torção) no programa SAFIR para uma gama comprimentos muito específica na comparação dos mesmos resultados com os obtidos pelo programa CUFSM uma vez que foram as imperfeições locais que estiveram grande parte das vezes presentes;

- As imperfeições distorcionais e globais (flexão/torção) não apresentam grande ameaça para a resistência dos pilares;
- As imperfeições distorcionais requerem uma atenção especial quando combinadas com as restantes. As imperfeições distorcionais são baseadas no conceito de espessura reduzida, o que torna o elemento fragilizado mais esbelto comprometendo ainda mais a sua resistência;
- Curva do EC3 demonstrou ser muito conservativa para comprimentos pequenos e intermédios a elevadas temperaturas. À temperatura normal, os resultados obtidos e a curva preconizada pelo EC3 apresentaram uma boa correlação tendo em alguns casos os resultados numéricos obtidos sido posicionados ligeiramente abaixo da curva, mas apenas quando se tratava das piores condições do elemento;
- Com o aumento da temperatura as imperfeições começam a ter cada vez menor influência na resistência dos pilares;
- No caso das tensões residuais conclui-se portanto que estas não têm grande influência na resistência dos pilares quando associadas à pior das combinações de imperfeições geométricas.

No estudo das vigas

- As imperfeições locais (isoladas) são as que mais influenciam a resistência para comprimentos menores, sendo as imperfeições globais (isoladas) as mais condicionantes para comprimentos médios a grandes, dentro do estudo das imperfeições isoladas;
- As imperfeições distorcionais não apresentam grande ameaça para a resistência dos elementos nem mesmo quando combinadas com as restantes;
- Curva do EC3 demonstrou ser muito conservativa para comprimentos pequenos/médios a elevadas temperaturas, dando uma ilusão da configuração da curva ligeiramente acima da existente com a presença de um patamar. Ao contrário do que acontece à temperatura normal cujos valores se ajustaram bastante bem à curva definida pelo Eurocódigo;
- Com o aumento da temperatura as imperfeições começam a ter cada vez menor influência na resistência do elemento em estudo, principalmente para as esbeltezas maiores;

- Quanto às tensões residuais, a influência na resistência das vigas ficou ligeiramente comprometida para os comprimentos pequenos/médios. A influência das tensões residuais revelou-se cada vez menor à medida que a temperatura aumentava e com o aumento da esbelteza da viga.

Em relação à aplicação dos dois programas de cálculo anteriormente referidos, pode-se afirmar que houve uma excelente relação entre os resultados obtidos pelo programa SAFIR e pelo programa CUFSM.

É também de realçar que o EC3 é por vezes pouco claro nas considerações a ter em conta para os perfis enformados a frio e que para secções mais específicas torna-se muito complicado de perceber quais as condições a adotar. Em alguns casos foi necessário ter uma leitura mais específica e ter especial atenção a alguns pontos muito genéricos e alternativos propostos pelo EC3 que não eram aplicáveis ao caso de estudo em questão.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Após a análise ao trabalho efetuado nesta dissertação, alguns pontos revelaram ser importantes para a evolução dos conhecimentos sobre os elementos de aço enformados a frio como elementos estruturais para a temperatura normal e para elevadas temperaturas.

Os ensaios numéricos efetuados nesta dissertação foram elaborados para uma secção em “C” que já tinha sido alvo de estudo de anteriores autores, com o objetivo de aprofundar os conhecimentos desta mesma secção. No entanto torna-se necessário realizar o estudo para outras secções em “C” e acompanhar o estudo com o preconizado no EC3.

Uma vez que o EC3, quando se refere aos enformados a frio, encontra-se muito direcionado para secções específicas como às estudadas na presente dissertação, assim como para as secções Z e Σ , torna-se necessário proceder ao estudo de outras secções distintas. No caso de secções menos comuns ou mais complexas o Eurocódigo revela ser pouco claro nas regras que apresenta.

No que toca à parte 1-2 do EC3, relativamente ao fogo, a presente norma encontra-se direcionada para secções muito comuns como perfis em I e H. Não existem pontos específicos para os enformados a frio de secções do tipo C, por exemplo, pelo que se considera um “perfil genérico”, levando a que os limites de resistência impostos sejam

demasiado conservativos. Aconselha-se o estudo de eventuais considerações como fatores de redução aplicáveis apenas para os enformados a frio tornando desta forma a norma mais clara para este tipo de perfis e para outros tipos de secções que são cada vez mais correntes na construção.

Na determinação da curva de encurvadura lateral deverá ser feito um estudo quanto a aplicação de um fator f para estes perfis enformados a frio tendo em conta a distribuição de momentos fletores entre os travamentos laterais dos elementos, modificando o coeficiente de redução χ_{LT} da seguinte forma:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad (7.1)$$

Com $f(k_c)$, sendo o k_c , um fator de correção obtido a partir da distribuição de momentos.

Revela-se também de enorme interesse científico um estudo mais detalhado relativamente à presença das tensões residuais nestes perfis e a influência que estas têm na resistência dos elementos, uma vez que se trata de um conceito pouco claro nos elementos de aço enformados a frio.

Capítulo 8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISI, American Iron and Steel Institute (2007). *"North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members"*, Washington, D.C.

Amaral, C. (2008). *"Análise numérica do comportamento de madres enformadas a frio"*, Universidade de Aveiro. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

ASRO, Asociația De Standardizare Din România (2008). *"Introduction to cold-formed steel design, Fire Safety Journal"*, Bucureste

Autodesk. Disponível em <<http://usa.autodesk.com/>>. *"Vigas Aparafusadas"* [Consult. 11/11/2011].

Basaglia, C.; Camotim, D. (2011). *"Dimensionamento de Vigas Contínuas de Aço Enformadas a Frio: VIII Congresso de Construção Metálica e Mista"*, Guimarães.

Batista, B. M. (1988). *"Etude de la stabilité des profiles a parois minces et section ouverte de types U et C"*: Collection des publications de La Faculté des Sciences Appliquées no. 119. University of Liège.

Bedair, O. (2009). *"A cost-effective design procedure for cold-formed lipped channels under uniform compression"*, Thin-Walled Structures. Vol. 47, n.º 11, p. 1281-1294.

Beg, D.; Kuhlmann, U.; Davaine, L.; Braun, B. (2010). *"Design of Plated Structures"*: ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.

Borges Dinis, P.; Camotim, D. (2010). *"Local/distortional mode interaction in cold-formed steel lipped channel beams"*, Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 48, n.º 10-11, p. 771-785.

CEN, Comité Europeu De Normalização (2004). *"EN 1993-1-3, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting"*, Bruxelas, Bélgica

CEN, Comité Europeu De Normalização (2005a). *"EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"*, Bruxelas, Bélgica

CEN, Comité Europeu De Normalização (2005b). *"EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General rules Structural fire design"*, Bruxelas, Bélgica

CEN, Comité Europeu De Normalização (2006). *"EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated structural elements"*, Bruxelas, Bélgica

CEN, Comité Europeu De Normalização (2008). *"EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminium structures - Part 2: Technical requirements for the execution of steel structures"*, Bruxelas, Bélgica

Chen, J.; Young, B. (2008). *"Design of high strength steel columns at elevated temperatures"*, Journal of Constructional Steel Research. Vol. 64, n.º 6, p. 689-703.

Constálica. Disponível em <<http://www.constalica.pt/>>. *"Combinações Madremax"* [Consult. 21/10/2011].

Dolamune Kankanamge, N.; Mahendran, M. (2012). *"Behaviour and design of cold-formed steel beams subject to lateral-torsional buckling"*, Thin-Walled Structures. Vol. 51, n.º 0, p. 25-38.

Feng, M.; Wang, Y. C. (2005). *"An experimental study of loaded full-scale cold-formed thin-walled steel structural panels under fire conditions"*, Fire Safety Journal - Elsevier. Vol. 40, n.º 1, p. 43-63.

Feng, M.; Wang, Y. C.; Davies, J. M. (2004). *"A numerical imperfection sensitivity study of cold-formed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures"*, Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 42, n.º 4, p. 533-555.

Franssen, J.-M. (1993). *"Residual stresses in steel profiles submitted to the fire : an analogy: 3rd CIB/W14 FSF workshop on modelling"*, The Netherland.

Franssen, J.-M.; Vila Real, P. M. M. (2010). "*Design of Steel Structures*": ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.

Franssen, J. M. (2011). "*User's manual for SAFIR 2011- A computer program for analysis of structures subjected to fire*": Department ArGEnCO. University of Liège.

Hancock, G. J. (1997). "*Design for distortional buckling of flexural members*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 27, n.º 1, p. 3-12.

Hancock, G. J. (2003). "*Cold-formed steel structures*", Journal of Constructional Steel Research - Elsevier. Vol. 59, n.º 4, p. 473-487.

Heva, Y. B. (2009). "*Behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures*", Doctor of philosophy. School of Urban Developments, Queensland University of Technology.

Kankanamge, N. D. (2010). "*Structural behaviour and design of cold-formed steel beams at elevated temperatures*", School of Urban Developments Queensland University of Technology. Doctor of philosophy.

Kirby, B. R.; Preston, R. R. (1988). "*High temperature properties of hot-rolled, structural steels for use in fire engineering design studies*", Fire Safety Journal - Elsevier. Vol. 13, n.º 1, p. 27-37.

Lee, J. (2004). "*Local buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures*", Doctor of philosophy. Queensland University of Technology, Brisbane, Australia.

Lin, S.-H.; Yu, W.-W.; Galambos, T. V.; Wang, E. (2005). "*Revised ASCE specification for the design of cold-formed stainless steel structural members*", Engineering Structures - Elsevier. Vol. 27, n.º 9, p. 1365-1372.

Long-yuan, L. (2009). "*Analyses of distortional buckling of cold-formed sigma purlins using EN1993-1-3*", Journal of Constructional Steel Research - Elsevier. Vol. 65, n.º 12, p. 2099-2102.

Macdonald, M.; Heiyantuduwa Don, M. A.; Kotełko, M.; Rhodes, J. (2011). "*Web crippling behaviour of thin-walled lipped channel beams*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 49, n.º 5, p. 682-690.

Mesquita, L. M. R.; Piloto, P. A. G.; Vaz, M. A. P.; Vila Real, P. M. M. (2006). "*Ensaio de resistência ao fogo de vigas em aço protegidas com tinta intumescente*", revista Mecânica Experimental. Vol. 12, p. 129-137.

Moen, C. D.; Igusa, T.; Schafer, B. W. (2008). "*Prediction of residual stresses and strains in cold-formed steel members*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 46, n.º 11, p. 1274-1289.

Murat, P. (2008). "*Genetic programming-based formulation for distortional buckling stress of cold-formed steel members*", Journal of Constructional Steel Research - Elsevier. Vol. 64, n.º 12, p. 1495-1504.

Nolasco, A. M. C. (2008). "*Análise experimental do comportamento de madres enformadas a frio*", Universidade de Aveiro. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.

Pan, C.-L.; Yu, W.-W. (2002). "*Bending strength of hybrid cold-formed steel beams*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 40, n.º 5, p. 399-414.

Pi, Y.-L.; Put, B. M.; Trahair, N. S. (1998). "*Lateral Buckling Strengths of Cold-Formed Channel Section Beams*", Journal of Structural Engineering. Vol. 124, n.º 10, p. 1182-1191.

Pierin, I.; Prola, L. C. (2007). "*Global instability modes of the cold-formed steel columns performed by the finite element and finite strip methods*".

Pinho, J. R. G. (2011). "*Resistência ao fogo de vigas em aço com secções enformadas a frio*", Universidade de Aveiro. Dissertação de Mestrado.

Pinto, A. E. M. R. (2010). "*Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio*", Universidade Técnica de Lisboa. Dissertação de Mestrado.

Prola, L. C. (2001). "*Estabilidade Local e Global de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio*", Universidade Superior Técnica. Dissertação de Doutoramento.

Ranawaka, T. (2006). "*Distortional buckling behaviour and design of cold-formed steel compression members at elevated temperatures*", Doctor of philosophy. School of Urban Developments, Queensland University of Technology.

Ranawaka, T.; Mahendran, M. (2009). "*Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures*", Fire Safety Journal. Vol. 44, n.º 2, p. 219-229.

Ranawaka, T.; Mahendran, M. (2010). "*Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 48, n.º 4-5, p. 334-344.

Reis, A.; Camotim, D. (2000). "*Estabilidade Estrutural*", McGraw-Hill. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Rhodes, J. (1992). "*Cold Formed Members, in Constructional Steel Design: An International Guide (edited by R. Bjorhovde, P. J. Dowling and J. E. Harding)*", Elsevier Applied Science. p. p. 197-215.

Schafer, B. W. (2008). "*Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design*", Journal of Constructional Steel Research - Elsevier. Vol. 64, n.º 7-8, p. 766-778.

Schafer, B. W.; Ádány, S. (2006). "*Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods: 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*", Orlando, Florida.

Schafer, B. W.; Peköz, T. (1998). "*Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses*", Journal of Constructional Steel Research - Elsevier. Vol. 47, n.º 3, p. 193-210.

Sidey; Teague (1988). "*Elevated temperature data for structural grades of Galvanised steel: British Steel*", Welsh Laboratories.

Silvestre, N. (2009). *"Do comportamento à regulamentação europeia das estruturas de aço enformado a frio: CMM, Associação Portuguesa da Construção Metálica e Mista"*, Porto.

Silvestre, N.; Camotim, D. (2006). *"Análise e Dimensionamento de Estruturas de Aço Enformadas a Frio"*, McGraw-Hill. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.

Silvestre, N.; Camotim, D. (2010). *"On the mechanics of distortion in thin-walled open sections"*, Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 48, n.º 7, p. 469-481.

To, E. C.-Y.; Young, B. (2008). *"Performance of cold-formed stainless steel tubular columns at elevated temperatures"*, Engineering Structures. Vol. 30, n.º 7, p. 2012-2021.

Veríssimo, H. (2008). *"Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio de Acordo com o Eurocódigo 3"*, Universidade Técnica de Lisboa. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas.

Vila Real, P. M. M. (2003). *"Incêndio em Estruturas Metálicas - Cálculo Estrutural"*: Edições Orion.

Vila Real, P. M. M. (2010). *"Encurvadura de placas - Enfunamento"*: Apontamentos da unidade curricular Complementos de Construção Metálica e Mista - 5º Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro.

Vila Real, P. M. M.; Franssen, J. M. (2001). *"Numerical Modeling of Lateral Buckling of Steel I Beam Under Fire Conditions"*, Journal of Fire Protection Engineering. Vol. 11, n.º 2, p. pp. 112-128.

Vila Real, P. M. M.; Lopes, N.; Simões da Silva, L.; Piloto, P.; Franssen, J. M. (2004). *"Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire—comparisons with Eurocode 3"*, Fire Safety Journal. Vol. 39, n.º 1, p. 23-39.

Weng, C. C.; Pekoz, T. (1990). *"Compression Tests of Cold-Formed Steel Columns"*, Journal of Structural Engineering. Vol. 116, n.º 5, p. 1230-1246.

wikiEngenharia. Disponível em
<http://wiki.ued.ipleiria.pt/wikiEngenharia/index.php/P%C3%A1gina_principal>.
"Quinagem" [Consult. 21/10/2011].

Young, B. (2008). "*Research on cold-formed steel columns*", Thin-Walled Structures. Vol. 46, n.º 7-9, p. 731-740.

Young, B.; J.R. Rasmussen, K. (1999). "*Behaviour of cold-formed singly symmetric columns*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 33, n.º 2, p. 83-102.

Yu, W.-W.; LaBoube, R. A. (1998). "*University of Missouri-Rolla research on cold-formed steel structures*", Thin-Walled Structures - Elsevier. Vol. 28, n.º 3-4, p. 213-223.

Anexo 1

PROGRAMA SAFIR

A.1 PROGRAMA SAFIR

Serve o presente anexo para dar uma breve explicação do modo de utilização do programa SAFIR, aplicado no presente trabalho, estando este organizado como um tutorial com uma sequência de imagens com respetiva legenda.

Tendo este programa apresentado um certo grau de complexidade, as informações seguintes serão apenas linhas orientadoras não sendo a informação totalmente específica.

É necessário criar uma página com os seguintes 5 itens:

- Ficheiro “teste.in” input que contém todos os dados relativamente à geometria e as propriedades do material;
- Ficheiro “fload.fc” que contém os dados quanto à aplicação de carga ao longo do tempo;
- Ficheiro “t.TSH” que contém a informação da temperatura ao longo do tempo e ao longo da espessura do material;
- Ficheiro “resi_str_shell.txt” (opcional) que contém os dados quanto à aplicação de tensões residuais ao longo do elemento;
- Ficheiro “SAFIR2011.exe” executável para fazer a análise de todos os ficheiros input.

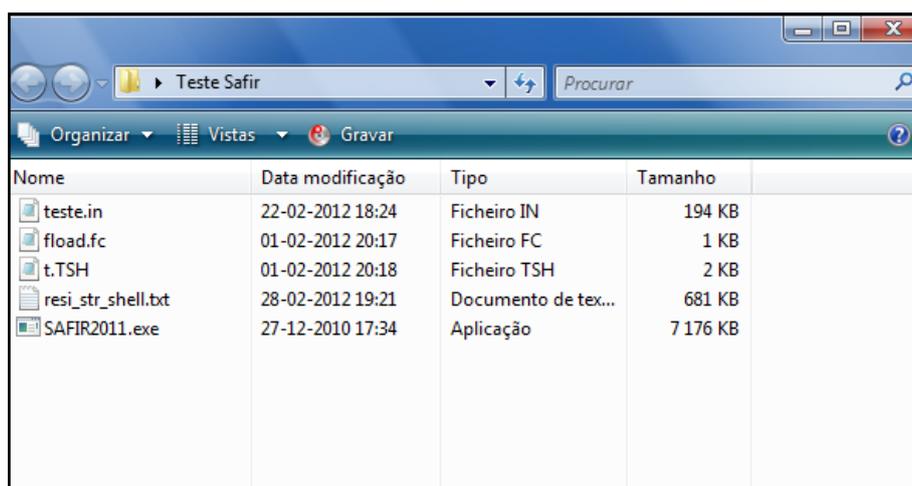


Fig. A.1.1 – Pasta com os ficheiros necessários para executar o programa SAFIR

O ficheiro “teste.in” contém inúmeras informações como:

- N.º de nós;
- Dimensão;
- N.º de materiais;
- N.º de elementos de casca;
- N.º de camadas;
- Nó e respetivas coordenadas em x, y e z.

```

teste.in - Bloco de notas
Ficheiro Editar Formatar Ver Ajuda
InputFile created with GiD-SAFIR_2007 Interface
Safir_Static_3D_Analysis
Mesh_from_GID-Mesher

      NNODE 2937
      NDIM  3

      NDDLMAX 6
EVERY_NODE 6
      END_NDDL

RENUMGEO 1
      NMAT  1

      ELEMENTS
      SHELL 2816      1
      NGTHICK 3
      NGAREA 2
      NREBARS 0
      END_ELEM
      NODES
NODE 1      0.00000 0.07500 -0.04650
NODE 2      0.00000 0.07500 -0.06150
NODE 3      0.00000 0.07500 -0.07250
NODE 4      0.00000 0.07383 -0.07533
NODE 5      0.00000 0.07100 -0.07650
NODE 6      0.00000 0.06000 -0.07650
NODE 7      0.00000 0.04500 -0.07650
    
```

Fig. A.1.2 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 1 de 3)

- As restrições δ_x , δ_y , δ_z , ϕ_x , ϕ_y , ϕ_z ;
- Os elementos e os pontos correspondentes, assim como o material;
- A precisão;
- As cargas aplicadas P_x , P_y , P_z , M_x , M_y e M_z ;

Nota: Para a elaboração deste ficheiro foi necessário recorrer ao programa da Microsoft Office Excel, para elaborar folhas de cálculo, devido à exaustão de valores necessários para definir o modelo.

```

teste.in - Bloco de notas
Ficheiro  Editar  Formatar  Ver  Ajuda
FIXATIONS
BLOCK 1      NO      F0      NO      NO      NO      NO
BLOCK 2      NO      F0      NO      NO      NO      NO
BLOCK 3      NO      F0      NO      NO      NO      NO
BLOCK 4      NO      F0      NO      NO      NO      NO
...
END_FIX
NODOFFSHELL
t. tsh
TRANSLATE 1 1
END_TRANS
ELEM 1      1      2      35     34     1
ELEM 2      2      3      36     35     1
ELEM 3      3      4      37     36     1
ELEM 4      4      5      38     37     1
...
PRECISION 1.0e-4
LOADS
FUNCTION      Fload.fc
NODELOAD 1    -2.596E-01   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00
NODELOAD 2    -5.952E-01   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00
NODELOAD 3    -3.816E-01   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00
NODELOAD 4    -1.762E-01   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00   0.00E+00
...
END_LOAD

```

Fig. A.1.3 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 2 de 3)

- Designação do material;
- Características físicas e mecânicas do material;
- Intervalos de tempo do ensaio e tempo limite;
- Impressão de dados pretendidos.

```

teste.in - Bloco de notas
Ficheiro  Editar  Formatar  Ver  Ajuda
MASS
M_SHELL 1 780.000000
GM_SHELL 2816 780.000000 1
END_MASS
MATERIALS
STEELEC32D
2.10e+11 3.00e-01 3.60e+08 1200. 0.
TIME
0.17 15000.0 180.0
ENDTIME
NOEPSTH
IMPRESSION
TIMEPRINT
0.0001 15000.0
END_TIMEPR|
PRINTSHELL

```

Fig. A.1.4 - Conteúdo do ficheiro "teste.in" (Parte 3 de 3)

No ficheiro “fload.fc” encontra-se definida a evolução da carga a aplicar em função do tempo.

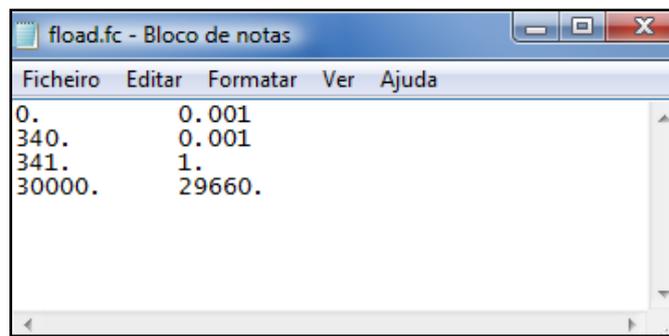


Fig. A.1.5 - Conteúdo do ficheiro "fload.fc"

O documento “t.TSH” tem como função definir a temperatura a que está sujeito o perfil por camadas da espessura do material. Esta especificação ocorre para várias temperaturas intermédias caso o utilizador assim o pretenda, desde a temperatura normal até à temperatura máxima requerida pelo utilizador.

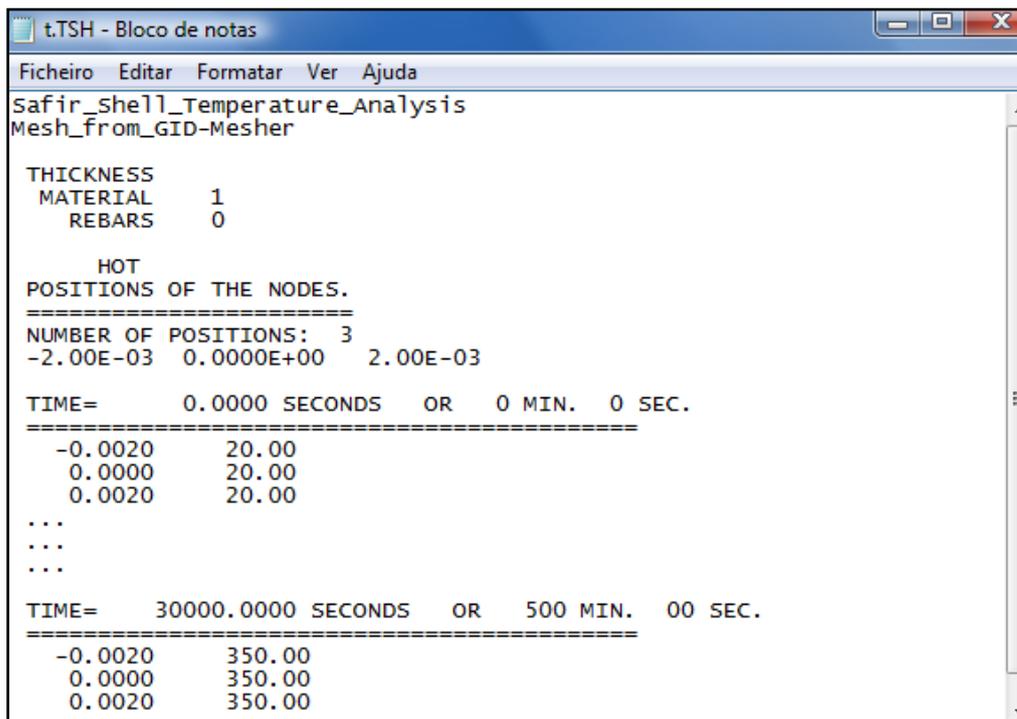


Fig. A.1.6 - Conteúdo do ficheiro "t.TSH" para ensaio a quente

Caso o ensaio ocorra à temperatura normal apenas será necessário substituir no documento o termo “HOT” por “COLD” e não inserir mais nenhuma informação de seguida.

```

t.TSH - Bloco de notas
Ficheiro  Editar  Formatar  Ver  Ajuda
Safir_shell_Temperature_Analysis
Mesh_from_GID-Mesher

THICKNESS
MATERIAL    1
REBARs     0

COLD

```

Fig. A.1.7 - Conteúdo do ficheiro "t.TSH" para ensaio a frio

O ficheiro "resi_str_shell.txt" só terá que existir caso se considerem as tensões residuais para o modelo a ensaiar.

É definido, para cada elemento de casca, o número de camadas a discriminar e por cada camada existem quatro pontos de *gauss*. Em cada camada define-se o valor de f_y de acréscimo a considerar segundo os eixos x, y e z.

```

resi_str_shell.txt - Bloco de notas
Ficheiro  Editar  Formatar  Ver  Ajuda
ELEM      1
pg        1      -5.76E+04      0      0
pg        2      -5.76E+04      0      0
pg        3      -5.76E+04      0      0
pg        4      -5.76E+04      0      0
pg        5       0.00E+00      0      0
pg        6       0.00E+00      0      0
pg        7       0.00E+00      0      0
pg        8       0.00E+00      0      0
pg        9       5.76E+04      0      0
pg       10       5.76E+04      0      0
pg       11       5.76E+04      0      0
pg       12       5.76E+04      0      0
ELEM      2
pg        1      -5.76E+04      0      0
pg        2      -5.76E+04      0      0
pg        3      -5.76E+04      0      0
pg        4      -5.76E+04      0      0
pg        5       0.00E+00      0      0
pg        6       0.00E+00      0      0
pg        7       0.00E+00      0      0
pg        8       0.00E+00      0      0
pg        9       5.76E+04      0      0
pg       10       5.76E+04      0      0
pg       11       5.76E+04      0      0
pg       12       5.76E+04      0      0
ELEM      3

```

Fig. A.1.8 - Conteúdo do ficheiro "resi_str_shell" para tensões residuais

Concluído o tratamento de dados a inserir para o programa efetuar a sua análise, o ficheiro SAFIR2011.exe deve ser executado iniciando o processo exigindo a introdução do nome do ficheiro “input”, tendo-se utilizado no presente exemplo o termo “teste”.

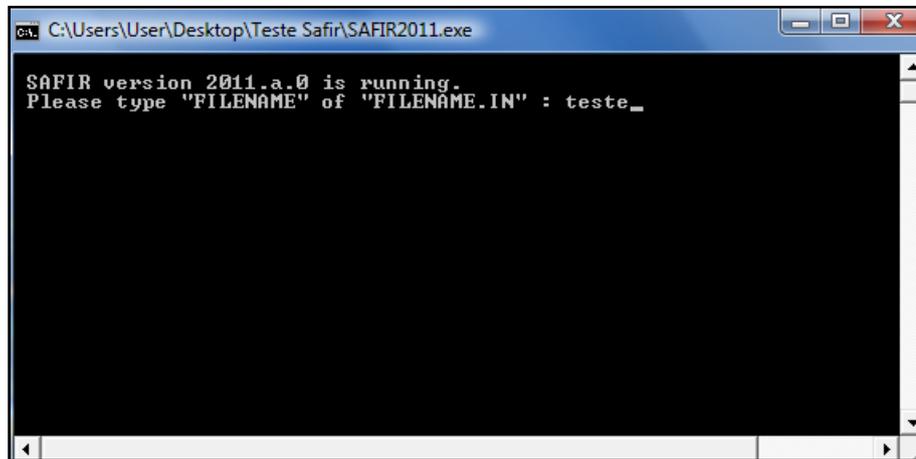


Fig. A.1.9 - Ficheiro executável "SAFIR2011.exe" (Parte 1 de 2)

Após inserido o comando “teste”, o programa SAFIR reconhece o ficheiro na pasta inicial dando início ao processo de análise, encerrando automaticamente quando esta estiver concluída.

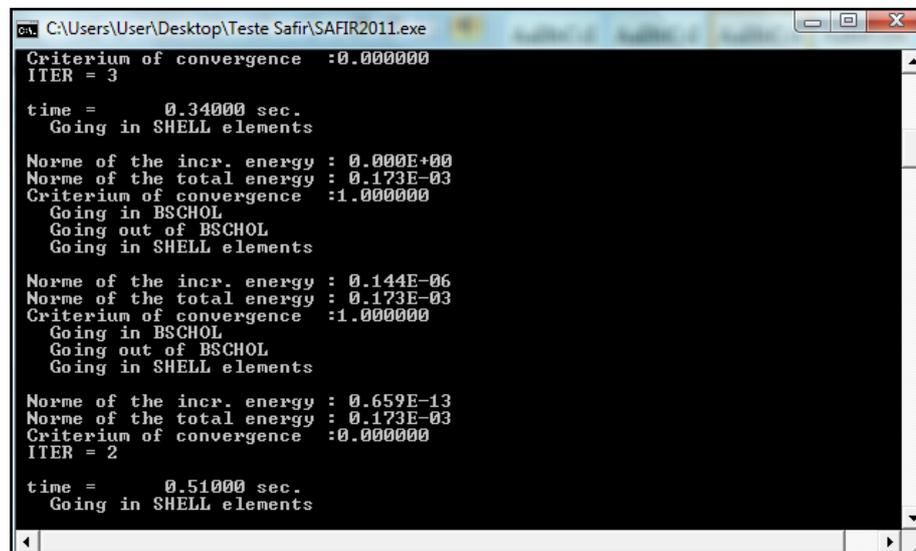
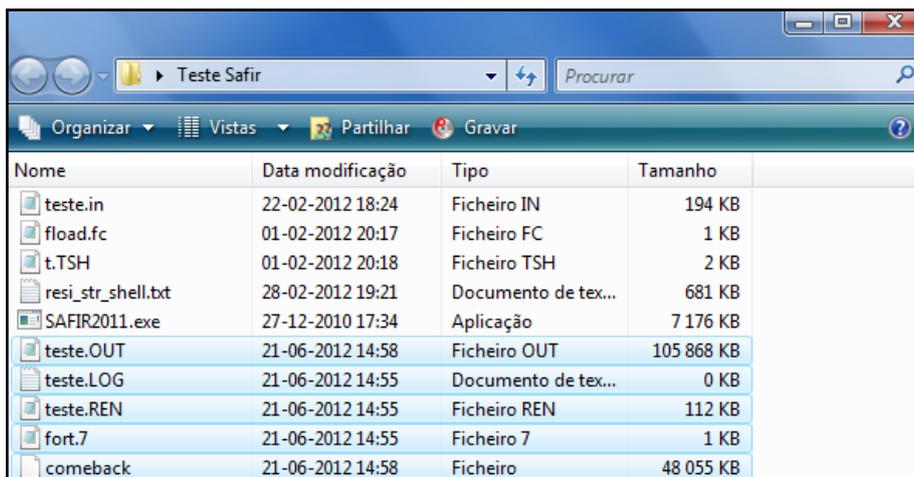


Fig. A.1.10 - Ficheiro executável "SAFIR2011.exe" (Parte 2 de 2)

Concluída a análise, o programa cria, na pasta inicial, uns ficheiros “output” com a informação final obtida.



Nome	Data modificação	Tipo	Tamanho
teste.in	22-02-2012 18:24	Ficheiro IN	194 KB
fload.fc	01-02-2012 20:17	Ficheiro FC	1 KB
t.TSH	01-02-2012 20:18	Ficheiro TSH	2 KB
resi_str_shell.txt	28-02-2012 19:21	Documento de tex...	681 KB
SAFIR2011.exe	27-12-2010 17:34	Aplicação	7 176 KB
teste.OUT	21-06-2012 14:58	Ficheiro OUT	105 868 KB
teste.LOG	21-06-2012 14:55	Documento de tex...	0 KB
teste.REN	21-06-2012 14:55	Ficheiro REN	112 KB
fort.7	21-06-2012 14:55	Ficheiro 7	1 KB
comeback	21-06-2012 14:58	Ficheiro	48 055 KB

Fig. A.1.11 - Ficheiros obtidos após a análise do programa SAFIR

Para a leitura dos ficheiros de saída do programa, recorreu-se ao software “Diamond2011.a.2”.

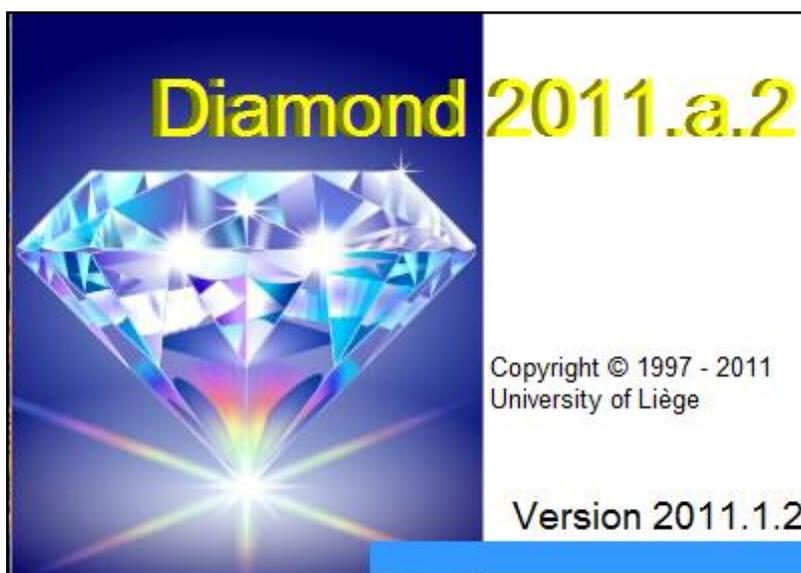


Fig. A.1.12 - Representação inicial do programa Diamond

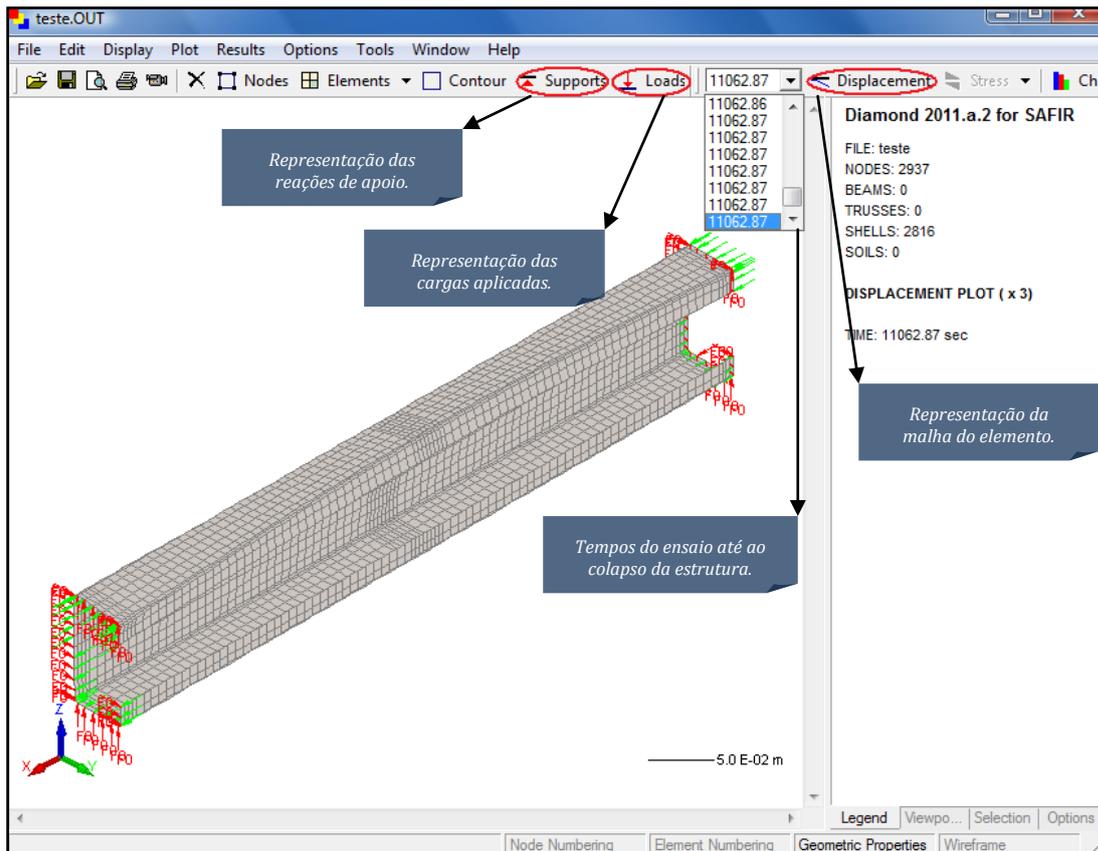


Fig. A.1.13 - Representação do modelo obtido após a análise

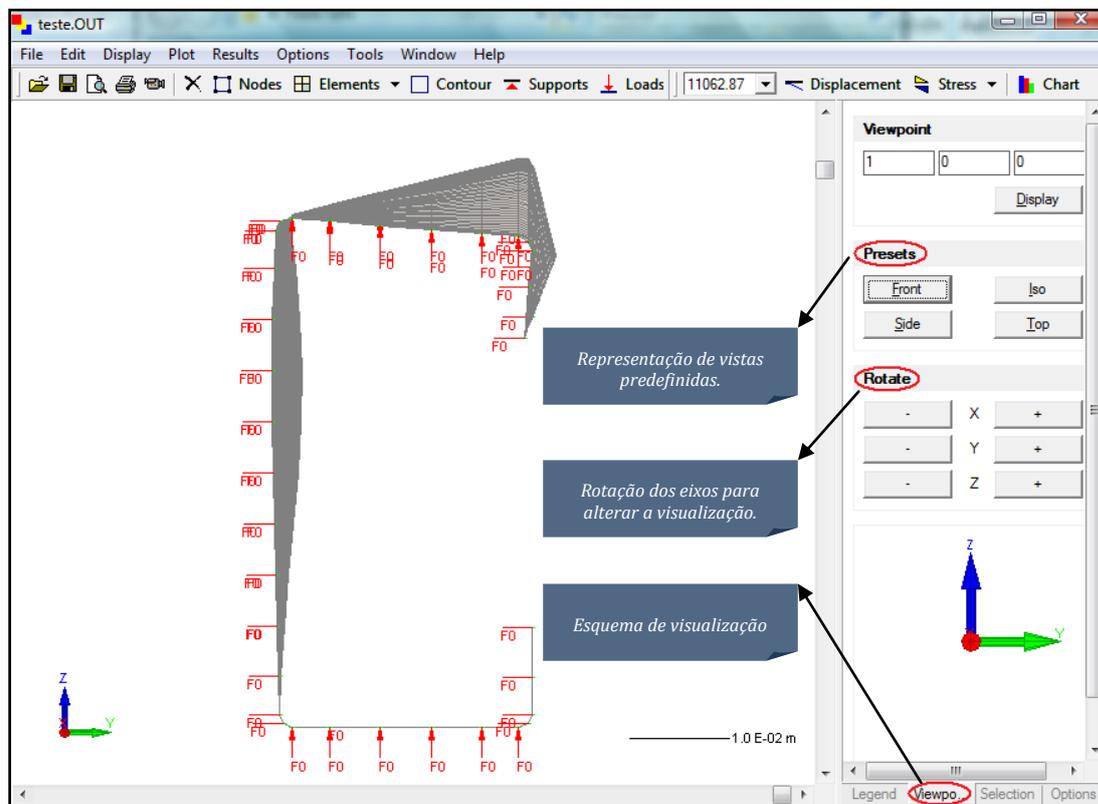


Fig. A.1.14 - Representação do modelo em várias perspetivas

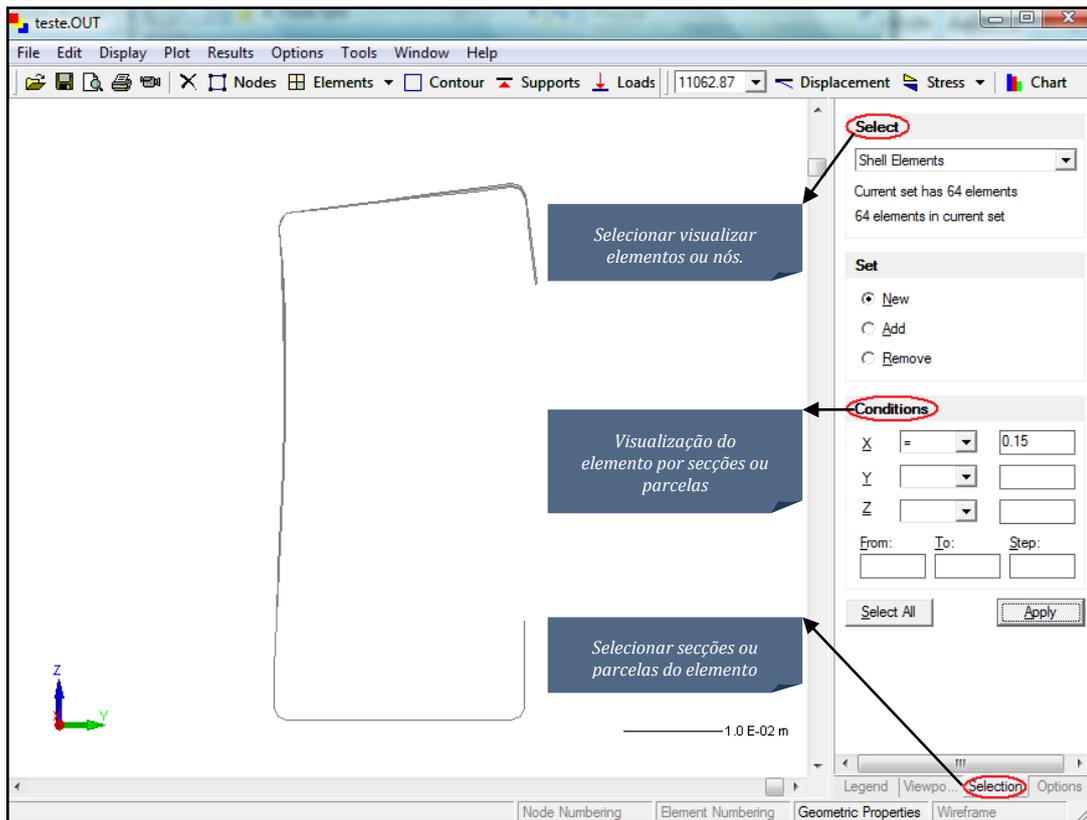


Fig. A.1.15 - Visualização do elemento por secções ou parcelas.

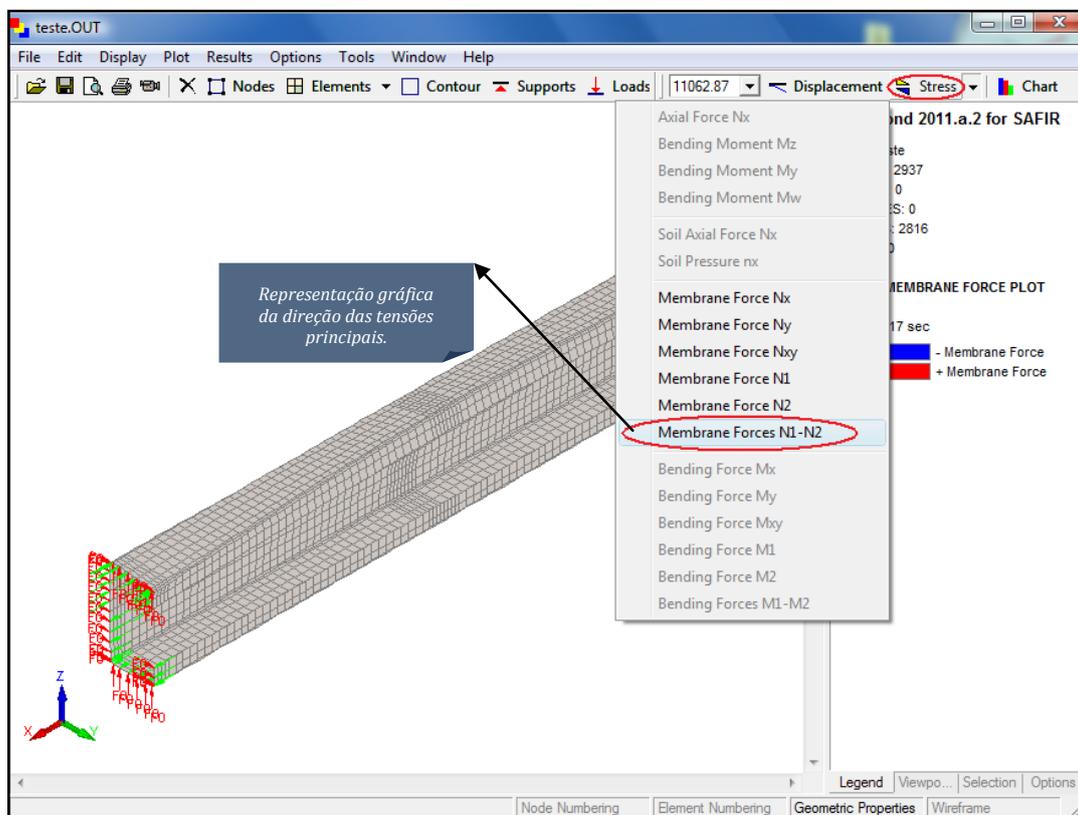


Fig. A.1.16 - Direção das tensões principais no modelo numérico (Parte 1 de 2).

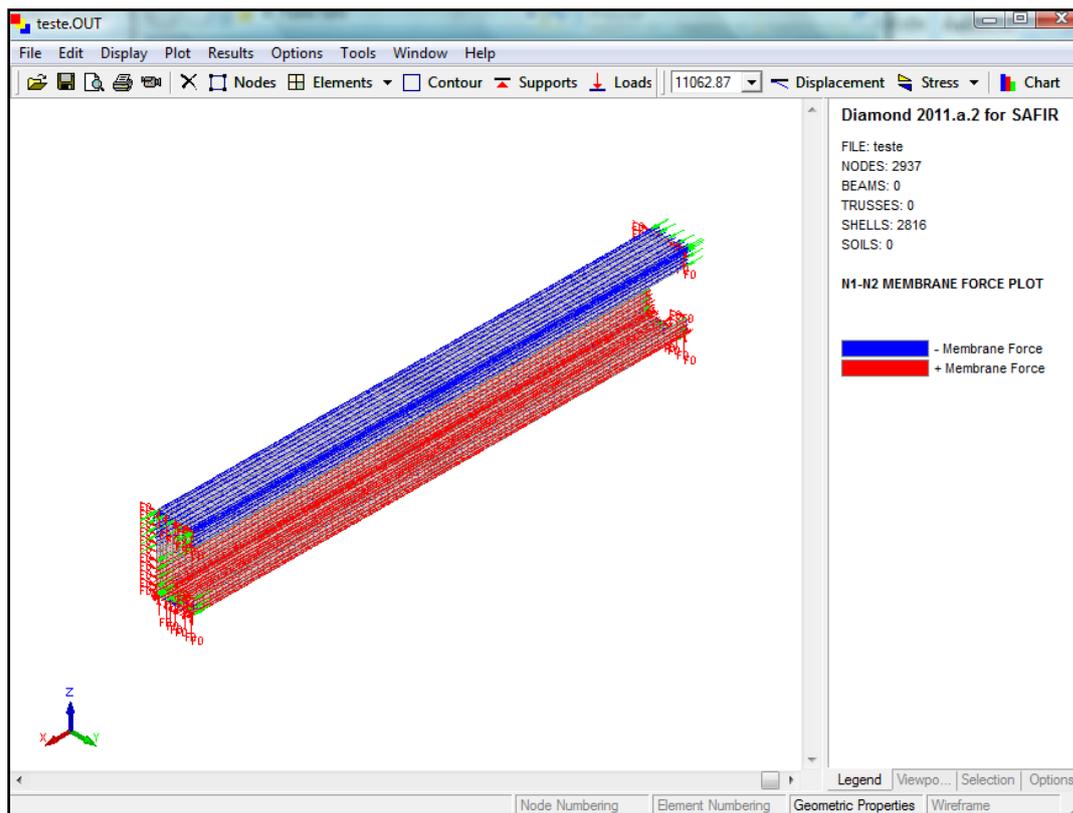


Fig. A.1.17 - Direção das tensões principais no modelo numérico (Parte 2 de 2).

Anexo 2

PROGRAMA CUFSM

A.2 PROGRAMA CUFSM

Serve o presente anexo para explicar sucintamente o modo de utilização do programa CUFSM, aplicado no presente trabalho, estando este organizado como um tutorial com uma sequência de imagens com respetiva legenda.

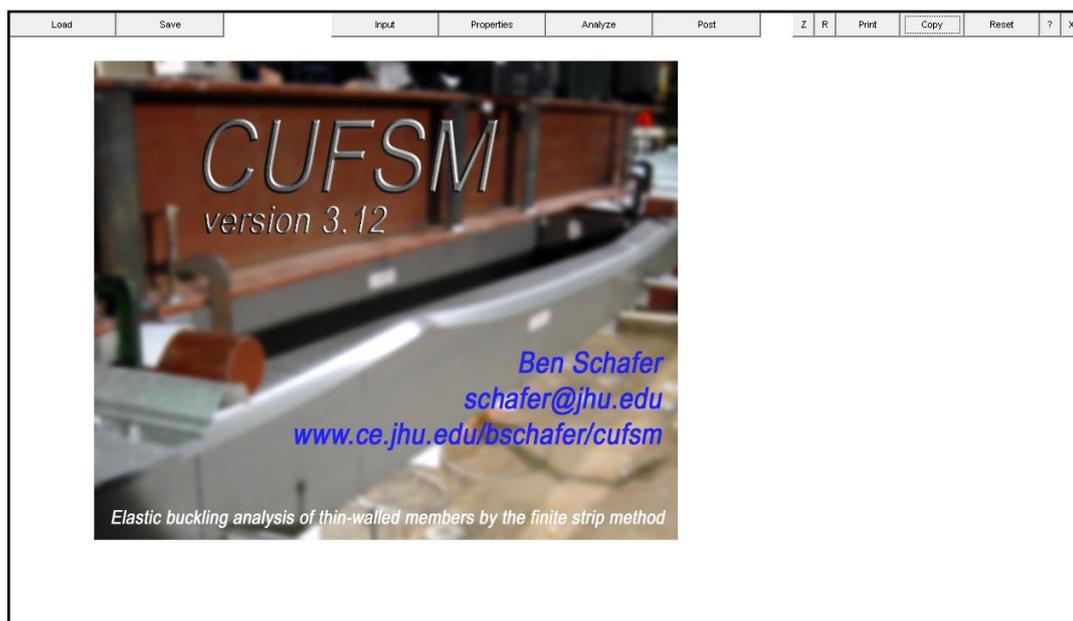


Fig. A.2.1 - Esquema inicial de apresentação do programa

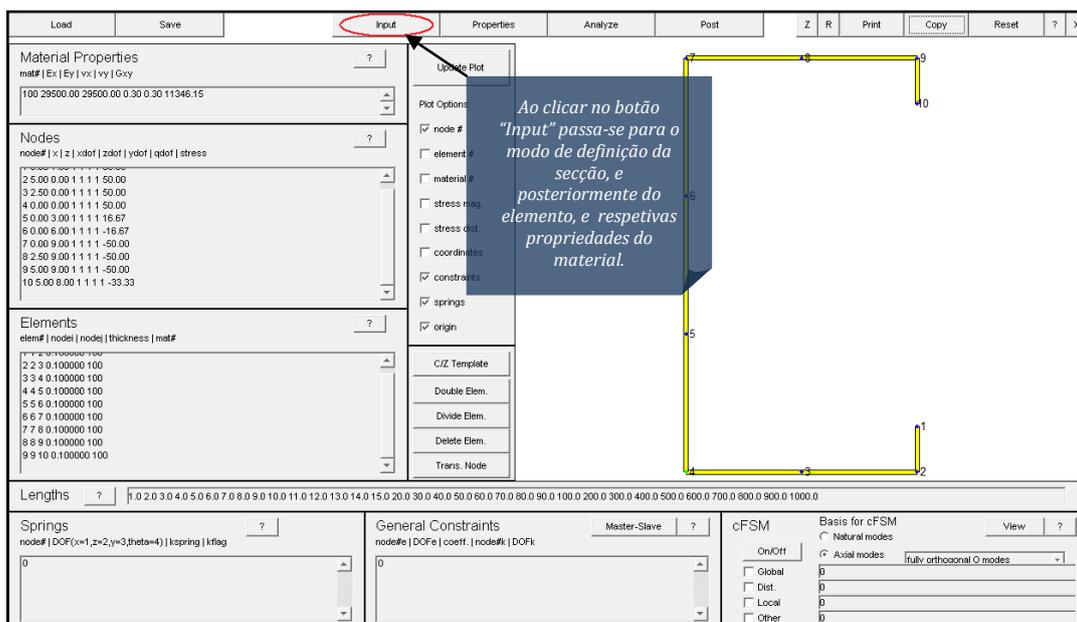


Fig. A.2.2 - "Input" do programa para introdução dos dados iniciais

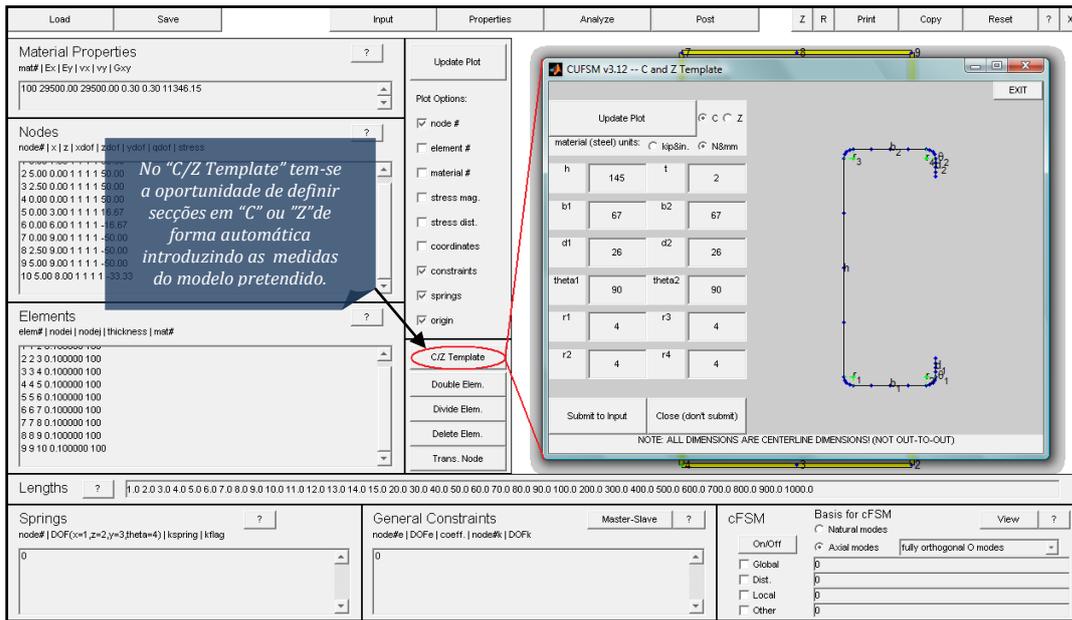


Fig. A.2.3 - Definição das dimensões da secção do modelo

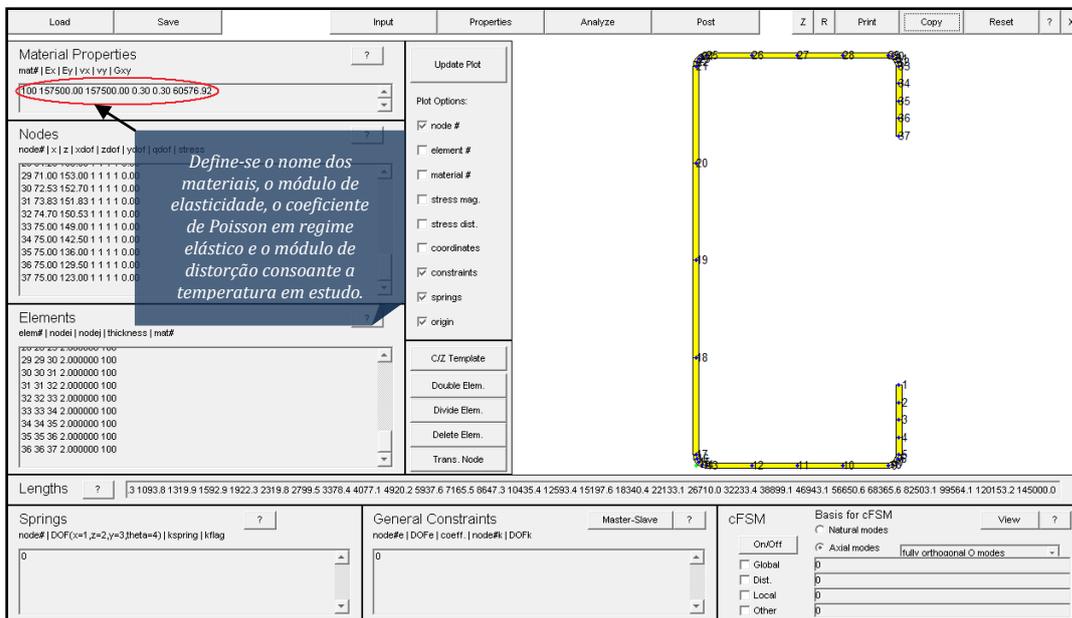


Fig. A.2.4 - Definição dos materiais e respetivas propriedades

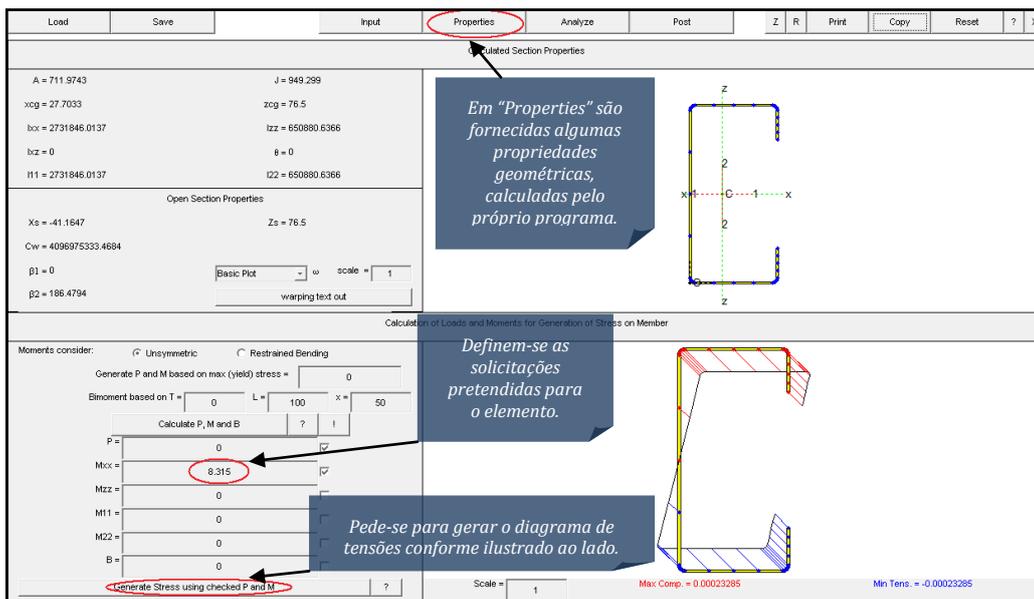


Fig. A.2.5 - Definição das solicitações pretendidas e gerar diagrama de tensões

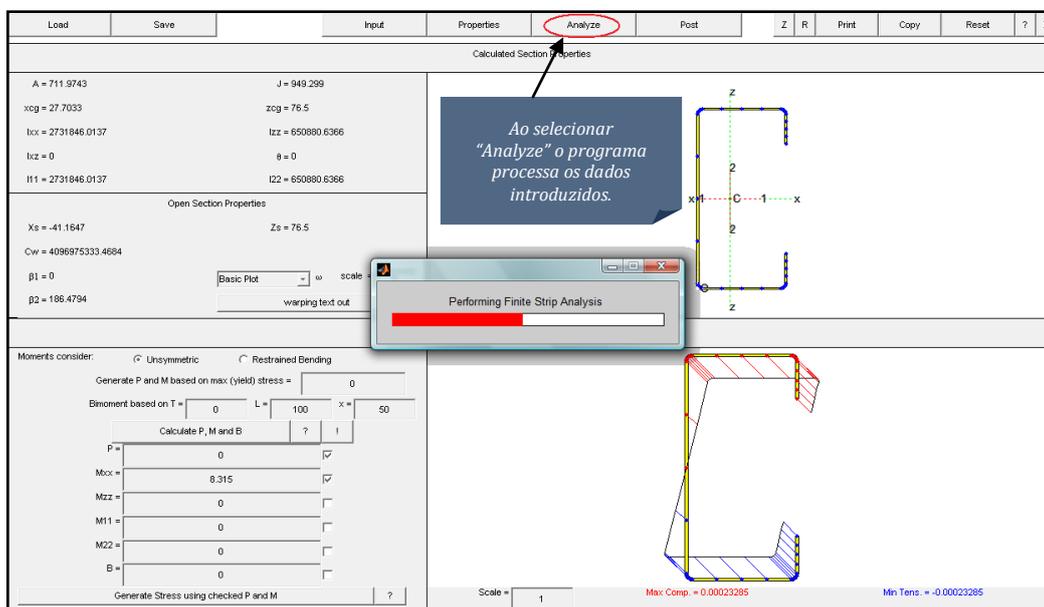


Fig. A.2.6 - Processamento dos dados introduzidos

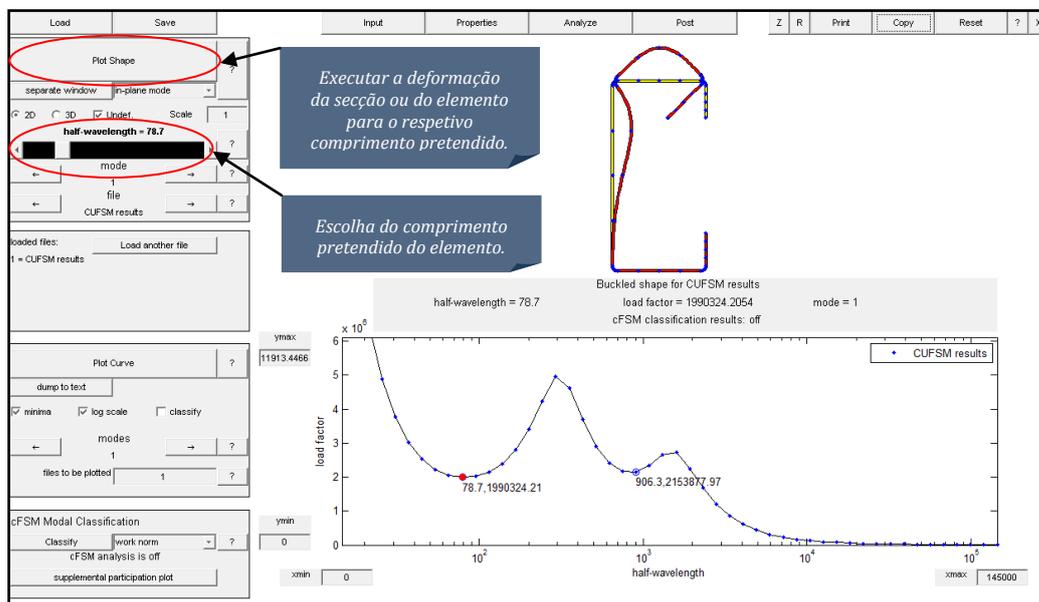


Fig. A.2.7 - Esquema ilustrativo da deformação da secção/elemento

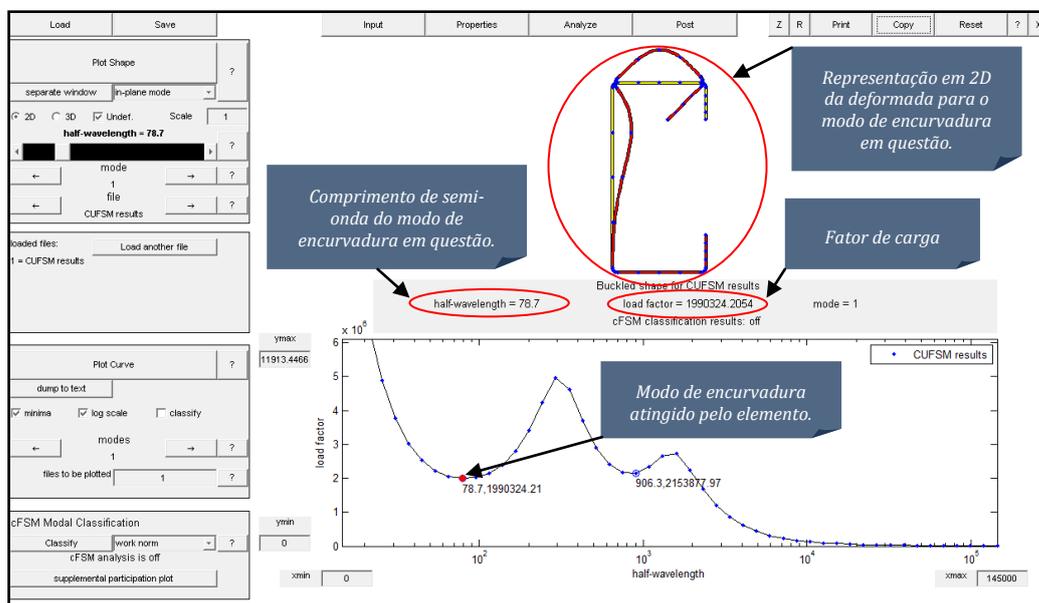


Fig. A.2.8 - Informação recolhida pelo utilizador do programa

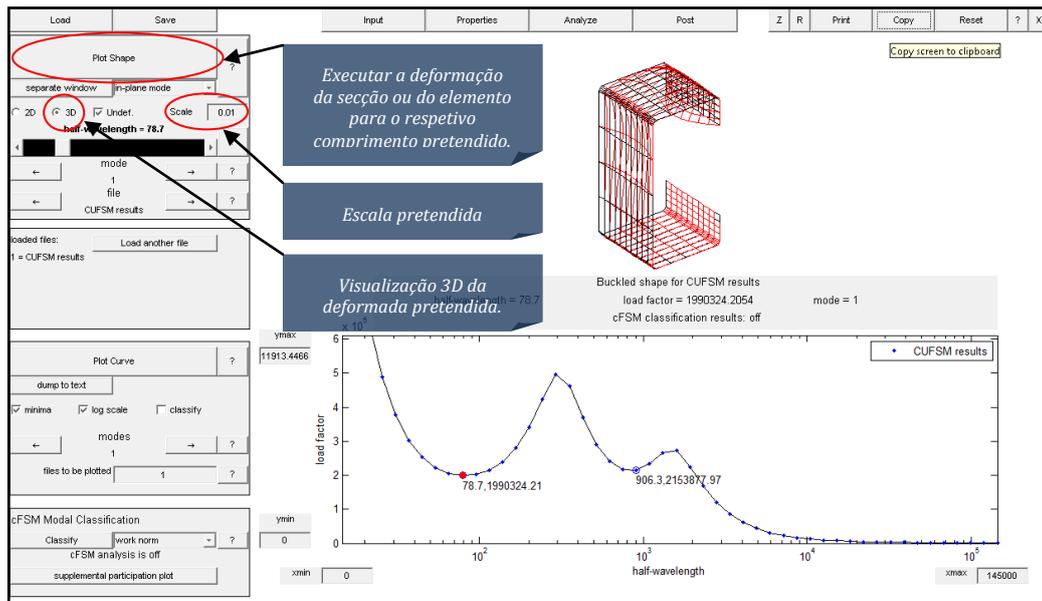


Fig. A.2.9 - Visualização 3D da deformada do elemento

