



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Alexandre da Silva Mota

Resistência ao fogo de colunas de aço enformado a frio com secção em sigma

Fire resistance of cold-formed steel columns with sigma cross-section

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pelo Professor Doutor Luís Miguel dos Santos Láim

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, declina qualquer
responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões
que possam surgir

Coimbra, Dezembro, 2016

AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e Professor Doutor Luís Miguel dos Santos Laím, pela excelente orientação concedida. Pelo encorajamento, por todo o apoio e disponibilidade demonstrada, pela vasta transmissão de conhecimentos no decorrer desta dissertação, pelo seu enorme contributo na minha formação académica.

À Perfisa S.A. (www.perfisa.net), pelo auxílio prestado no aparafusamento das colunas de aço enformado a frio na construção dos modelos de ensaio.

Aos funcionários e amigos do Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas, pelo apoio prestado, pelo companheirismo e pelo bom ambiente de trabalho. O meu muito obrigado ao Eng. Ilídio Santos, Luís Gaspar, Agostinho Roque, Rafael Campos, David Rodrigues, Ruben Lopes e Hélder Craveiro.

Um agradecimento especial ao André Escuteiro, meu colega de dissertação, por toda a ajuda demonstrada ao longo da mesma. Pelo espírito de camaradagem e por garantir sempre um excelente ambiente de trabalho, o meu muito obrigado.

A todos os colegas de faculdade, em particular André Dias, Daniel Paiva, Diogo Sabino, Hélder Fernandes, Manuel Ribeiro e Pedro Graça, pela amizade e por todos os momentos vividos em tertúlia. Pelo companheirismo demonstrado ao longo destes cinco anos, por terem desempenhado um papel importante ao longo do meu percurso académico. A vós, o meu muito obrigado!

À Diana, por me ter acompanhado desde o início, por todo o apoio e carinho, por estar presente nos bons e maus momentos. Por ter tornado o meu percurso académico tanto mais especial. Por me mostrar que as coisas boas vêm com o tempo, mas as melhores vêm de repente!

Por último, um agradecimento muito especial aos meus pais, Manuel Mota e Idalina Silva, pela transmissão de valores e formação pessoal. Por todos os sacrifícios realizados, em particular nestes cinco anos, por me possibilitarem a redação deste documento. A vós dedico esta dissertação.

RESUMO

Ao longo dos últimos anos, tem-se verificado um uso crescente de elementos em aço enformado a frio (AEF) na construção, crescimento esse que impulsionou a criação de normas de dimensionamento específicas para este tipo de elementos. No entanto, ainda não foram estabelecidas normas de dimensionamento ao fogo direcionadas para elementos de AEF, situação em que o aumento de temperatura se faz acompanhar de uma degradação das propriedades mecânicas do aço, comprometendo assim a sua resistência à encurvadura. Apesar disso, a norma EN 1993-1-2 (2005), relativa ao dimensionamento ao fogo de estruturas metálicas em aço laminado a quente, permite a sua aplicação a elementos com secção de Classe 4, na qual se inserem a vasta generalidade das secções enformadas a frio. No entanto, esta aplicação pode conduzir a resultados não conservadores.

Neste contexto, foi levada a cabo uma análise experimental e numérica em colunas de AEF com secção em sigma (Σ) sujeitas a altas temperaturas, com restrição à dilatação térmica. Foi estudada a influência da secção transversal e condições de apoio das colunas no seu comportamento estrutural, avaliando ainda o efeito dos reforços presentes na alma dos perfis na sua resistência ao fogo. A análise numérica foi realizada através do software de elementos finitos *Abaqus*, com o intuito de desenvolver modelos capazes de reproduzir os resultados obtidos experimentalmente.

Os resultados obtidos sugerem que o aumento da rigidez axial das colunas conduza a um colapso prematuro face ao desenvolvimento das forças de restrição, enquanto colunas com menor rigidez axial apresentem maior sensibilidade ao aumento de temperatura e respetiva degradação das propriedades mecânicas. Quando comparado a secções com menos dobras, as colunas em Σ apresentaram um pior comportamento ao fogo, atingindo o colapso para menores temperaturas. A maior suscetibilidade à degradação das propriedades mecânicas nas dobras levou a uma perda significativa da rigidez das colunas, contribuindo assim para a antecipação do seu colapso. Relativamente à modelação numérica, a introdução de imperfeições geométricas, rotulas com rigidez rotacional e de pequenas excentricidades na aplicação do carregamento permitiu a calibração dos modelos, permitindo assim a realização futura de estudos paramétricos.

Palavras-chave: Coluna, Aço enformado a frio, Sigma, Fogo, Encurvadura, Restrição à dilatação térmica, Análise experimental, Modelação numérica.

ABSTRACT

Over the past few years, a growing usage of AEF members has been observed in the construction industry, which led to the establishment of design standards for this type of elements. However, specific design standards in fire situation are not yet established for AEF members. When subjected to high temperatures, AEF elements show a decrease of its mechanical properties, which may lead to a low fire resistance. Even though specific fire design rules have not been established yet, EN 1993-1-2 (2005) allows its application to Class 4 cross-sections, which involves the vast majority of cold-formed members, although the design standard is mainly aimed to hot-rolled steel sections. However, its application to AEF members may not lead to conservative results.

Therefore, an experimental and numerical investigation was performed in cold-formed Σ shaped columns subjected to high temperatures, with restrained thermal elongation. The influence of the cross-section and boundary conditions on the columns was assessed. Additionally, the influence of the web stiffeners in the columns fire behaviour was also studied. Based on the experimental results, numerical models were developed by the finite element software *Abaqus*, in order to obtain models capable of representing the experimental results.

The obtained results suggest that columns with higher axial stiffness have a tendency to fail due to the generated restraining forces, whereas columns with lower axial stiffness show a higher sensitivity to the increase of temperature and its reduction of mechanical properties. When compared to cross-sections with less corners, Σ shaped columns presented a weaker fire resistance, with lower values of critical temperature. The higher sensitivity of corners to the reduction of mechanical properties led to a decrease of the columns' axial stiffness, which led to its premature failure. Regarding the numerical models, the input of geometric imperfections, hinges with rotational stiffness and small eccentricities on the loading led to the calibration of the models, thus allowing future parametric studies.

Keywords: Column, Cold-formed steel, Sigma, Fire, Buckling, Restrained thermal elongation, Experimental analysis, Numerical modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE GERAL	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE QUADROS	viii
SIMBOLOGIA	ix
ABREVIATURAS	xii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações gerais e motivação	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Organização da dissertação.....	3
2 ESTADO DA ARTE	4
2.1 Considerações gerais.....	4
2.2 Aço enformado a frio como elemento estrutural	5
2.2.1 Processo de fabrico	5
2.2.2 Tipos de elemento estrutural	6
2.2.3 Vantagens e desvantagens.....	7
2.2.4 Imperfeições geométricas.....	8
2.2.5 Tensões residuais	9
2.3 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente.....	10
2.3.1 Comportamento estrutural.....	10
2.3.2 Dimensionamento segundo a EN 1993-1-3 (2006).....	13
2.3.3 Estudos realizados no comportamento de colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente.....	16
2.4 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio.....	18
2.4.1 Comportamento estrutural.....	18
2.4.2 Dimensionamento segundo a EN 1993-1-2 (2005).....	19
2.4.3 Influência da temperatura nas propriedades mecânicas do aço.....	21
2.4.4 Estudos realizados no comportamento de colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio.....	23

2.5	Considerações finais	26
3	ANÁLISE EXPERIMENTAL	28
3.1	Introdução	28
3.2	Programa experimental	28
3.3	Provetes de ensaio	29
3.4	Sistema experimental	30
3.5	Instrumentação das colunas	33
3.6	Apresentação e discussão dos resultados	35
3.6.1	Evolução de temperatura	35
3.6.2	Evolução das forças de restrição	38
3.6.3	Deslocamentos laterais e axiais	40
3.6.4	Modos de encurvadura	43
3.7	Considerações finais	46
4	ANÁLISE NUMÉRICA	49
4.1	Introdução	49
4.2	Modelos numéricos	49
4.3	Propriedades mecânicas e térmicas do aço galvanizado S320GD+Z275	50
4.4	Modelação térmica das secções transversais	52
4.4.1	Construção do modelo térmico	52
4.4.2	Calibração do modelo térmico	54
4.5	Modelação estrutural em situação de incêndio	56
4.5.1	Discretização em elementos finitos	56
4.5.2	Condições de fronteira, contactos e carregamento	57
4.5.3	Tipo de análise	59
4.5.4	Calibração dos modelos estruturais	59
4.5.5	Calibração dos modelos relativamente aos modos de encurvadura	63
4.6	Considerações finais	64
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	66
5.1	Conclusões	66
5.2	Desenvolvimentos futuros	68
	BIBLIOGRAFIA	70

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Aplicação de perfis de aço enformado a frio na construção (Pires, 2013).....	4
Figura 2.2 – a) Perfiladora (DSM Makina@, 2014); b) Fases do processo de perfilagem (adaptado de Rhodes, 1991).	5
Figura 2.3 – a) Quinadeira (Futureng@, 2010); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008). 6	
Figura 2.4 – Perfis em AEF: a) Perfil em U; b) Perfil em C; c) Perfil em Z; d) Perfil em Σ ; e) Perfil em Σ com duplo reforço nas extremidades; f) Perfil em Ω ; g), h) e i) Secções compostas (EN 1993-1-3, 2006).	6
Figura 2.5 – Painéis de aço enformado a frio (Yu e LaBoube, 2010).....	7
Figura 2.6 – a) Curva tensão-extensão para secções laminadas a quente; b) Curva tensão-extensão para secções enformadas a frio (adaptado de Yu e LaBoube, 2010).	11
Figura 2.7 – Modos de encurvadura de uma coluna sujeita a compressão. Modos simples: a) Local - L; b) Distorcional - D; c) Global por flexão - F; d) Global por torção - T; e) Global por flexão-torção - FT. Interação entre os vários modos: f) L+D; g) L+F; h) D+F; i) L+FT; j) D+FT (Rondal e Dubina, 2005).	12
Figura 2.8 – a) Distribuição de tensões não linear (situação real); b) Distribuição de tensões uniforme ao longo da largura efetiva (MLE) (Craveiro, 2015).	14
Figura 2.9 – Sistema estrutural para um reforço de extremidade com dobra simples (EN 1993-1-3, 2006).	14
Figura 2.10 – Secção efetiva de um elemento com secção transversal Σ sujeito a compressão axial: a) Secção bruta; b) Secção com larguras idealizadas; c) Secção efetiva.	15
Figura 2.11 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015).	17
Figura 2.12 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço de alma em V (Wang <i>et al</i> , 2016).	18
Figura 2.13 – Fatores de redução da tensão de cedência ($k_{0,2p,\theta}$) e módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) para secções de Classe 4, sujeitas a altas temperaturas (EN 1993-1-2, 2005).	20
Figura 2.14 – Provetes ensaiados à tração (Chen e Young, 2006).	21

Figura 2.15 – Comparação entre os fatores de redução experimentais com os sugeridos pela EN 1993-1-2 (2005): a) Tensão de cedência; b) Módulo de elasticidade (adaptado de Kankanamge e Mahendran, 2011).	22
Figura 2.16 – Secções transversais sujeitas a ensaio: a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro, 2015).	25
Figura 2.17 – Modos de encurvadura observados na coluna de secção composta I com condições de apoio semi-rígidas: a) Modos de encurvadura experimentais; b) Modos de encurvadura obtidos numericamente (Craveiro, 2015).....	26
Figura 3.1 – Dimensões das secções transversais (em mm): a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	30
Figura 3.2 – Sistema experimental de ensaio das colunas de AEF em situação de incêndio.....	32
Figura 3.3 – a) Apoio rotulado; b) Apoio semi-rígido; c) Sistema de bloqueio das colunas no interior dos apoios.....	32
Figura 3.4 – Colocação dos termopares na secção transversal: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	33
Figura 3.5 – Instrumentação dos termopares em diferentes secções (TS) e transdutores de fio (TF) ao longo da altura das colunas (dimensões em mm).....	34
Figura 3.6 – Colocação dos LVDTs: a) Base das colunas; b) Topo das colunas.	34
Figura 3.7 – Curvas de temperatura média no forno.	35
Figura 3.8 – Evolução de temperatura na secção transversal a meia altura das colunas: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	36
Figura 3.9 – Evolução de temperatura ao longo das colunas.	37
Figura 3.10 – Temperatura média nas colunas.....	37
Figura 3.11 – Evolução das forças de restrição axial.	38
Figura 3.12 – Deslocamentos laterais segundo o eixo de menor inércia: a) Σ _SR; b) Σ _PP; c) 2Σ _SR; d) 2Σ _PP	42
Figura 3.13 – Deslocamentos axiais nas colunas.	43
Figura 3.14 – Modos de encurvadura observados para as colunas Σ _SR.	44
Figura 3.15 – Modos de encurvadura observados para as colunas Σ _PP.....	45
Figura 3.16 – Modos de encurvadura observados para as colunas 2Σ _SR.	45

Figura 3.17 – Modos de encurvadura observados para as colunas $2\Sigma_PP$	46
Figura 4.1 – Curvas tensão-extensão do aço S320, em função da temperatura.	50
Figura 4.2 – Propriedades térmicas do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005): a) Condutibilidade térmica; b) Calor específico.	51
Figura 4.3 – Expansão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos experimentais realizados por Chen e Young (2007) e Craveiro <i>et al</i> (2016).....	52
Figura 4.4 – Propriedades térmicas do ar: a) Condutibilidade térmica; b) Calor específico.....	53
Figura 4.5 – Superfícies expostas ao fogo: a) Primeira iteração; b) Solução final.....	54
Figura 4.6 – Evolução e distribuição de temperatura na secção TS 3 para colunas Σ . Comparação entre ensaio experimental e modelação numérica.....	55
Figura 4.7 – Evolução e distribuição de temperatura na secção TS 3 para colunas 2Σ . Comparação entre ensaio experimental e modelação numérica.....	55
Figura 4.8 – Malha de elementos finitos adotada: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	56
Figura 4.9 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ	58
Figura 4.10 – Processo de calibração da coluna de secção 2Σ e condições de apoio rotuladas.	61
Figura 4.11 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos a) Σ_SR ; b) Σ_PP ; c) $2\Sigma_SR$; d) $2\Sigma_PP$	62
Figura 4.12 – Modos de encurvadura para as colunas de secção Σ : a) Σ_SR ; b) Σ_PP	63
Figura 4.13 – Modos de encurvadura para as colunas de secção 2Σ : a) $2\Sigma_SR$; b) $2\Sigma_PP$	64
Figura 5.1 – Novas secções transversais compostas por perfis Σ e U.	69

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Programa experimental para os ensaios em situação de incêndio.	29
Quadro 3.2 – Resultados experimentais.....	40
Quadro 3.3 – Temperaturas críticas obtidas nos ensaios experimentais e por Craveiro (2015).....	48
Quadro 4.1 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.	62

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

A_c	área comprimida de uma placa metálica
$A_{c,eff}$	área efetiva de uma placa comprimida
A_{eff}	área efetiva da secção transversal
A_s	área efetiva do elemento reforçado
$A_{s,red}$	área reduzida da secção efetiva do elemento reforçado
E, E_{20}	módulo de elasticidade à temperatura ambiente de 20°C
E_a	módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a
G	centro geométrico da secção transversal bruta
G'	centro geométrico da secção transversal efetiva
H_1	meia altura da parte não reforçada da alma da secção transversal Σ
H_2	altura do reforço na alma da secção transversal Σ
I	momento de inércia
K	rigidez da mola do reforço de extremidade
L	altura da coluna
$N_{b,fi,t,Rd}$	valor de cálculo da resistência à encurvadura no instante t de um elemento comprimido
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido com uma temperatura uniforme θ_a
N_{cr}	valor crítico do esforço normal para o modo de encurvadura elástica considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
P	força de restrição axial devido à dilatação térmica
P_{max}	força de restrição axial máxima atingida pela coluna
$P_{max,num}$	força de restrição axial máxima atingida na modelação numérica
P_0	carga de serviço aplicada na coluna

Letras minúsculas latinas

b	largura da secção transversal
b_e, b_{eff}	largura efetiva da placa

b_p	largura da placa, sem contabilização das dobras
$b_{p,c}$	largura do reforço de extremidade, sem contabilização das dobras
c	largura do reforço de extremidade
c_{eff}	largura efetiva do reforço de extremidade
d_1	imperfeição local de tipo 1
d_2	imperfeição distorcional do tipo 2
e_n	posição do eixo neutro elástico
f_p	tensão limite de proporcionalidade
f_u	tensão de rotura
$f_y, f_{y,20}$	tensão de cedência à temperatura ambiente de 20°C
$f_{0.5}$	tensão de cedência para uma extensão de 0,5%
$f_{0.2p}$	tensão limite de proporcionalidade para uma extensão de 0,2% à temperatura ambiente
$f_{0.2p,\theta}$	tensão limite de proporcionalidade para uma extensão de 0,2%, à temperatura θ
h	altura da secção transversal
$k_{E,\theta}$	fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t , definido na Secção 3 da EN 1993-1-2 (2005)
$k_{0.2p,\theta}$	fator de redução para a tensão de cedência (limite convencional de proporcionalidade a 0,2%) do aço à temperatura θ_a atingida no instante t , definido no Anexo E da EN 1993-1-2 (2005)
t	espessura da placa tempo de exposição ao fogo
t_{cr}	tempo crítico de exposição ao fogo
t_{pico}	tempo de pico de exposição ao fogo
t_{red}	espessura reduzida
w	largura da placa

Letras maiúsculas gregas

$\Delta l/l$	extensão térmica
Φ	coeficiente para determinação do coeficiente de redução χ

Letras minúsculas gregas

α	fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
γ_{MO}	coeficiente parcial de segurança para a resistência da secção transversal

γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio
ε	extensão
θ	temperatura
θ_a	temperatura no aço
θ_{cr}	temperatura crítica
$\theta_{cr,num}$	temperatura crítica obtida através da modelação numérica
$\theta_{i,j}$	temperatura no termopar da secção i e posição j
θ_{pico}	temperatura de pico
$\overline{\theta}_c$	temperatura média da coluna
$\overline{\theta}_s$	temperatura média da secção
$\overline{\lambda}$	esbelteza normalizada
$\overline{\lambda}_\theta$	esbelteza normalizada à temperatura θ
μ	média ponderada
ρ	fator de redução para cálculo das larguras efetivas
σ	tensão desvio padrão
$\sigma_{com,Ed}$	tensão de compressão resistente da placa
$\sigma_{cr,s}$	tensão crítica elástica de encurvadura
φ_θ	coeficiente para determinação do coeficiente de redução χ_{fi} à temperatura θ
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
χ_d	coeficiente de redução relativo à encurvadura distorcional
χ_{fi}	coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio

ABREVIATURAS

AEF	Aço enformado a frio
CV	Coefficiente de variância
LSF	Construção em Aço Leve (<i>Light Steel Framing</i>)
LVDT	Defletómetro de haste (<i>Linear Variable Displacement Transformer</i>)
MLE	Método da Largura Efetiva
PTFE	Politetrafluoretileno (<i>Teflon</i>)
PP	Condições de apoio rotuladas
SR	Condições de apoio semi-rígidas
TF	Transdutor de fio
TS s	Secção s ao longo da altura da coluna
TS s,p	Termopar da secção s , na posição p

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais e motivação

A indústria da construção tem evoluído no sentido de desenvolver soluções construtivas que, sendo mais económicas e sustentáveis, garantam igual ou melhor desempenho estrutural. Nesse sentido, verificou-se nos últimos anos um uso crescente de elementos de aço enformado a frio (AEF). Estes diferem das secções laminadas a quente essencialmente pelo seu processo de fabrico e pela espessura associada aos perfis, sendo que os elementos em AEF apresentam espessuras mais reduzidas. A sua procura crescente foi motivada pelas vantagens que apresenta quando comparado com outros materiais, como o betão armado, madeira ou mesmo o aço laminado a quente. Comparativamente com os vários materiais disponíveis na indústria, o aço enformado a frio destaca-se pela sua elevada leveza estrutural, que associada à sua capacidade resistente o torna bastante competitivo dentro do setor da construção.

A natureza das secções de AEF permite que do processo construtivo se consigam obter as mais diversas secções transversais, sendo possível obter perfis de secção aberta (C, Z, Ω , Σ , entre outros) ou fechada (secções tubulares). Apesar de apresentar diversas vantagens relativamente a outros materiais, a geometria dos elementos em AEF leva a que estes sejam suscetíveis de sofrer fenómenos de encurvadura quando comprimidos, devido à reduzida espessura dos perfis relativamente ao comprimento dos mesmos. Associado à reduzida espessura das secções, a não coincidência dos centros geométricos e de corte da secção conduz ainda a uma baixa rigidez torsional nos elementos. De modo a melhorar a resistência à encurvadura deste tipo de elementos, podem ser introduzidas dobras adicionais na secção transversal dos perfis, geralmente denominadas de reforços, sendo que nessas zonas se observa um aumento da tensão de cedência do aço. Para além de permitirem uma maior estabilidade dos elementos comprimidos, garantem ainda uma maior capacidade portante, com um acréscimo mínimo de material na secção.

As condicionantes estruturais deste tipo de elementos impulsionaram o estabelecimento de normas de dimensionamento à temperatura ambiente, sendo a EN 1993-1-3 (2006) a norma que vigora atualmente na Europa. Nesta norma, os fenómenos de encurvadura são tidos em consideração, sendo dispostas verificações específicas para os mesmos. No entanto, ainda não foram estabelecidas normas de dimensionamento específicas em situação de incêndio para este tipo de elementos, situação em que os fenómenos de encurvadura se tornam mais penalizantes. O contacto com temperaturas elevadas faz-se acompanhar de uma degradação das propriedades mecânicas do aço, conduzindo à redução da sua tensão de cedência e módulo de elasticidade,

podendo levar a um colapso prematuro dos elementos. A norma que atualmente vigora para dimensionamento de elementos de aço em situação de incêndio é a EN 1993-1-2 (2005), sendo esta orientada para elementos de aço laminado a quente. A norma sugere a aplicação de fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço, de modo a contabilizar a sua degradação com o aumento de temperatura. Ao invés desta metodologia, a norma permite ainda uma verificação da segurança dos elementos em função da sua temperatura crítica, temperatura essa à qual o elemento deixa de suportar o carregamento solicitado, com a norma a sugerir um valor de 350°C. Apesar de a norma ser dirigida a secções laminadas a quente, esta permite a sua aplicação a secções transversais de Classe 4, na qual se insere a grande generalidade das secções enformadas a frio. Vários autores conduziram estudos relativamente à aplicabilidade dessa metodologia, verificando que a mesma poderá levar a resultados não conservadores, sendo portanto uma metodologia pouco otimizada e fiável (Kankanamge e Mahendran, 2011).

O uso de colunas com secção em Σ apresenta, do ponto de vista estrutural, diversas vantagens quando comparado a secções mais correntes, por exemplo perfis em C e U. Estes diferem dos perfis em C pela adição de reforços na alma da secção transversal, o que permite uma maior capacidade resistente em relação à encurvadura local, face ao aumento da tensão crítica de encurvadura na alma dos perfis. A introdução destes reforços leva ainda a uma redução da distância entre os centros geométrico e de corte, promovendo uma maior rigidez torsional, quando comparado a uma secção em C. Apesar de, a temperatura ambiente, a adição de reforços conduzir a uma maior resistência à encurvadura, o aumento de temperatura na secção leva a uma redução significativa da rigidez dos reforços, que não sendo suficientemente alta, poderá levar ao colapso do elemento. Embora já comecem a surgir alguns estudos que abordem a influência da adição de reforços na alma de colunas de AEF, em situação de incêndio estes são praticamente inexistentes, sendo esta uma área que requer uma maior investigação. É neste contexto que é apresentada a presente dissertação de mestrado.

1.2 Objetivos da dissertação

No âmbito desta dissertação, foi desenvolvido um estudo experimental e numérico em colunas de aço enformado a frio com secção transversal em sigma Σ , sujeitas a altas temperaturas e com restrição à dilatação térmica. A investigação realizada estava inserida no projeto de investigação PTDC ECM/116859/2010, financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia.

Relativamente ao estudo experimental, foram sujeitas a ensaio colunas com secção simples Σ e composta 2Σ (dois perfis Σ aparafusados), para condições de apoio semi-rígidas e rotuladas. Os ensaios foram conduzidos para altas temperaturas e com restrição à dilatação térmica, de modo a simular as condições de fronteira deste elemento estrutural quando inserido num edifício. O

principal objetivo deste estudo foi avaliar a influência da secção transversal e condições de apoio das colunas no comportamento estrutural deste tipo de elementos. Para tal, foi feita a monitorização da evolução de temperatura nas colunas, registo das forças de restrição geradas face à restrição à dilatação térmica, e ainda a recolha dos deslocamentos laterais e axiais. Adicionalmente, pretendeu-se ainda averiguar a influência dos reforços na alma dos perfis no comportamento ao fogo das colunas, comparativamente a secções mais comuns, como secções simples C e compostas I (dois perfis C aparafusados).

Com base no estudo experimental, foi ainda levada a cabo uma modelação numérica, através do *software* de elementos finitos *Abaqus* (Dassault Systèmes, 2014), com o objetivo de obter modelos capazes de reproduzir os resultados experimentais. A modelação numérica compreendeu a construção de modelos térmicos e estruturais, que depois de calibrados resultaram em modelos capazes de prever o comportamento estrutural das colunas em situação de incêndio. A construção e calibração destes modelos permite assim a realização futura de estudos paramétricos, a partir dos quais podem ser desenvolvidas novas metodologias de dimensionamento e/ou revisão das normas atualmente em vigor.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos distintos. No Capítulo 1 são apresentadas algumas considerações gerais acerca do aço enformado a frio, de modo a contextualizar a motivação e objetivos da dissertação. No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica relativa à temática dos elementos de AEF, onde se começam por apresentar algumas considerações gerais acerca do material. De seguida, é feita uma exposição mais centrada no uso de AEF em colunas, fazendo a caracterização do seu comportamento estrutural a temperatura ambiente e em situação de incêndio. Esta caracterização é depois suportada pela apresentação de estudos realizados por diversos autores, sendo ainda feita referência às normas de dimensionamento em vigor. No Capítulo 3 é apresentada, de forma detalhada, a análise experimental realizada no âmbito desta dissertação, com a descrição de todo o processo, desde a montagem dos provetes à discussão dos resultados obtidos. No Capítulo 4 é apresentado o estudo numérico realizado, baseado nos resultados da análise experimental. Neste capítulo foi abordada a construção dos modelos numéricos e todo o processo de calibração. Por último, no Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido, sendo ainda propostos alguns trabalhos futuros no âmbito da temática.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Considerações gerais

O aço estrutural encontra-se disponível em três grupos distintos. São eles as secções laminadas a quente, perfis resultantes da soldadura de placas e ainda as secções enformadas a frio. Para situações mais exigentes a nível resistente, é comum a aplicação de perfis de aço laminado a quente e/ou perfis resultantes da soldadura de placas. Em estruturas menos solicitadas, uma solução comum e viável é a aplicação de perfis de aço enformado a frio.

Os perfis de aço enformado a frio têm ganho relevância ao longo dos últimos anos pelas boas propriedades mecânicas que apresentam. Os perfis em AEF têm aplicação prática em várias vertentes da sociedade e não apenas na construção. São usados, por exemplo, na indústria automóvel, aeronáutica, ferroviária, em instalações de drenagem e na construção de torres de distribuição de electricidade. Dentro do setor da construção, são usados maioritariamente como elementos secundários em estruturas, por exemplo vigas de apoio de pavimentos e montantes na assemblagem de paredes (Figura 2.1 a)). Também são usados com frequência como madres em coberturas e fachadas de pavilhões industriais (Ferrer, 2014). Enquanto elementos secundários, os perfis de AEF podem trabalhar em conjunto com outros materiais, como secções laminadas a quente ou alvenarias. Podem, no entanto, também ser aplicados como elementos principais em edifícios de baixa/média altura (Scharff, 1996), sendo este método designado por construção em LSF (“*Light Steel Framing*” – Construção em Aço Leve). Outros domínios relevantes no âmbito da aplicação de elementos de AEF são a reabilitação estrutural (Figura 2.1 b)) e ampliação de edifícios.



Figura 2.1 – Aplicação de perfis de aço enformado a frio na construção (Pires, 2013).

2.2 Aço enformado a frio como elemento estrutural

2.2.1 Processo de fabrico

Ao contrário dos perfis metálicos laminados a quente, os perfis de aço enformado a frio são concebidos à temperatura ambiente. Atualmente, os dois processos de fabrico mais comuns são a perfilagem e a quinagem.

A perfilagem (*cold-roll forming*) é o processo mais recorrente no fabrico de elementos de aço enformado a frio. Neste processo, a chapa metálica é inserida numa perfiladora (Figura 2.2 a)), a qual confere a forma desejada à secção transversal do perfil. As chapas metálicas são disponibilizadas na forma de rolo, promovendo uma fácil alimentação da perfiladora. A perfiladora é constituída por um conjunto de rolos compressores distribuídos ao longo do seu comprimento, os quais aplicam dobras sucessivas na chapa metálica, até se obter a secção pretendida (Figura 2.2 b)). Este processo permite o fabrico de uma grande variedade de secções, sendo que para perfis mais complexos serão necessários mais rolos compressores.

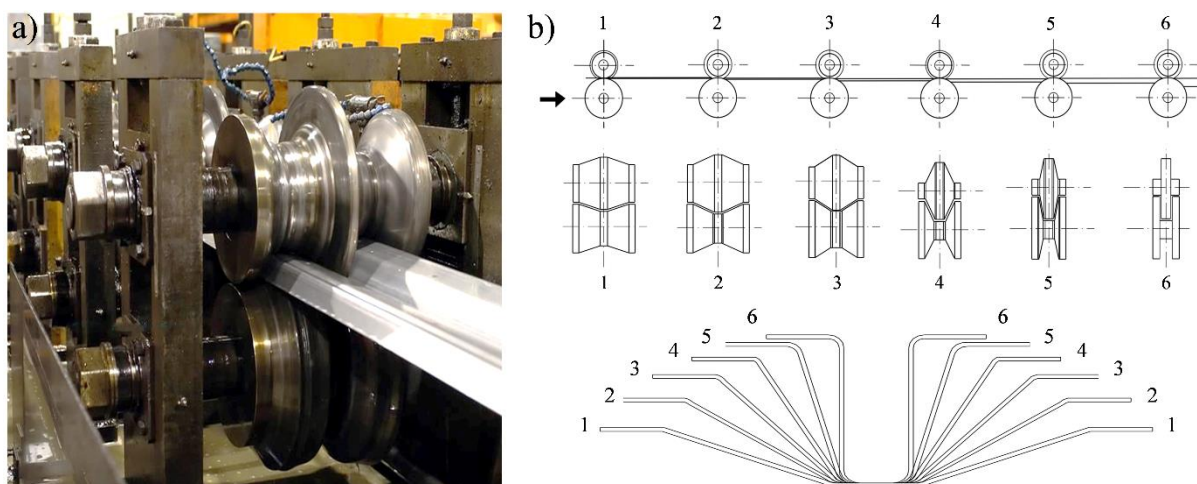


Figura 2.2 – a) Perfiladora (DSM Makina@, 2014); b) Fases do processo de perfilagem (adaptado de Rhodes, 1991).

Alternativamente à perfilagem, os perfis de AEF podem também ser produzidos por quinagem (*brake pressing*). É um processo mais vantajoso quando se pretende o fabrico de baixas quantidades de material, situação em que pode não se justificar a compra de uma perfiladora. Os perfis ganham forma através de uma quinadeira (Figura 2.3 a)), a qual pressiona a chapa metálica em moldes com a secção transversal pretendida (Figura 2.3 b)). Os perfis resultantes apresentam menor comprimento e secções mais simples, devido às limitações impostas pela dimensão da quinadeira.

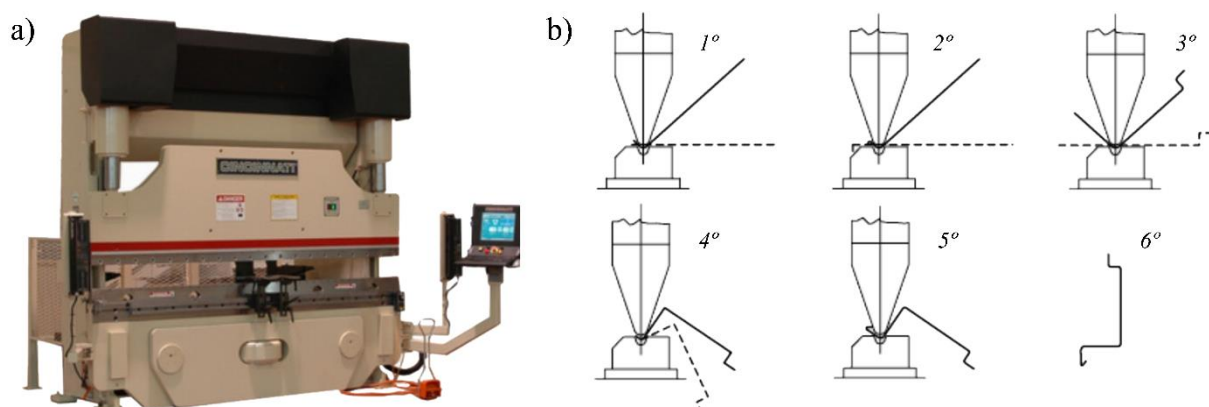


Figura 2.3 – a) Quinadeira (Futureng@, 2010); b) Fases do processo de quinagem (Veríssimo, 2008).

2.2.2 Tipos de elemento estrutural

Os elementos estruturais de AEF são essencialmente de dois grupos distintos: os perfis e os painéis. Estes elementos são fabricados a partir de rolos de chapa metálica galvanizada, que é processada até se obter a secção pretendida. No processo de galvanização é aplicada uma camada de zinco no aço, criando assim uma barreira que impede a sua corrosão, promovendo uma maior durabilidade do material.

Os perfis de AEF (Figura 2.4) são peças lineares, com espessura compreendida entre os 1,2 e 6,4 mm. Do processo de fabrico é possível obter uma vasta gama de secções para os perfis, havendo a possibilidade de estes serem de secção aberta ou secção fechada (tubulares). No caso de secções abertas, são comuns os perfis em U, C, Z, Ω e Σ , podendo estes ainda ter reforços ao longo da secção. Também são comuns as secções compostas por dois ou mais perfis, solução aplicável em situações de maior solicitação estrutural e que permite o vencimento de maiores vãos e maiores capacidades resistentes (Craveiro, 2015).

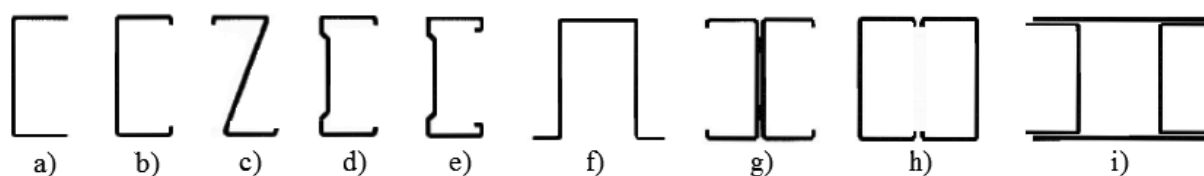


Figura 2.4 – Perfis em AEF: a) Perfil em U; b) Perfil em C; c) Perfil em Z; d) Perfil em Σ ; e) Perfil em Σ com duplo reforço nas extremidades; f) Perfil em Ω ; g, h) e i) Secções compostas (EN 1993-1-3, 2006).

Os painéis (Figura 2.5), também designados por chapas perfiladas, são peças laminares com espessuras compreendidas entre os 0,5 e 1,9 mm. São geralmente usados em lajes mistas de

aço-betão, em paredes, pavimentos e coberturas. O recurso a painéis em lajes mistas apresenta diversas vantagens, destacando-se o facto de o próprio painel desempenhar o papel de cofragem (perdida) e armadura de tração (Pinho, 2010).

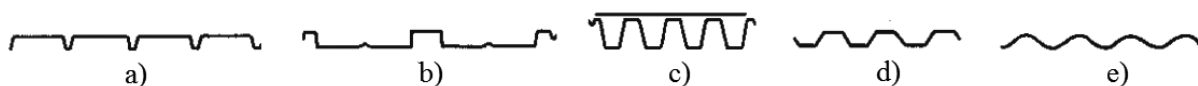


Figura 2.5 – Painéis de aço enformado a frio (Yu e LaBoube, 2010).

2.2.3 Vantagens e desvantagens

A natureza dos elementos de AEF leva a que estes apresentem diversas vantagens quando comparado com outros materiais correntes, por exemplo betão armado, madeira, alvenarias ou mesmo elementos em aço laminado a quente (Yu e LaBoube, 2010; Silvestre *et al*, 2013; Simões, 2014; Rodrigues *et al*, 2014). Os elementos de AEF destacam-se pela sua leveza estrutural, permitindo um fácil manuseio e instalação em obra, conduzindo assim à redução dos prazos de execução. Através do processo de fabrico dos perfis, é possível obter uma vasta variedade de secções transversais, sendo que o processo de fabrico permite ainda uma produção em grande escala e de forma sistematizada. A grande vantagem dos perfis em AEF diz respeito à sua excelente relação entre resistência e peso do elemento, o que tem promovido o seu interesse crescente na indústria. Este tipo de elemento destaca-se ainda a nível de sustentabilidade. Um exemplo disso diz respeito ao uso deste tipo de elementos na construção em LSF, que em combinação com placas de OSB e isolamentos térmicos garantem aos edifícios um bom desempenho térmico e acústico. A redução de peso neste tipo de estruturas garante ainda um bom comportamento sísmico.

Apesar de apresentarem muitas vantagens comparativamente com outros materiais, os elementos em AEF revelam também algumas fragilidades. O processo de fabrico a que são sujeitos faz-se acompanhar do aparecimento de imperfeições geométricas e tensões residuais, verificando-se ainda uma perda da ductilidade do aço. Este último aspeto, em particular, leva a que este tipo de elemento não deva ser considerado em situações de projeto em que a fadiga seja predominante. A geometria das secções leva ainda a que estas apresentem uma baixa rigidez torsional, face à não coincidência dos centros geométrico e de corte. As secções enformadas a frio apresentam espessuras mais reduzidas que as praticadas em aços laminados a quente, promovendo o aparecimento de fenómenos de encurvadura, impedindo a plastificação total da secção transversal. A altas temperaturas, a elevada condutibilidade térmica do aço, associada à reduzida espessura das secções, conduz a um rápido aumento de temperatura. Este aumento de temperatura faz-se acompanhar de uma rápida degradação das propriedades mecânicas do aço, levando a um baixo desempenho em situação de incêndio.

2.2.4 Imperfeições geométricas

À semelhança dos perfis laminados a quente, os perfis em AEF também se caracterizam por apresentarem imperfeições geométricas, levando a que os elementos não tenham linearidade perfeita. A presença de imperfeições geométricas afeta diretamente o comportamento estrutural dos elementos de aço enformado a frio, influenciando os modos de encurvadura observados e levando a uma redução da capacidade resistente das secções (Rasmussen e Hancock, 1988; Schafer e Peköz, 1998). A presença de imperfeições geométricas tem várias causas possíveis, como o seu processo de fabrico, transporte, armazenamento e modo de aplicação em obra (Garifullin e Nackenhorst, 2015). As imperfeições geométricas podem ser classificadas em dois grupos, as imperfeições globais e as imperfeições seccionais. As imperfeições globais manifestam-se através de curvaturas, empenamentos e torções ao longo dos perfis, levando a uma perda da sua linearidade. As imperfeições seccionais levam a que a secção transversal não seja perfeita, podendo distinguir-se em imperfeições locais e distorcionais. As imperfeições locais dizem respeito ao aparecimento de mossas e ondulações regulares ao longo das placas do elemento, enquanto as distorcionais conduzem à translação de uma das extremidades da placa relativamente à outra (Schafer e Peköz, 1998; Gendy e Hanna, 2015).

Schafer e Peköz (1998) realizaram um estudo estatístico de modo a avaliar a influência das imperfeições geométricas no comportamento de elementos em aço enformado a frio com secção aberta em C. Os dados adquiridos pelos autores foram agrupados em dois tipos, sendo o primeiro relativo a deformações locais (encurvadura local) na alma dos elementos e o segundo relativo à distorção (encurvadura distorcional) observada nos banzos. Para determinadas relações de largura/espessura, os autores propuseram algumas expressões que permitem um cálculo aproximado das imperfeições geométricas (válidas apenas para elementos com espessura inferior a 3 mm). Para imperfeições do tipo 1, admitiu-se que esta poderia ser determinada através de $d_1 \approx 0,006w$ ou $d_1 \approx 6te^{-2t}$, em que w é a largura da placa e t a respetiva espessura. Para as imperfeições do tipo 2, determinou-se que a máxima distorção dos banzos teria de ser da ordem de grandeza da espessura da placa, sendo $d_2 \approx t$. As equações propostas são validas em situações em que w/t é inferior a 100, no caso das imperfeições do tipo 1, e em que w/t é inferior a 200, para as imperfeições do tipo 2.

Feng *et al* (2004) realizaram uma análise de sensibilidade em colunas de aço enformado a frio sujeitas a altas temperaturas, de modo a aferir a influência das imperfeições geométricas na sua resistência. Para tal, foi feita uma análise numérica e paramétrica no software de elementos finitos *Abaqus*. Os autores concluíram que a consideração das imperfeições geométricas em colunas tem grande influência na sua capacidade resistente quando submetidas a altas temperaturas, sendo que se verificou que quanto maior a magnitude das imperfeições iniciais, menor foi a resistência das colunas. Os autores verificaram ainda que para colunas curtas as

imperfeições locais têm maior influência no seu comportamento estrutural. Para colunas mais esbeltas, as imperfeições globais revelaram-se mais importantes, podendo nesse caso ser desprezadas as imperfeições locais. Para imperfeições locais, os autores sugerem o valor de $h/200$, onde h é a altura da secção transversal, enquanto para as globais se sugere $L/1000$ a $L/500$, sendo L o comprimento da coluna.

Relativamente a elementos com dobras adicionais na secção, não existem à data um grande número de estudos de sensibilidade com o intuito de aferir a influência das imperfeições no seu comportamento estrutural. Gendy e Hanna (2015) apresentaram o seu contributo científico em relação a esta temática, levando a cabo uma análise paramétrica em elementos de secção Σ , fazendo variar a esbelteza dos elementos e magnitude das imperfeições. À semelhança de Feng *et al* (2004), Gendy e Hanna (2015) também verificaram que, para esbeltezas elevadas, as imperfeições seccionais podiam ser desprezadas nos modelos, dado a sua baixa influência na capacidade resistente. Nestas condições, os autores sugerem uma imperfeição global inicial de $L/1000$, aumentando até um máximo de $L/500$. Para esbeltezas inferiores, os autores sugerem uma imperfeição seccional (distorcional) máxima de $2t$, sendo este um valor já bastante elevado. Ranawaka e Mahendran (2010) levaram a cabo modelações numéricas com o intuito de estudar a influência das imperfeições distorcionais na capacidade resistente dos elementos, a temperatura ambiente e para altas temperaturas. A considerações de uma imperfeição de $2t$ conduziu à redução da carga de encurvadura em 20 e 30%, respetivamente a temperatura ambiente e em situação de incêndio.

2.2.5 Tensões residuais

Como resultado do processo de fabrico, surgem nas secções enformadas a frio tensões residuais ao longo da sua espessura. Dada a dificuldade em quantificar estas tensões, estas podem ser consideradas como sendo a soma de dois tipos, as tensões de membrana e tensões de flexão. As primeiras caracterizam-se por serem uniformes ao longo da espessura de um elemento, enquanto as segundas apresentam uma variação não linear ao longo da mesma (Moen *et al*, 2008). Para secções laminadas a quente é usual considerar uma distribuição uniforme de tensões ao longo da sua espessura (tensões de membrana), ocorrendo o oposto em secções enformadas a frio (tensões de flexão).

Schafer e Peköz (1998) foram dos primeiros a realizar estudos relativos à caracterização de tensões residuais em secções enformadas a frio. Nos seus modelos, os autores verificaram que as tensões de membrana são geralmente inferiores às de flexão, admitindo ainda uma distribuição linear das tensões de flexão ao longo da espessura dos elementos. Desde então, alguns autores vieram refutar esta ideia, evidenciando uma distribuição não linear de tensão ao longo da espessura das secções (Quach *et al*, 2004, 2006; Moen *et al*, 2008).

Quach *et al* (2004, 2006) realizaram estudos numéricos com base no software de elementos finitos *Abaqus*, de modo a prever a distribuição de tensões residuais ao longo de uma secção em função do processo de fabrico (perfilagem e quinagem). Os autores começaram por observar, relativamente às tensões de flexão, uma distribuição não linear ao longo da espessura, indo de encontro aos modelos de Schafer e Peköz (1998). Do processo de quinagem, foi possível observar que os cantos da secção ficam sujeitos a maiores tensões residuais, ocorrendo o contrário no caso da perfilagem, com maiores tensões residuais ao longo das placas.

Os cantos das secções são zonas muito suscetíveis acumularem tensões residuais, tratando-se de uma zona que merece especial atenção. Anis *et al* (2012) realizaram um estudo numérico e paramétrico de modo a avaliar a magnitude das tensões residuais nos cantos de secções enformadas a frio. Os parâmetros em estudo foram a espessura da chapa, o raio de curvatura dos cantos e ainda o ângulo de dobragem. Os autores observaram maiores tensões residuais para secções com menores raios de curvatura e ângulos de dobragem e para chapas de maiores espessuras. De outros estudos numéricos (Moen *et al*, 2008), também se verificou uma grande influência da classe do aço na magnitude das tensões residuais, sendo estas tanto maiores quando menor a classe do aço.

Em situação de incêndio, as tensões residuais tendem a diminuir em função da temperatura, tornando-se pouco significativas na resposta estrutural dos elementos. Alguns autores (Vila Real *et al*, 2004; Ranawaka e Mahendran, 2010) levaram a cabo modelações numéricas, nas quais inseriram tensões residuais. Dos resultados obtidos, os autores verificaram uma reduzida influência das tensões residuais na capacidade resistente dos elementos, sendo que a não consideração das mesmas conduziu a erros inferiores a 1%.

2.3 Colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente

2.3.1 Comportamento estrutural

Como já referido, as secções em aço podem ser obtidas através de laminagem a quente, soldadura de placas ou enformagem a frio. O processo de fabrico do aço tem influência no comportamento estrutural dos elementos, sendo por isso importante a definição das respetivas curvas de tensão-extensão. Para os laminados a quente (Figura 2.6 a)), a cedência do material é atingida para um patamar de cedência bem definido, no qual se verificam grandes deslocamentos sem acréscimo de carga. Os elementos em aço enformado a frio apresentam uma curva de tensão-extensão diferente (Figura 2.6 b)) da referida anteriormente. Para este caso, observa-se uma cedência gradual do material, ao invés do aço laminado a quente, no qual se verifica um patamar de cedência bem definido. Tendo em conta a cedência gradual observada nas secções enformadas a frio, foi necessário estabelecer um intervalo de valores onde se possa

admitir a cedência do material. Como tal, considera-se que o aço se encontra em cedência para uma extensão residual de 0,2% ou total de 0,5%. Para a extensão residual de 0,2%, a tensão de cedência é obtida traçando uma reta paralela ao declive inicial da curva tensão-extensão. Para ambos os métodos, é possível obter tensões de cedência bastante semelhantes (Yu e LaBoube, 2010).

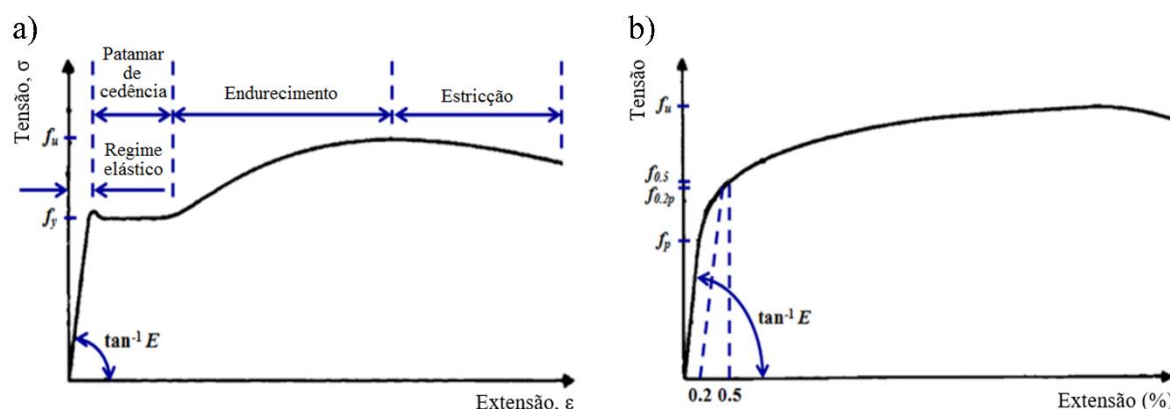


Figura 2.6 – a) Curva tensão-extensão para secções laminadas a quente; b) Curva tensão-extensão para secções enformadas a frio (adaptado de Yu e LaBoube, 2010).

O processo de fabrico a que são sujeitos os elementos de aço enformado a frio também tem impacto nas suas propriedades mecânicas, influenciando deste modo o seu comportamento estrutural. As sucessivas deformações aplicadas na chapa metálica resultam num aumento da tensão de cedência e de rotura do aço nas dobras, sendo o aumento da tensão de cedência superior ao verificado para a tensão de rotura. No entanto, este ganho de resistência vem associado a uma diminuição da ductilidade do material (Chen e Young, 2006; Yu e LaBoube, 2010).

A natureza dos elementos de aço enformado a frio leva a que estes apresentem um comportamento estrutural complexo, sendo a sua esbelteza um dos principais responsáveis. Os perfis laminados a quente inserem-se, por norma, em secções transversais de Classe 1, 2 ou 3, ao contrário dos elementos enformados a frio, maioritariamente pertencentes a secções transversais de Classe 4. Os perfis com secção de Classe 4 caracterizam-se por apresentarem fenómenos de encurvadura que condicionam o dimensionamento, onde a encurvadura local impede que se atinja a tensão de cedência na totalidade da região comprimida da secção (Simões, 2014). Em secções enformadas a frio sujeitas a compressão pura, os modos de encurvadura mais comuns são a encurvadura local, distorcional, global e interação entre os vários modos referidos.

A encurvadura local (Figura 2.7 a)) ocorre, tal como sugere o nome, de forma localizada na secção transversal, sendo facilmente reconhecível pelo aparecimento de mossas e ondulações, sem alteração da posição das extremidades das placas. Este fenómeno é tanto mais pronunciado quanto maior a relação entre o comprimento da placa e a sua espessura. Por sua vez, a encurvadura distorcional (Figura 2.7 b)) manifesta-se através da abertura dos banzos relativamente à alma da secção, sendo a distorção mais predominante quanto maior o comprimento dos banzos. Isto porque este modo de encurvadura é dependente da rigidez rotacional observada na ligação banzo-alma, rigidez essa tanto maior quanto maior o comprimento dos banzos em relação à alma. A diminuição do comprimento dos banzos pode então conduzir a que os fenómenos de encurvadura local possam ser predominantes na secção transversal. Por último, a encurvadura global caracteriza-se por uma deformação da totalidade do elemento sem distorção do mesmo, podendo resultar de esforços de flexão ou torção (Figura 2.7 c) e d), respetivamente). Este modo de encurvadura é mais notório em colunas de altura considerável e cuja secção transversal seja apenas simétrica segundo um eixo. Os vários modos de encurvadura aqui referidos podem ainda ocorrer em simultâneo, interagindo entre si (Figura 2.7 e) a f)).

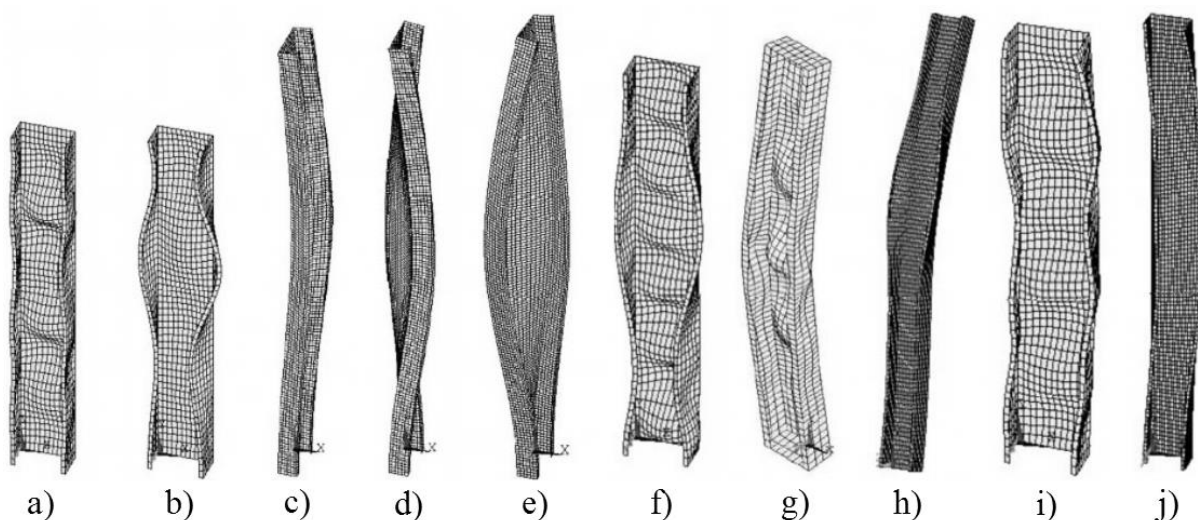


Figura 2.7 – Modos de encurvadura de uma coluna sujeita a compressão. Modos simples: a) Local - L; b) Distorcional - D; c) Global por flexão - F; d) Global por torção - T; e) Global por flexão-torção - FT. Interação entre os vários modos: f) L+D; g) L+F; h) D+F; i) L+FT; j) D+FT (Rondal e Dubina, 2005).

Para além da esbelteza dos perfis, existem outros fatores que influenciam o seu comportamento estrutural, em particular o facto de grande parte dos perfis disponíveis apresentarem secção aberta. As secções abertas têm, geralmente, apenas um eixo de simetria, podendo também ser completamente assimétricas. Esta assimetria leva a que o centro geométrico da peça não seja coincidente com o centro de corte, levando a um fraco comportamento torsional (baixa rigidez

de torção). Os perfis enformados a frio podem também apresentar grandes imperfeições geométricas, podendo estas ser da ordem de grandeza da espessura das placas (Schafer e Peköz, 1998). A combinação da esbelteza, secção de parede aberta e presença de imperfeições geométricas leva a que os elementos de aço enformado a frio sejam altamente suscetíveis de sofrer fenómenos de encurvadura.

Outra forma de melhorar o comportamento estrutural dos elementos de AEF é a adição de reforços ao longo da secção transversal. Como já foi referido, durante o processo de fabrico são aplicadas dobras na secção transversal, ocorrendo nesses locais um aumento da tensão de cedência do aço. A inclusão de reforços adicionais na secção introduz também pontos de apoio elástico nas dobras, levando à redução do comprimento livre de flexão entre placas (Veríssimo, 2008). Esta diminuição conduz ao aumento da tensão crítica elástica de encurvadura da respetiva placa, minimizando assim os fenómenos de encurvadura local e distorcional (Laím *et al*, 2015). Deste modo, a adição de reforços vem associada a uma maior resistência à encurvadura. Um dos problemas dos perfis com secção aberta (perfis em U e C) diz respeito à sua baixa rigidez torsional, devido ao afastamento entre o centro geométrico e centro de corte da secção. A adição de reforços na alma e nas extremidades da secção (perfis em Σ) faz diminuir essa distância, sendo que para esta situação os reforços garantem não só uma maior capacidade resistente, mas ainda uma maior rigidez torsional. Estas considerações sugerem que colunas com secção transversal em Σ deverão apresentar uma maior resistência à encurvadura quando comparado a secções mais comuns, por exemplo secções em C e U.

2.3.2 Dimensionamento segundo a EN 1993-1-3 (2006)

O dimensionamento de elementos de aço enformado a frio é feito de acordo com a EN 1993-1-3 (2006), com recurso ainda às normas EN 1993-1-1 (2005) e EN 1993-1-5 (2006). A metodologia de cálculo presente na EN 1993-1-3 (2006) é baseada no Método da Largura Efetiva (MLE), originalmente desenvolvido por von Kármán *et al* (1932), sofrendo mais tarde alterações por parte de George Winter (Winter, 1947) da Universidade de Cornell. Num perfil de AEF, a variação da tensão ao longo da sua largura ocorre de forma não linear (Figura 2.8 a)). O MLE permite, de modo simplificado, considerar uma distribuição uniforme de tensões ao longo de uma largura efetiva (Figura 2.8 b)), desprezando assim as partes da secção que menos contribuem para a sua capacidade resistente. Deste modo, os efeitos de encurvadura local a que estão sujeitas as secções transversais de Classe 4 são tidos em consideração. Este procedimento deve ser aplicado a todos os elementos de placa da secção, determinando a largura efetiva para todos estes elementos. A principal limitação deste método diz respeito à elevada quantidade de cálculos necessários, sendo o processo ainda mais complexo para secções com reforços ao longo da mesma, como é o caso das secções em Σ .

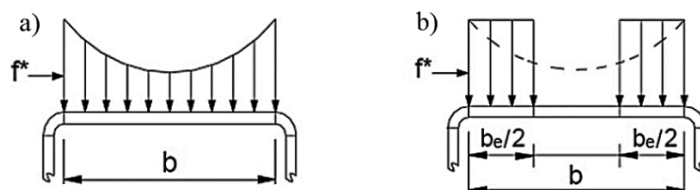


Figura 2.8 – a) Distribuição de tensões não linear (situação real); b) Distribuição de tensões uniforme ao longo da largura efetiva (MLE) (Craveiro, 2015).

Como já foi referido, a vasta maioria dos perfis em AEF pertence à família das secções de Classe 4, nas quais os fenómenos de encurvadura local impedem que se atinja a tensão de cedência nas zonas comprimidas da secção, não se desenvolvendo toda a capacidade elástica resistente da secção (Simões, 2014). De modo a ter estes fenómenos em consideração, a EN 1993-1-1 (2005) indica que não deverá ser usada a área bruta da secção (Figura 2.10 a)), mas sim uma área efetiva relativa às partes comprimidas (Figura 2.10 c)), recorrendo para tal aos princípios do MLE. A determinação da área efetiva de cada placa comprimida é realizada conforme enunciado na EN 1993-1-5 (2006), sendo calculada através da equação que se segue:

$$A_{c,eff} = \rho A_c = \rho b_{eff} t \quad (2.1)$$

Nesta equação, ρ é um fator de redução, A_c é a área comprimida da placa, b_{eff} a largura efetiva da placa e t a sua espessura. A largura efetiva das várias placas é determinada recorrendo ao fator de redução ρ , o qual é determinado pelas disposições presentes na EN 1993-1-5 (2006), sendo feita a distinção entre elementos comprimidos interiores ou exteriores (alma e banzos). Se a secção transversal tiver reforços (dobras) nas extremidades, a EN 1993-1-3 (2006) apresenta algumas disposições que permitem ter em consideração os fenómenos de encurvadura distorcional. Nestas condições, considera-se que o reforço se encontra parcialmente restringido, sendo que este pode ser representado através de uma mola linear com uma rigidez associada, sendo esta dependente das condições de fronteira e rigidez rotacional da placa adjacente ao reforço. Os respetivos modelos estruturais encontram-se representados na Figura 2.9.

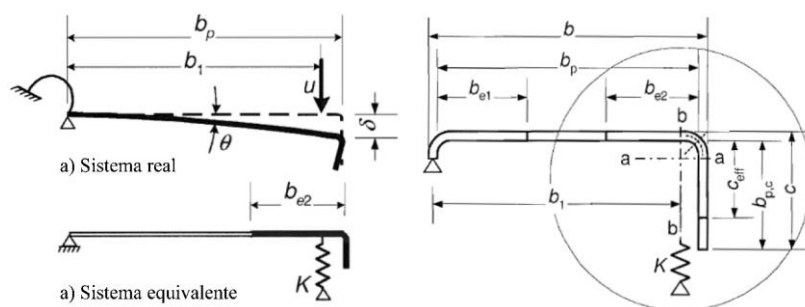


Figura 2.9 – Sistema estrutural para um reforço de extremidade com dobra simples (EN 1993-1-3, 2006).

De acordo com a metodologia presente na EN 1993-1-3 (2006), a largura efetiva do reforço deverá ser determinada de modo semelhante ao aplicado na restante secção, assumindo uma rigidez inicial infinita na mola. Depois de calculada a sua largura efetiva, é determinada a tensão crítica elástica de encurvadura do elemento, de acordo com a Equação 2.2. Nessa equação, K é a rigidez da mola linear (determinada de acordo com a EN 1993-1-3 (2006)) e A_s a área efetiva do elemento reforçado, de acordo com a metodologia do MLE.

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2 \sqrt{K E I_s}}{A_s} \quad (2.2)$$

Com base na tensão crítica elástica de encurvadura, é determinado um fator de redução relativo à encurvadura distorcional (χ_d). Caso se verifique que $\chi_d = 1$, a área efetiva do reforço é a determinada com base no MLE. Se $\chi_d < 1$, deve ser aplicado um processo iterativo até o mesmo ser igual à unidade. Nestas condições, deve ser determinada uma área reduzida para a secção efetiva do reforço (Equação 2.3), sendo que esta tem por base a redução da sua espessura para ter em conta os fenómenos de encurvadura distorcional (Equação 2.4, redução da espessura visível na Figura 2.10 c)). Do processo iterativo e ao considerar a redução da espessura, deve ser novamente determinada a largura efetiva do reforço, considerando que $\sigma_{com,Ed} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$.

$$A_{s,red} = \chi_d A_s \frac{f_{yb} / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} \quad \text{mas} \quad A_{s,red} \leq A_s \quad (2.3)$$

$$t_{red} = t \frac{A_{s,red}}{A_s} \quad (2.4)$$

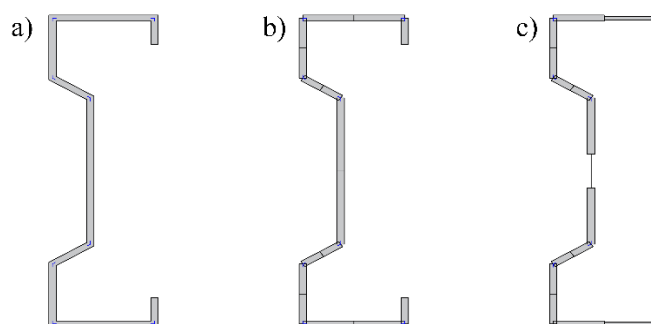


Figura 2.10 – Secção efetiva de um elemento com secção transversal Σ sujeito a compressão axial: a) Secção bruta; b) Secção com larguras idealizadas; c) Secção efetiva.

Determinada a área efetiva da secção transversal, é possível determinar a resistência à encurvadura de um elemento comprimido com secção de Classe 4, de acordo com a EN 1993-1-1 (2005), através da equação que se segue:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.5)$$

onde:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas} \quad \chi \leq 1 \quad (2.6)$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (2.7)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (2.8)$$

α Fator de imperfeição, dependente da curva de encurvadura correspondente, escolhida de acordo com a EN 1993-1-1 (2005);

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

Relativamente a secções compostas, o processo de dimensionamento difere essencialmente nas curvas de encurvadura, sendo que a sua escolha difere consoante a geometria da secção (aberta ou fechada) e ainda de acordo com o eixo segundo o qual o elemento instabiliza. Para secções compostas fechadas, a EN 1993-1-3 (2006) apresenta ainda disposições adicionais. Caso se opte pela curva *b*, a tensão de cedência considerada deverá ser a da chapa que dá origem ao perfil, sem que esta tenha sido alterada. Para a curva *c*, a tensão de cedência já será a do aço do perfil após a enformagem a frio, mas apenas se $A_{eff} = A$.

2.3.3 Estudos realizados no comportamento de colunas de aço enformado a frio a temperatura ambiente

Zhang e Young (2012) realizaram uma análise experimental em colunas de aço enformado a frio comprimidas, com secção aberta em I com reforços na alma e nas extremidades (perfis em Σ unidos através de parafusos auto-perfurantes). Os ensaios experimentais foram realizados para condições de apoio semi-rígidas, considerando três espessuras distintas (0,48, 1,00 e 1,20 mm) e para alturas a variar entre os 300 e os 3200 mm. Os autores verificaram que as colunas curtas instabilizavam essencialmente por encurvadura distorcional, enquanto colunas maiores instabilizavam predominantemente por encurvadura global por flexão. Para alturas intermédias, observou-se interação entre os dois modos anteriormente referidos. Para além da altura das colunas, a espessura da secção também se mostrou relevante no seu comportamento estrutural, promovendo a interação entre modos de encurvadura local e distorcional em colunas curtas, com tendência ao surgimento de encurvadura por flexão com o aumento da altura da coluna.

Dando continuidade à investigação anterior, Zhang e Young realizaram uma análise numérica e paramétrica (Zhang e Young, 2015) com base nos resultados experimentais observados anteriormente (Zhang e Young, 2012). Com esta análise, os autores tiveram o intuito de avaliar a influência de diferentes reforços de alma e de extremidade no comportamento estrutural de colunas com secção aberta. Os autores levaram a cabo uma análise não linear de elementos finitos recorrendo ao software *Abaqus*. De modo a obter modelos estruturais mais próximos da realidade, foram inseridas as imperfeições geométricas iniciais e as propriedades do material. Os modelos estruturais obtidos foram calibrados com base nos resultados obtidos experimentalmente (Zhang e Young, 2012). Após a calibração dos modelos, os autores deram início ao estudo paramétrico, variando não só a dimensão dos reforços de alma e extremidade (Figura 2.11) mas também a espessura (1,00, 1,50 e 2,40 mm) e altura das colunas (450 a 4000 mm). Os autores observaram que o aumento da dimensão dos reforços de extremidade levou a maiores capacidades de carga, promovendo ainda um melhor comportamento estrutural relativamente à encurvadura distorcional. O aumento dos reforços na alma da secção também se revelou positivo no comportamento estrutural das colunas. A secção com melhor capacidade resistente foi a que apresenta o maior reforço na alma, ocorrendo o oposto para a secção com menor reforço. Os autores verificaram ainda que o aumento da espessura da chapa conduziu a maiores capacidades resistentes.

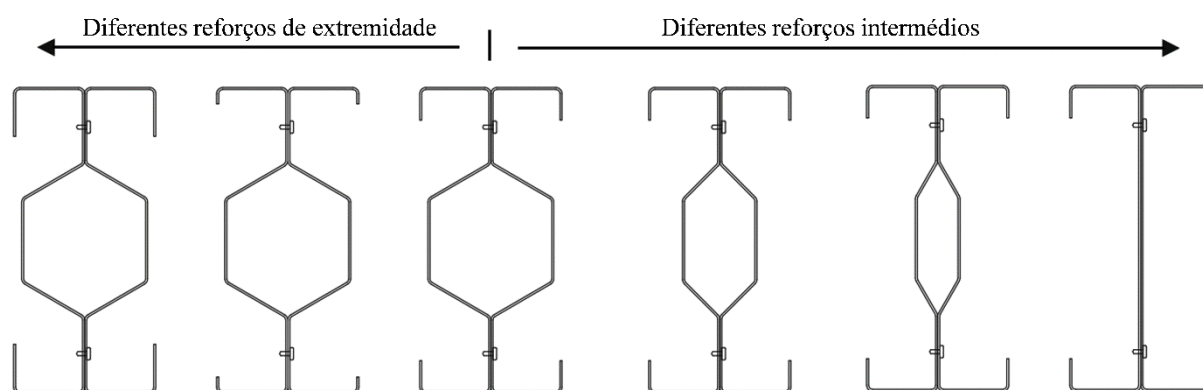


Figura 2.11 – Secções em estudo da análise paramétrica (adaptado de Zhang e Young, 2015).

Wang *et al* (2016) conduziram um estudo experimental em elementos comprimidos com duplo reforço nas extremidades e diversos tipos de reforço na alma da secção, recorrendo a secções em C, Σ e C com reforço de alma em V (Figura 2.12). O estudo teve como objetivo averiguar a influência do tipo de reforço na capacidade resistente e comportamento estrutural das colunas. Os parâmetros a variar foram a altura das colunas e ainda a excentricidade do carregamento axial. Os autores observaram que a secção Σ obteve maiores capacidades resistentes comparado com as outras duas secções em estudo. As secções Σ e C com reforço de alma em V atingiram cargas de colapso cerca de 65 e 40% superiores às registadas para as colunas em C. Relativamente aos modos de encurvadura, o reforço na alma das colunas em Σ levou a

fenómenos de encurvadura local muito pouco significativos, tornando a encurvadura distorcional condicionante no colapso das colunas. Para as restantes secções a encurvadura local foi mais notória, embora menor nas secções em C com reforço de alma em V. Com base nos resultados experimentais, os autores realizaram modelos numéricos, obtendo boas correlações entre os ensaios e as simulações numéricas. Após a validação dos modelos, foi feita uma análise paramétrica de otimização relativamente à secção Σ . O parâmetro que se revelou mais influente na capacidade resistente das colunas foi a relação H_1/H_2 (Figura 2.12), obtendo capacidades de carga superiores para uma relação perto da unidade.

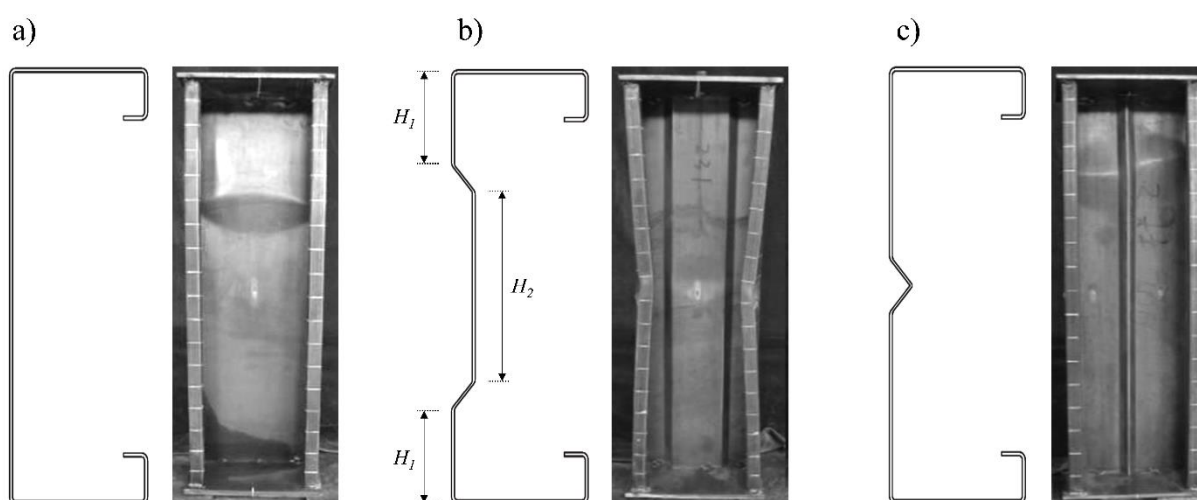


Figura 2.12 – Secções transversais e respetivos modos de encurvadura: a) Secção C; b) Secção Σ ; c) Secção C com reforço de alma em V (Wang *et al*, 2016).

2.4 Colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio

2.4.1 Comportamento estrutural

Face à procura crescente de elementos de AEF na indústria da construção, interessa não só perceber a sua resposta estrutural a temperatura ambiente, mas também em situação de incêndio. No que diz respeito ao comportamento ao fogo de colunas de AEF, a investigação até à data é ainda reduzida, sendo ainda mais escassa para elementos com reforços ao longo da sua secção transversal. Apesar de estes conferirem ganhos estruturais a temperatura ambiente, em situação de incêndio esta poderá não ser a sua tendência. Deste modo, torna-se relevante a realização de um maior número de estudos nesse âmbito, com o intuito de aferir o seu contributo estrutural a altas temperaturas.

O comportamento ao fogo deste tipo de elementos caracteriza-se pela degradação das propriedades mecânicas do aço em função do aumento de temperatura, levando a que estas

possam ser muito diferentes para altas temperaturas (Craveiro *et al*, 2016). As propriedades mecânicas mais afetadas com o aumento de temperatura são a tensão de cedência do aço e o seu módulo de elasticidade (Ranawaka e Mahendran, 2009b; Kankanamge e Mahendran, 2011, Craveiro *et al*, 2016). A degradação destas propriedades influencia a carga crítica de encurvadura dos elementos, podendo levar à cedência antecipada do mesmo. Nas zonas das dobras, o aumento de temperatura leva também a uma redução da sua rigidez, pelo que a adição de reforços poderá não ser benéfica na resposta estrutural dos elementos (Rodrigues *et al*, 2014). Deste modo, o conhecimento da taxa de degradação das propriedades mecânicas do aço torna-se muito relevante. Uma correta caracterização destas propriedades mecânicas é particularmente importante na realização de modelações numéricas, de modo a obter modelos capazes de reproduzir situações reais de incêndio. A EN 1993-1-2 (2005) permite a aplicação de fatores de redução para as propriedades mecânicas, de modo a ter a sua degradação em conta.

2.4.2 Dimensionamento segundo a EN 1993-1-2 (2005)

A EN 1993-1-2 (2005) é a norma que permite a verificação da resistência ao fogo em estruturas metálicas, sendo dirigida a elementos laminados a quente. No entanto, a norma permite a sua aplicação a elementos com secção transversal de Classe 4, a qual engloba a grande generalidade das secções enformadas a frio. Atualmente, a norma permite que as verificações regulamentares sejam realizadas através de duas metodologias: uma verificação da capacidade resistente dos elementos ou uma análise no domínio da temperatura.

A verificação da capacidade resistente dos elementos passa pela consideração de fatores de redução das propriedades mecânicas do aço, nomeadamente da sua tensão de cedência e módulo de elasticidade, usando como referência os seus valores à temperatura de 20°C. À semelhança da EN 1993-1-3 (2006), a EN 1993-1-2 (2005) também se rege pela utilização de propriedades efetivas da secção, em particular a sua secção efetiva, visto que a vasta maioria das secções em AEF pertencem à Classe 4. Em elementos sujeitos a compressão axial, o valor de cálculo da resistência à encurvadura, calculado no instante t com uma temperatura uniforme θ_a , é dado pela seguinte expressão:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.9)$$

onde:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^{-2}}} \quad (2.10)$$

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{\theta} + \overline{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (2.11)$$

$$\overline{\lambda}_{\theta} = \overline{\lambda} \left[k_{0,2p,\theta} / k_{E,\theta} \right]^{0,5} \quad (2.12)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235 / f_y} \quad (2.13)$$

$k_{0,2p,\theta}$ Fator de redução para a tensão de cedência (limite convencional de proporcionalidade a 0,2%) do aço à temperatura θ_a atingida no instante t , definido no Anexo E da EN 1993-1-2 (2005);

$k_{E,\theta}$ Fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a atingida no instante t , definido na Secção 3 da EN 1993-1-2 (2005).

Os fatores de redução presentes nas Equações 2.9 e 2.12 são os aplicáveis para secções transversais de Classe 4, estando representados na Figura 2.13 em função da temperatura. Em relação à tensão de cedência, a EN 1993-1-2 (2005) faz indicação que devem ser usados fatores de redução considerando a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, sugerindo os mesmos fatores de redução para secções laminadas a quente e secções enformadas a frio (ambas de Classe 4). Relativamente à inclinação da reta que representa o domínio elástico, devem ser usados os fatores de redução aplicáveis a secções transversais de Classe 1, 2 ou 3.

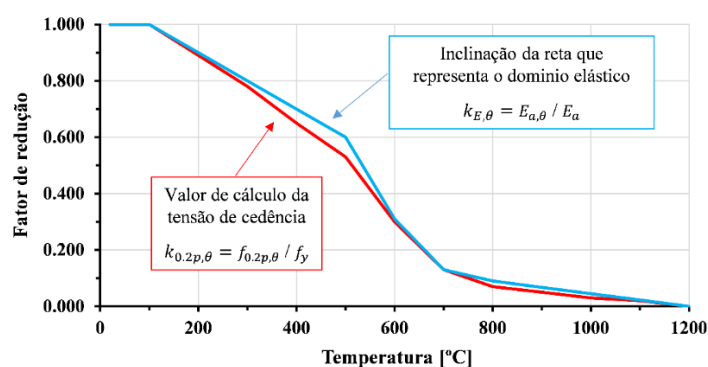


Figura 2.13 – Fatores de redução da tensão de cedência ($k_{0,2p,\theta}$) e módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) para secções de Classe 4, sujeitas a altas temperaturas (EN 1993-1-2, 2005).

Caso se opte por uma verificação no domínio da temperatura, esta pressupõe que a segurança do elemento é garantida caso o mesmo não atinja uma determinada temperatura crítica, temperatura à qual o elemento deixa de suportar o carregamento inicialmente solicitado. Nesse âmbito, a EN 1993-1-2 (2005) sugere uma temperatura crítica de 350°C, sendo esta independentemente da classe do aço.

2.4.3 Influência da temperatura nas propriedades mecânicas do aço

Dada a importância da temperatura nas propriedades mecânicas do aço, alguns autores levaram a cabo estudos experimentais em provetes retirados de perfis de AEF, realizando ensaios de tração até à rotura à temperatura ambiente e para altas temperaturas.

Chen e Young (2006) realizaram um estudo experimental com o intuito de aferir a influência do aumento de temperatura nas propriedades mecânicas das dobras de um perfil em Σ . O perfil de onde foram retirados os provetes era de classe G500, com 1,9 mm de espessura. Foram retirados provetes das dobras internas e externas, de modo a comparar os resultados obtidos com o provete retirado da alma do elemento (Figura 2.14). À temperatura ambiente, os autores verificaram de imediato o efeito do processo de fabrico nas dobras, com tensões de cedência 4 e 10% superiores às da alma para a dobra interior e exterior, respetivamente. Com o aumento de temperatura, verificou-se que os fatores de redução para a tensão de cedência se mantinham semelhantes entre os vários provetes.

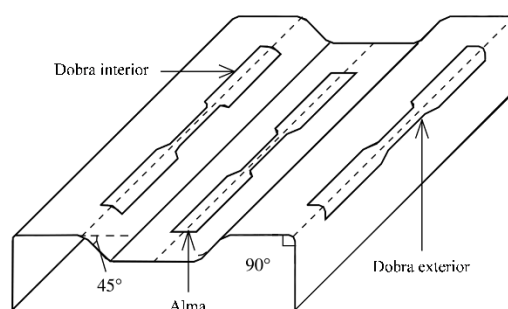


Figura 2.14 – Provetes ensaiados à tração (Chen e Young, 2006).

Alguns autores realizaram estudos de modo a determinar a influência do aumento de temperatura nas propriedades mecânicas. Ranawaka e Mahendran (2009b) levaram a cabo uma análise experimental de modo a averiguar a degradação das propriedades mecânicas em elementos de aço enformado a frio sujeitos a altas temperaturas. O estudo foi feito para aços de baixa e alta resistência (G250 e G550, respetivamente), para várias espessuras da chapa (0,60, 0,80 e 0,95 mm) e com temperaturas a variar dos 20 aos 800°C. Dos resultados obtidos, foi possível observar que, para temperaturas compreendidas entre os 200 e 500°C, o aço de baixa resistência tem tendência a perder a sua resistência de forma mais rápida que o de alta resistência. No entanto, acima dos 400°C, os fatores de redução da tensão de cedência do aço G550 começam a diminuir de forma súbita, aproximando-se cada vez mais dos fatores obtidos para o aço G250. Ainda no âmbito da tensão de cedência e respetivos fatores de redução, os autores verificaram que a espessuras da chapa não têm grande influência nos mesmos. Relativamente ao módulo de elasticidade e contrariamente ao que aconteceu com a tensão de

cedência, verificou-se que os seus fatores de redução são semelhantes tanto para o aço de baixa como de alta resistência, sendo a diferença inferior a 10%.

Kankanamge e Mahendran (2011) realizaram também um estudo experimental com o mesmo intuito de Ranawaka e Mahendran (2009b), com objetivos e procedimentos experimentais semelhantes. Nesta investigação foram estudados aço de baixa e alta resistência (G250 e G450, respetivamente) com duas espessuras diferentes para cada tipo de aço. Os resultados obtidos conduziram a resultados semelhantes aos obtidos por Ranawaka e Mahendran (2009b), permitindo a validação dos mesmos. Comparando os resultados obtidos para a tensão de cedência com os fatores de redução propostos pela EN 1993-1-2 (2005) (Figura 2.15 a)), verificou-se que aos 200°C os valores obtidos chegam a ser 20% superiores aos presentes na norma. Também se observou que o aço de classe G450 apresentava fatores de redução superiores aos da norma para temperaturas entre 200 e 300°C. Estes resultados devem-se ao facto de no trabalho experimental a classe de aço ter influência na tensão de cedência, enquanto a norma sugere os mesmos fatores de redução independentemente da classe de aço. Após os 400°C, observou-se que a norma admite fatores de redução não conservativos quando comparados aos resultados experimentais. Relativamente ao módulo de elasticidade (Figura 2.15 b)), os autores verificaram que a EN 1993-1-2 (2005) conduzia a fatores de redução não conservadores quando comparados aos valores obtidos, exceto acima dos 700°C. De modo a poder prever o comportamento ao fogo de elementos de aço enformado a frio, os autores propuseram novas equações para determinação da tensão de cedência e módulo de elasticidade, visto que as normas atuais não permitem a obtenção de valores da ordem de grandeza dos estudos experimentais. As equações propostas para a tensão de cedência foram obtidas em função da classe de aço (que não é tida em conta na EN 1993-1-2 (2005)) e para o módulo de elasticidade em função da temperatura.

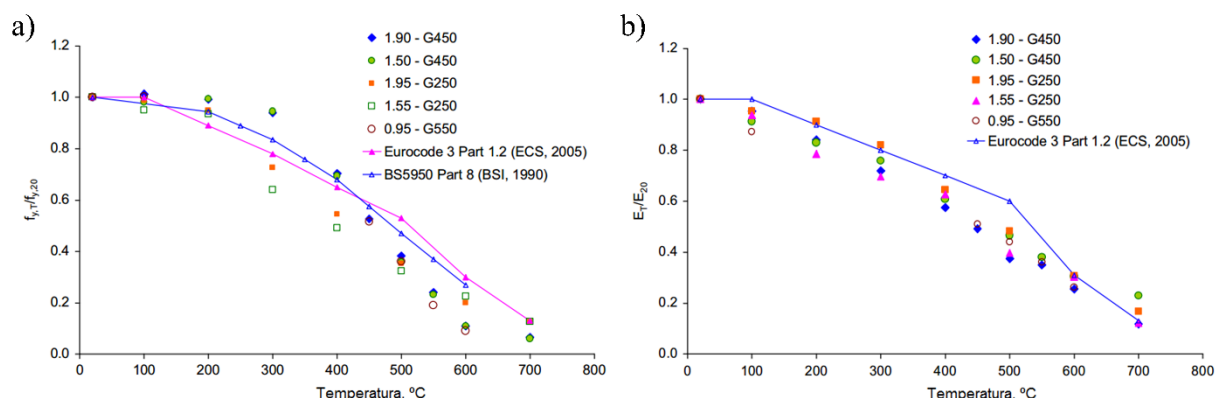


Figura 2.15 – Comparação entre os fatores de redução experimentais com os sugeridos pela EN 1993-1-2 (2005): a) Tensão de cedência; b) Módulo de elasticidade (adaptado de Kankanamge e Mahendran, 2011).

Craveiro *et al* (2016) realizaram um estudo experimental com o intuito de determinar as propriedades mecânicas e térmicas do aço de baixa resistência S280GD+Z. Os provetes com 2,5 mm de espessura foram submetidos a ensaios de tração com temperaturas entre os 20 e os 800°C. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados experimentais anteriormente mencionados (Ranawaka e Mahendran, 2009b; Kankanamge e Mahendran, 2011). Relativamente aos fatores de redução para a tensão de cedência, os autores verificaram que os resultados estão em concordância com os obtidos por Kankanamge e Mahendran (2011) para o aço de classe G250 com 1,95 mm de espessura. No caso do módulo de elasticidade, os resultados são também semelhantes, havendo no entanto intervalos de temperatura em que os resultados são inferiores aos obtidos por Kankanamge e Mahendran (2011). Os fatores de redução obtidos foram ainda comparados com os presentes na EN 1993-1-2 (2005). Os autores verificaram que, relativamente à tensão de cedência, a norma apresenta valores não conservadores comparativamente aos obtidos experimentalmente, chegando a apresentar fatores de redução 30% superiores aos experimentais por volta dos 500°C. Acima dos 600°C, os resultados experimentais são quase coincidentes com os da norma. Para o módulo de elasticidade, a situação é semelhante à da tensão de cedência, com a norma a sugerir fatores de redução não conservadores até aos 600°C.

2.4.4 Estudos realizados no comportamento de colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio

Atendendo às implicações estruturais da degradação das propriedades mecânicas do aço quando sujeito a temperaturas elevadas, a análise do comportamento estrutural de colunas em situação de incêndio torna-se essencial. Apesar da sua relevância, ainda são poucos os estudos que abordam esta temática, particularmente em colunas com reforços adicionais na sua secção transversal. Os estudos existentes dizem respeito, essencialmente, a colunas de baixa altura e de com secções transversais mais comuns, como secções em C e U. Ao longo da literatura, também é possível observar que muitos dos estudos realizados à data não têm em consideração o efeito da restrição axial no comportamento ao fogo das colunas, sendo este um dos principais fatores que levam à redução das suas temperaturas críticas.

Feng *et al* (2003) levou a cabo um estudo experimental, cujo trabalho desenvolvido teve por objetivo o estudo da resposta estrutural e modos de encurvadura das colunas, tanto a temperatura ambiente como a altas temperaturas. Em situação de incêndio, os ensaios foram conduzidos a temperatura uniforme, variando entre os 250 e os 700°C. Nesta análise, os autores recorreram a secções em U e C, sendo que para as secções em C foram ainda estudadas colunas com perfurações na alma (solução comum para passagens de cabos e condutas). Os autores verificaram que colunas ensaiadas para as mesmas condições poderiam obter diferentes modos de encurvadura, embora para cargas de rotura semelhantes. Até os 400°C, o modo de

encurvadura predominante foi a local. No entanto, acima deste patamar de temperatura, os autores observaram fenómenos de encurvadura distorcional em interação com encurvadura local, tornando-se predominante a encurvadura distorcional com o aumento de temperatura.

Ranawaka e Mahendran (2009a) conduziram ensaios de compressão, em colunas de aço enformado a frio, para temperaturas a variar entre os 20 e os 800°C. Este estudo surge da continuação da caracterização material realizada por Ranawaka e Mahendran (2009b), sendo sujeitas a ensaio colunas com as mesmas espessuras e classes de aço. A temperatura ambiente, os autores observaram que as maiores cargas de encurvadura foram obtidas, como espectável, para colunas com espessuras e classes de aço superiores. No entanto, e particularmente acima dos 400°C, foi possível verificar uma grande perda de capacidade resistente por parte dos aços de classe superior, obtendo cargas de encurvadura cada vez mais próximas das obtidas para aços de classe inferior. Este comportamento vai ao encontro dos resultados obtidos aquando da caracterização do material (Ranawaka e Mahendran, 2009b), onde se verificou uma queda súbita dos fatores de redução da tensão de cedência, acima dos 400°C, para os aços de maior classe estrutural. Os autores depararam-se ainda com um grande aumento de ductilidade para os aços de alta resistência, contrariamente ao que ocorre em condições de temperatura ambiente. Com base nestes resultados, Ranawaka e Mahendran (2010) realizaram ainda uma modelação numérica, recorrendo ao software de elementos finitos *Abaqus*. As colunas foram discretizadas em elementos finitos de casca, sendo ainda feito o *input* das propriedades térmicas já determinadas experimentalmente (Ranawaka e Mahendran, 2009b). Apesar de à data das modelações já ter sido estudada a influência da introdução de tensões residuais nos modelos (Vila Real *et al*, 2004), estas foram introduzidas nos mesmos. A calibração foi feita fazendo variar o nível das imperfeições distorcionais, comparando os resultados face aos obtidos dos ensaios experimentais (Ranawaka e Mahendran, 2009a). Relativamente à introdução de tensões residuais, os autores obtiveram resultados concordantes com os já existentes na literatura, observado uma reduzida influência na carga crítica de encurvadura a altas temperaturas (erro inferior a 1%). Por outro lado, foi possível verificar uma grande influência das imperfeições geométricas na resistência das colunas, com um decréscimo acentuado da carga crítica de encurvadura para pequenas imperfeições.

No âmbito do projeto de investigação *FireColdFSteel* (PTDC/ECM/116859/2010) financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia, Craveiro (2015) realizou um estudo aprofundado acerca do comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio. Para o efeito, o autor realizou um elevado número de ensaios experimentais em situação de incêndio, avaliando a influência da secção transversal, condições de apoio, nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante. As colunas em estudo, compostas por aço de classe estrutural S280GD+Z, apresentavam chapa de 2,5 mm de espessura e 2950 mm de altura. Relativamente à secção transversal das colunas, foram sujeitas a ensaio perfis em C, secções abertas compostas

em I, secções compostas fechadas R e secções compostas fechadas 2R (Figura 2.16). Relativamente às condições de apoios, as colunas foram ensaiadas para condições rotuladas (segundo o eixo de menor inércia) e semi-rígidas.

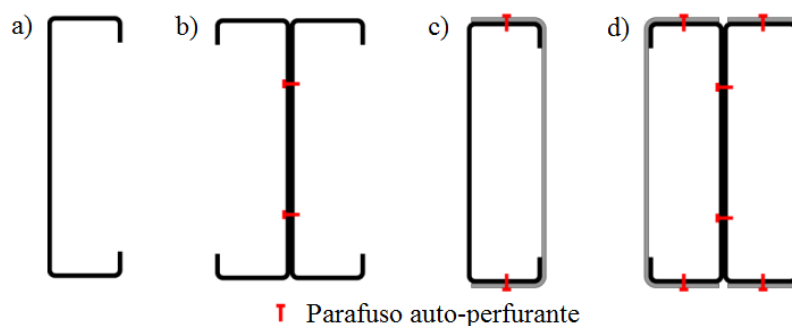


Figura 2.16 – Secções transversais sujeitas a ensaio: a) Secção C; b) Secção I; c) Secção R; d) Secção 2R (adaptado de Craveiro, 2015).

No que diz aos ensaios realizados em situação de incêndio, o autor concluiu que o comportamento das colunas dependia da interação entre o nível de carregamento aplicado e a rigidez da estrutura circundante. Uma das principais conclusões obtidas foi que níveis elevados de restrição axial à dilatação térmica (rigidez da estrutura circundante) conduzem à antecipação do colapso das colunas, levando a uma redução significativa das temperaturas críticas. Apesar das secções compostas apresentarem maior capacidade resistente à encurvadura, observou-se que a sua redução nas temperaturas críticas é mais prevalente do que nas secções simples. Relativamente à evolução da temperatura na secção transversal, Craveiro (2015) pôde concluir que esta é muito influenciada pela secção transversal da coluna, observando uma maior evolução de temperatura para a secção em C, diminuindo para secções em I, seguindo-se da secção R e por fim 2R. As menores temperaturas observadas para a secção I comparado com a secção C podem ser justificadas pelo dobro da espessura na alma da secção (dois perfis), conduzindo a uma maior inércia térmica. As secções compostas fechadas foram as que apresentaram menores taxas de evolução de temperatura, facilmente explicado pela presença de ar confinado no seu interior. Visto que a condutibilidade térmica do ar é muito inferior à do aço, a evolução de temperatura nesse meio é mais demorada. Relativamente aos modos de encurvadura observados (Figura 2.17 a)), o autor verificou que para condições de apoio rotuladas, o modo de encurvadura dominante foi o modo global por flexão segundo o eixo de menor inércia, interagindo também com encurvadura distorcional a meia altura. Para condições de apoio semi-rígidas, foi também possível observar fenómenos de encurvadura distorcional imediatamente acima dos apoios, sendo estes representativos dos pontos de inflexão da deformada. Com base nos resultados obtidos, foi possível verificar uma baixa carga de encurvadura a temperaturas elevadas por parte de elementos comprimidos de AEF.

Com base nos resultados experimentais, Craveiro (2015) realizou ainda uma modelação numérica das colunas recorrendo ao software de elementos finitos *Abaqus* (Figura 2.17 b)). Nessa análise, foram modeladas as colunas para as mesmas condições apresentadas na análise experimental. O autor introduziu nos modelos as propriedades mecânicas e térmicas obtidas dos ensaios experimentais (Craveiro *et al*, 2016), tendo sido feito ainda o *input* das imperfeições geométricas. Através destas considerações, os autores verificaram uma boa concordância entre os resultados obtidos experimentalmente e através da modelação numérica, permitindo assim a realização futura de estudos paramétricos.

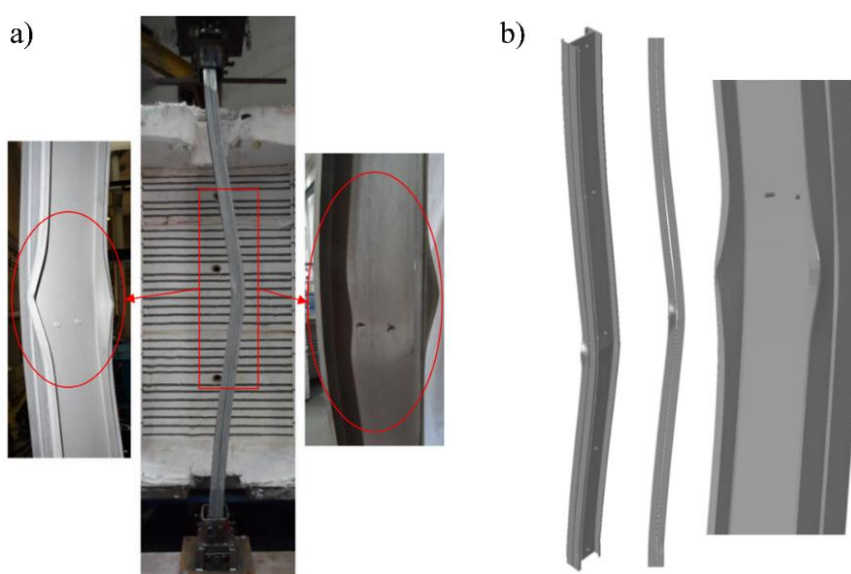


Figura 2.17 – Modos de encurvadura observados na coluna de secção composta I com condições de apoio semi-rígidas: a) Modos de encurvadura experimentais; b) Modos de encurvadura obtidos numericamente (Craveiro, 2015).

2.5 Considerações finais

No presente capítulo, foi realizada uma revisão bibliográfica relativa ao comportamento ao fogo de colunas de AEF em situação de incêndio, de modo a contextualizar a temática da presente dissertação. Ao longo desta revisão bibliográfica, foram dados a conhecer alguns aspetos relacionados com este tipo de elementos, desde o seu processo de fabrico, presença de imperfeições geométricas e tensões residuais, comportamento a temperatura ambiente e situação de incêndio e ainda as respetivas normas de dimensionamento.

Da literatura existente, é dado destaque ao comportamento ao fogo de elementos comprimidos de AEF, sendo esta uma situação em que este tipo de elementos tende a apresentar uma baixa resistência à encurvadura. Tal deve-se à elevada esbelteza típica deste tipo de elementos, que

em associação com a alta condutibilidade térmica do aço conduz a um rápido aumento de temperatura na secção. Por sua vez, o aumento de temperatura leva a uma degradação das propriedades mecânicas dos elementos, comprometendo a sua performance estrutural e podendo levar a uma cedência antecipada dos mesmos. De modo a ter em consideração a degradação destas propriedades mecânicas, a EN 1993-1-2 (2005) sugere a minoração das mesmas através de fatores de redução, dados em função da temperatura. No entanto, de acordo com a literatura existente, a norma tende a sobrevalorizar estes valores para este tipo de elementos, conduzindo a resultados não conservadores, podendo não estar do lado da segurança. Deste modo, a realização de estudos experimentais de caracterização do material apresenta uma boa solução quando se pretende levar a cabo modelações numéricas. A introdução de imperfeições geométricas nestas modelações também se revela fulcral no processo de calibração dos modelos.

No que diz respeito à introdução de reforços na secção transversal, a sua influência no comportamento estrutural de colunas de AEF ainda não foi devidamente estudada. À temperatura ambiente, já começam a surgir alguns desenvolvimentos através de estudos experimentais e numéricos, onde é possível evidenciar o efeito positivo da introdução de reforços na resistência à encurvadura dos elementos. No entanto, o estudo desta temática é ainda inexistente em situação de incêndio, situação em que as propriedades mecânicas das dobras (já por si diferentes da restante secção) podem ser comprometidas. Consoante a rigidez do reforço, a redução da sua tensão crítica elástica de encurvadura com o aumento de temperatura pode levar a um comportamento distinto a temperatura ambiente e em situação de incêndio. O estudo experimental e numérico apresentado na presente dissertação surge então com o intuito de preencher esta lacuna.

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o trabalho experimental desenvolvido no âmbito da presente dissertação, com o intuito de estudar o comportamento ao fogo de colunas de aço enformado a frio, com recurso a perfis de secção Σ . O trabalho experimental teve por objetivo aferir a influência da secção transversal e condições de apoio na resposta estrutural das colunas, quando sujeitas a altas temperaturas e com restrição à dilatação térmica. Dado que os perfis Σ apresentam reforços adicionais na alma da secção transversal, foi também estudada a sua influência na capacidade resistente deste tipo de elementos quando submetidos a altas temperaturas. Para tal, foi feita uma comparação com o estudo realizado por Craveiro (2015), no qual o autor levou a cabo ensaios de resistência ao fogo em colunas com secção transversal em C e secção composta em I (C+C).



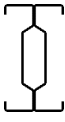
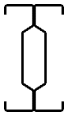
De modo a investigar os parâmetros referidos no parágrafo anterior, foi feita uma análise relativa à distribuição e evolução de temperatura na secção transversal das colunas e ainda ao longo das mesmas, baseada nas temperaturas registadas nos ensaios experimentais. Com base na distribuição de temperatura nas colunas, foi feita uma análise da evolução das forças de restrição axial, resultantes da restrição à dilatação térmica. Relativamente à deformada das colunas, esta permitiu analisar os seus deslocamentos laterais e axiais e ainda os seus modos de encurvadura.

3.2 Programa experimental

O programa experimental levado a cabo consistiu na realização de ensaios onde se fez variar a secção transversal e condições de apoio das colunas. Foram sujeitas a ensaios colunas com secção simples em Σ e secção composta em 2Σ , sendo as últimas obtidas através do aparafusamento de duas secções em Σ . Para ambas as secções transversais, foram realizados ensaios com condições de apoio semi-rígidas (SR) e rotuladas (PP), permitindo deste modo aferir a sua influência no comportamento das colunas. De modo a ter em conta possíveis imperfeições entre as colunas, foram realizadas três repetições para cada situação de ensaio. Os ensaios foram realizados com carga de serviço constante ao longo do mesmo (P_0), sendo o nível de carregamento igual a 50% de $N_{b,Rd}$ para todas as situações, onde $N_{b,Rd}$ varia consoante a secção transversal e condições de apoio. Optou-se por este nível de carregamento, visto que este tipo de elementos é geralmente usado em situações de maior solicitação estrutural. A

rigidez de restrição à dilatação térmica foi mantida constante ao longo do programa experimental, sendo esta de 30 kN/mm. A imposição desta rigidez nos ensaios pretende simular a restrição à dilatação térmica que uma estrutura real exerceria numa coluna em situação de incêndio. No Quadro 3.1 encontra-se o programa experimental levado a cabo no âmbito desta dissertação, com as respetivas cargas de serviço (P_0).

Quadro 3.1 – Programa experimental para os ensaios em situação de incêndio.

Referência do ensaio	Secção transversal	Condições de apoio	$N_{b,Rd}$ [kN]	P_0 [kN]
Σ _SR_01 Σ _SR_02 Σ _SR_03		Apoios semi-rígidos	161,90 kN	80,95 kN (50%)
Σ _PP_01 Σ _PP_02 Σ _PP_03		Apoios rotulados	89,30 kN	44,65 kN (50%)
2 Σ _SR_01 2 Σ _SR_02 2 Σ _SR_03		Apoios semi-rígidos	485,30 kN	242,65 kN (50%)
2 Σ _PP_01 2 Σ _PP_02 2 Σ _PP_03		Apoios rotulados	375,15 kN	187,57 kN (50%)

Relativamente às referências usadas para cada ensaio, a título exemplificativo têm-se o ensaio Σ _PP_01, o qual diz respeito a uma coluna com secção simples em Σ , com condições de apoio rotuladas (PP), tratando-se da primeira repetição da série (01). No caso do ensaio 2 Σ _SR_02, este representa uma coluna com secção composta em 2 Σ , com condições de apoio semi-rígidas (SR), tratando-se da segunda repetição da série (02).

3.3 Provetes de ensaio

Os perfis usados na construção dos provetes de ensaio foram fabricados pela empresa *Elastron* (Tata Elastron@, 2009), tendo sido apenas usados perfis com secção transversal em Σ , com 2950 mm de comprimento. Os perfis em causa são de classe estrutural S320GD+Z275, apresentando de acordo com a EN 10346 (2015) uma camada de galvanização em zinco com 0,04 mm de espessura (275 g/m²), com tensão de cedência e de rotura de 320 e 390 MPa, respetivamente.

As secções em Σ apresentam 255 mm de altura, 70 mm de largura e 2,5 mm de espessura, com reforços nas extremidades dos banzos de 25 mm. Os reforços na alma dos perfis fazem um ângulo de 60° com a alma. O raio de curvatura é o mesmo para todas as dobras dos perfis, sendo de 3 mm. As secções em 2Σ diferem das anteriores por apresentarem 140 mm de largura, o dobro das secções em Σ . Como já fora referido, as colunas de secção 2Σ foram obtidas através de aparafusamento de dois perfis em Σ , ligação feita pela alma dos mesmos (Figura 3.1 (b)). A ligação entre perfis foi feita através de parafusos auto-perfurantes *Hilti S-6.3×19MD03Z* de classe S235, espaçados de 625 mm ao longo da altura das colunas, encontrando-se as fiadas extremas a 225 mm das extremidades. A escolha da secção transversal foi feita tendo em conta as dimensões correntes na construção em aço leve, nomeadamente em montantes de edifícios.

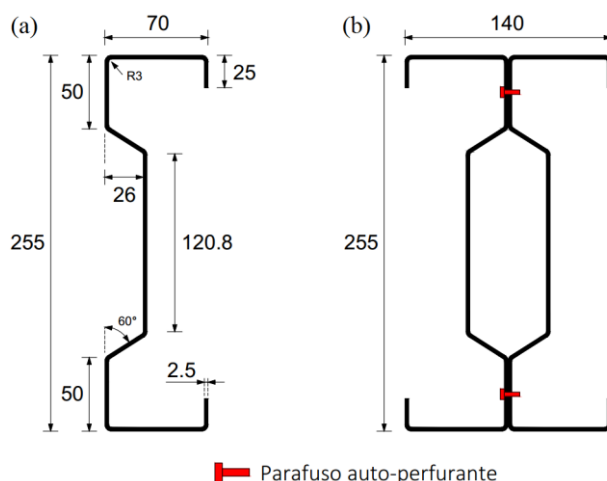


Figura 3.1 – Dimensões das secções transversais (em mm): a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ .

3.4 Sistema experimental

Os ensaios de resistência ao fogo das colunas de aço enformado a frio foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. O sistema experimental onde foram realizados os ensaios é representado na Figura 3.2.

O sistema experimental é composto por um pórtico de reação bidimensional ((1) na Figura 3.2), constituído por duas colunas HEB 500 com 6,6 metros de altura e uma viga HEB 600 com 4,5 metros de comprimento. A ligação entre as colunas e viga do pórtico é feita através de parafusos M27 de classe 10,9. Ao pórtico de reação foi acoplado um atuador hidráulico *Enerpac RR-1006* com capacidade de carga de 933 kN ((2) na Figura 3.2). O controlo do atuador hidráulico foi feito através de uma central servo-hidráulica W+B NSPA700/DIG2000 ((3) na Figura 3.2), medindo a força aplicada com uma célula de carga TML CLC-100A, com capacidade de carga de 1 MN. O atuador hidráulico permitiu aplicar a força diretamente num pórtico tridimensional

de restrição ((4) na Figura 3.2), composto por quatro colunas HEB 300 e quatro vigas HEB 400 (duas no topo e duas na base, dispostas ortogonalmente). Este pórtico permite a aplicação de diferentes níveis de rigidez axial às colunas, com o intuito de simular a restrição à dilatação térmica que uma estrutura real exerceria numa coluna em situação de incêndio. As vigas inferiores do pórtico encontram-se diretamente ligadas às colunas através de parafusos M24 de classe 10,9, sendo a ligação das vigas superiores feita através de porcas e varões roscados M27 de classe 10,9, os quais permitem a subida e descida dessas mesmas vigas. Durante a aplicação da carga de serviço, as porcas foram mantidas soltas, permitindo a descida das vigas com transmissão total da carga na coluna sujeita a ensaio. Após atingida a carga de serviço, as porcas foram de novo apertadas, restringindo assim a coluna no pórtico. Vários autores levaram a cabo estudos experimentais recorrendo ao pórtico de restrição em questão (Azevedo, 2016; Ramos, 2016). A rigidez axial do pórtico foi determinada através de ensaios experimentais e modelações numéricas, nas quais se determinou uma rigidez de 30 kN/mm.

A ação térmica foi aplicada por um forno elétrico vertical da *Termolab* ((5) na Figura 3.2), programado para seguir a curva padrão de incêndio ISO 834 (1999). Trata-se de um forno modular dividido em duas partes, permitindo que este seja aberto ou fechado através de um sistema de carris. Cada secção era composta por três módulos, dois dos quais com 1 m de altura e o sobranço com 0,5 m de altura. O forno, quando fechado, criava uma câmara interna com as dimensões 2,5×1,5×1,5 m.

De modo a estudar o comportamento das colunas para diferentes condições de apoio, foram fabricados dois apoios, um para a base e outro para o topo ((6) na Figura 3.2). Os apoios foram construídos de modo a forçar a instabilização das colunas segundo o eixo de menor inércia (Figura 3.3 a)). De modo a obter um melhor comportamento rotulado, foi aplicada folha de *teflon* (PTFE) com 1 mm de espessura entre o rolamento e o resto do apoio, minimizando assim o atrito existente entre as peças. De modo a reutilizar os mesmos apoios para condições semi-rígidas, foi apenas necessário soldar chapas metálicas entre as duas chapas de extremidade dos apoios, impedindo assim a rotação dos mesmos (Figura 3.3 b)).

A medição das forças de restrição axial nas colunas, resultantes da restrição à dilatação térmica, foi feita através de um sistema concebido especialmente para esse efeito ((7) na Figura 3.2). Este é composto por um cilindro oco sobre o qual desliza um cilindro maciço, revestido com folha de *teflon* (PTFE) de modo a promover um melhor deslizamento entre os componentes. De modo a medir as forças de restrição axial geradas, foi colocada uma célula de carga TML CLC-50A no topo do cilindro maciço, com capacidade de carga de 500 kN.



Figura 3.2 – Sistema experimental de ensaio das colunas de AEF em situação de incêndio.

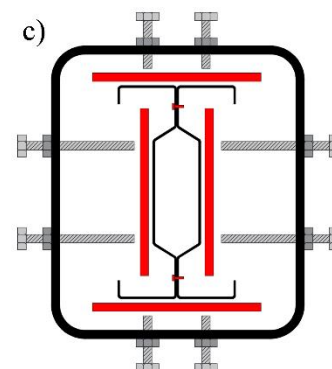
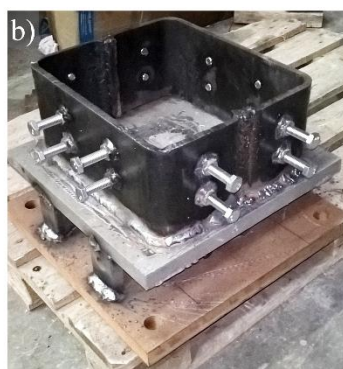


Figura 3.3 – a) Apoio rotulado; b) Apoio semi-rígido; c) Sistema de bloqueio das colunas no interior dos apoios.

3.5 Instrumentação das colunas

Com o intuito conhecer a evolução de temperatura nos perfis, foram soldados termopares de tipo K (*cromel-alumel*) em várias posições da secção transversal e ao longo da altura das colunas. Em altura, foram aplicados termopares em cinco secções diferentes (TS s na Figura 3.5). Em relação à secção transversal, foram colocados termopares em 4 posições diferentes (TS s,p na Figura 3.4), tanto para as secções em Σ e 2Σ . Deste modo, foi possível determinar a evolução de temperatura não só em vários pontos da secção transversal, mas também conhecer a sua variação em altura. A aquisição desta informação permitiu também a calibração dos modelos térmicos realizados na análise numérica de elementos finitos, realizada também no âmbito desta dissertação.

Relativamente aos deslocamentos laterais das colunas, estes foram determinados através de transdutores de fio (TF), modelo TML DP-1000D, colocados a três alturas diferentes e segundo os dois eixos principais de inércia das colunas. Apesar das colunas terem sido instrumentadas para os dois eixos de inércia, os deslocamentos segundo o eixo de maior inércia não foram muito relevantes no âmbito desta dissertação, visto que os apoios rotulados foram concebidos para permitir a rotação segundo o eixo de menor inércia.

Adicionalmente, foram ainda registados os deslocamentos axiais segundo o eixo das colunas, de modo a poder quantificar a sua dilatação térmica. Para esse efeito, foram colocados quatro defletómetros de haste (LVDT – *Linear Variable Displacement Transformer*) na base e quatro no topo das colunas (Figura 3.6 a) e b), respetivamente), dispostos ortogonalmente (modelos TML CDP-100 e SDP-200D).

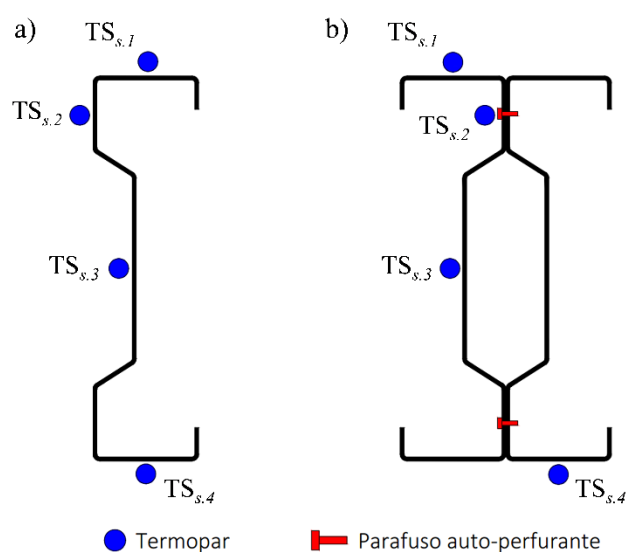


Figura 3.4 – Colocação dos termopares na secção transversal: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ .

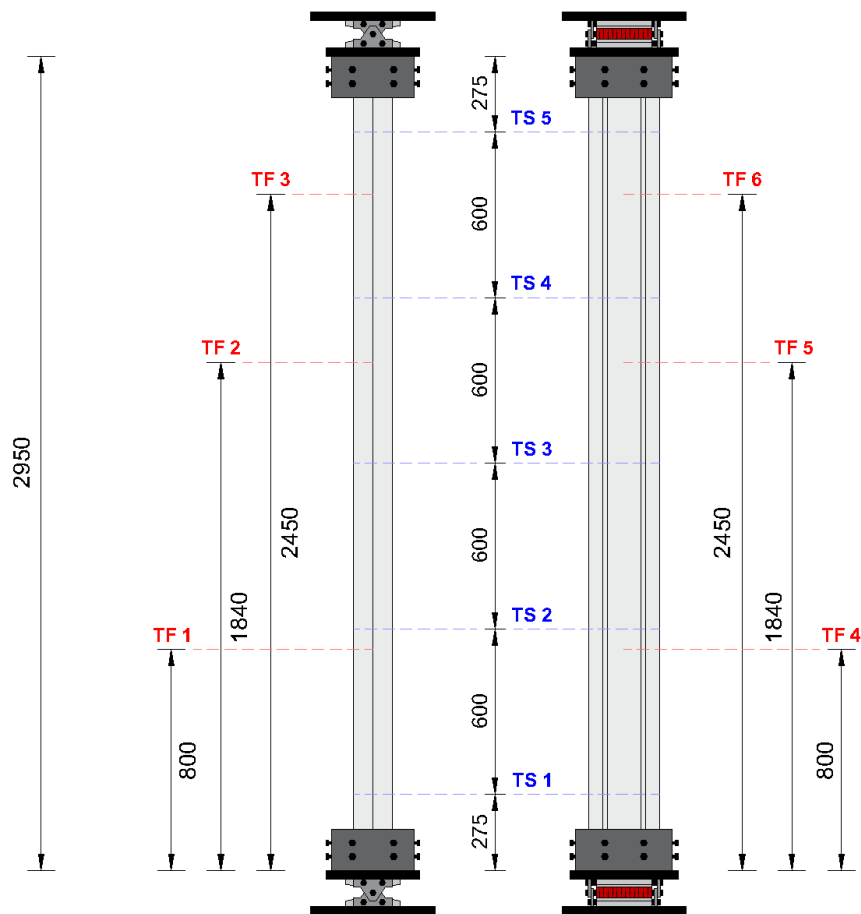


Figura 3.5 – Instrumentação dos termopares em diferentes secções (TS) e transdutores de fio (TF) ao longo da altura das colunas (dimensões em mm).

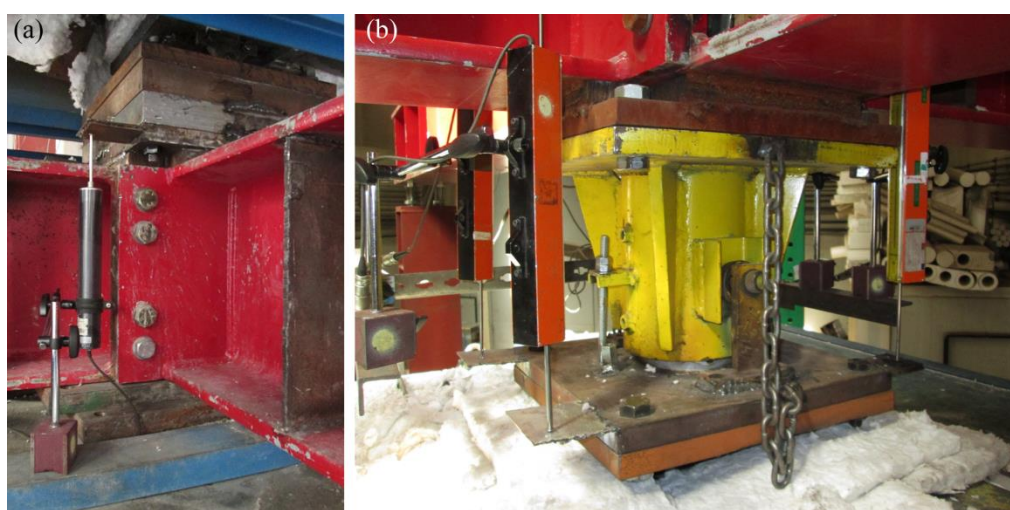


Figura 3.6 – Colocação dos LVDTs: a) Base das colunas; b) Topo das colunas.

3.6 Apresentação e discussão dos resultados

3.6.1 Evolução de temperatura

O forno elétrico usado nos ensaios foi programado de modo a seguir a curva padrão de incêndio apresentada na norma ISO 834 (1999). Na Figura 3.7 é apresentada a evolução de temperatura no forno para as várias condições de ensaios, sendo estas representativas dos restantes ensaios. Da análise da figura é possível verificar que, para os primeiros instantes de ensaio, a temperatura no interior do forno foi inferior à da curva ISO 834 (1999). Este atraso no aumento de temperatura deve-se à elevada inércia térmica do forno e dos provetes de ensaio inseridos dentro do mesmo, sendo a curva atingida ao fim de 7 minutos. De modo a desprezar o efeito da inércia térmica, os resultados obtidos foram discutidos em função da evolução de temperatura, para a qual se verificou uma boa concordância entre os ensaios experimentais realizados.

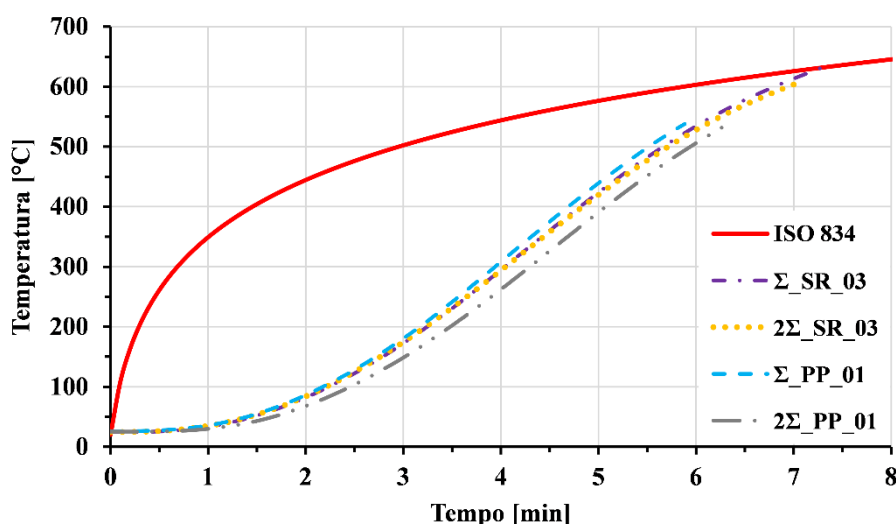


Figura 3.7 – Curvas de temperatura média no forno.

Com base nos termopares soldados nas colunas (Figuras 3.4 e 3.5), foi feita uma análise da evolução de temperatura ao longo da secção transversal e ainda ao longo da altura das colunas. Com base nas temperaturas registadas em cada secção, foi determinada a sua temperatura média. Para este cálculo, a secção foi dividida em diferentes segmentos, de modo a obter áreas afetadas para diferentes termopares. A temperatura média foi depois obtida através da ponderação destas áreas de influência e das temperaturas por elas afetadas. A temperatura média das colunas foi depois determinada, integrando as temperaturas médias das secções ao longo da altura das colunas.

Relativamente à evolução de temperatura na secção transversal, foi feita uma comparação entre as secções transversais Σ e 2Σ , conforme apresentado na Figura 3.8. Para esta situação, apenas

se analisou a evolução de temperatura na secção TS 3, localizada a meia altura das colunas, sendo esta representativa das restantes. Foi possível observar uma clara diferença entre as duas secções transversais em estudo, destacando-se a uniformidade da temperatura ao longo da secção Σ . O mesmo não aconteceu para a secção 2Σ , onde se observaram evoluções de temperatura semelhantes nos banzos, mas substancialmente inferiores ao longo da alma. Na posição TS 3.2, a secção 2Σ apresenta 5 mm de espessura ao invés dos 2,5 mm da restante secção, devido ao contacto direto dos dois perfis constituintes da secção composta. A existência de uma espessura superior conduz a uma maior inércia térmica, promovendo uma evolução de temperatura mais lenta quando comparada à dos banzos. A inércia térmica nesta posição foi também devida ao efeito de sombreamento provocado pelos banzos da secção, levando a que a radiação das resistências elétricas não incidisse diretamente na mesma. Na posição TS 3.3 da secção transversal 2Σ , verificou-se uma evolução de temperatura ainda mais reduzida do que na restante secção, com diferenças a atingir os 100°C . Esta redução deve-se à existência de ar confinado entre os dois perfis que compõem a secção. Visto que a condutibilidade térmica do ar é substancialmente inferior à do aço, este aquece a uma taxa bastante inferior, retardando assim o aumento de temperatura no aço.

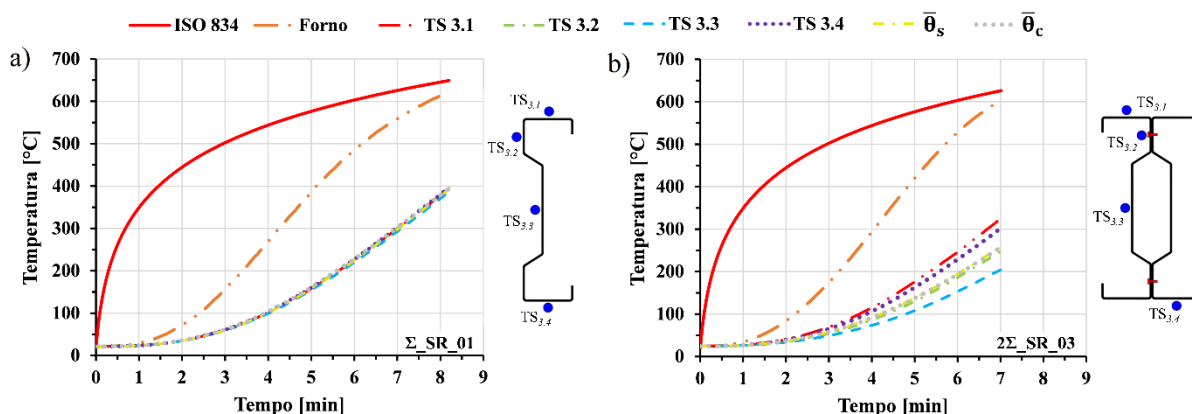


Figura 3.8 – Evolução de temperatura na secção transversal a meia altura das colunas:

a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ .

Com base na temperatura média das secções TS 1 a TS 5, foi feita uma análise relativa à evolução de temperatura ao longo da altura das colunas, em função do tempo, cuja representação se encontra na Figura 3.9. Da sua análise, foi possível observar que entre as secções TS 2 e TS 4 a temperatura média das secções foi bastante semelhante, sem diferenças significativas entre si. O mesmo não se verificou nas secções TS 1 e TS 5, para as quais se obtiveram temperaturas inferiores às das secções intermédias, com diferenças sempre superiores a 60°C . Esta diferença de temperatura deveu-se à localização das secções em causa, já perto das extremidades das colunas, as quais se encontravam devidamente isoladas com lâ cerâmica e, portanto, a temperaturas substancialmente inferiores.

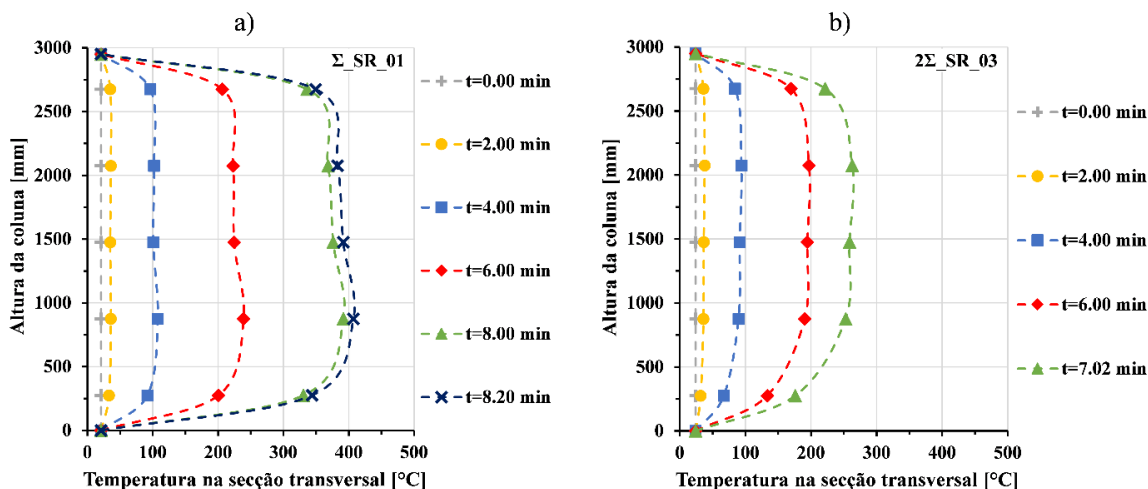


Figura 3.9 – Evolução de temperatura ao longo das colunas.

Face às menores temperaturas observadas nas secções TS 1 e TS 5 e tendo em conta que os fenómenos de encurvadura foram mais pronunciados a meia altura das colunas, a sua temperatura média foi considerada como sendo o integral das temperaturas registadas nas três secções intermédias. Na Figura 3.10 encontram-se as curvas da evolução da temperatura média para algumas das colunas ensaiadas, sendo estas representativas das restantes. Analisando a figura referida, foi possível observar a não dependência das condições de apoio na temperatura média das colunas, sendo esta apenas influenciada pela sua secção transversal. Também se verificou que, acima dos 100°C, as colunas apresentavam um aumento de temperatura aproximadamente linear em função do tempo, pelo que foram determinadas as correspondentes taxas de evolução. Para as colunas de secção Σ , determinou-se uma taxa de 72,5°C por minuto, superior à observada para as colunas de secção 2Σ , sendo esta de 51°C por minuto. A menor taxa observada para as colunas 2Σ deve-se, essencialmente, à presença de ar confinado dentro da secção, diminuindo consideravelmente a temperatura média da secção transversal.

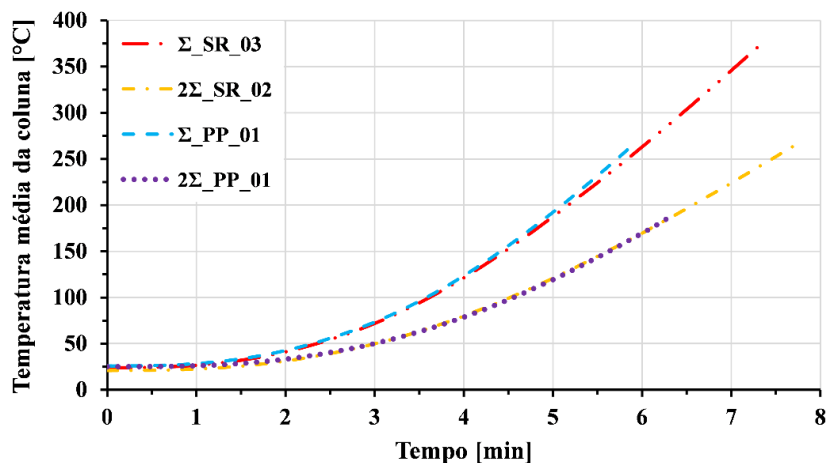


Figura 3.10 – Temperatura média nas colunas.

3.6.2 Evolução das forças de restrição

De modo a analisar o comportamento e capacidade resistente das colunas, foi feito o estudo da evolução da relação P/P_0 em função da temperatura média das colunas, fazendo variar a secção transversal e condições de apoio. Nesta relação, P diz respeito ao esforço axial desenvolvido nas colunas com o aumento de temperatura (forças de restrição axial), enquanto P_0 representa a carga de serviço aplicada no início do ensaio. Como já referido, os ensaios foram realizados com uma carga de serviço correspondente a 50% de $N_{b,Rd}$, carga essa mantida constante ao longo do ensaio. A restrição axial à dilatação térmica, imposta pelo pórtico tridimensional, foi mantida constante para todos os ensaios, sendo esta de 30 kN/mm. A aplicação da ação térmica, associada à restrição axial imposta, levou ao desenvolvimento de forças de restrição (P) nas colunas. Ao atingir um valor máximo (P_{max}), as forças de restrição axial começaram a diminuir com o aumento da temperatura média da coluna, até se atingir a carga inicial aplicada no provete (P_0). Para esse instante de tempo (t_{cr}), admitiu-se que foi atingida a temperatura crítica (θ_{cr}) da coluna, temperatura a partir da qual esta deixa de apresentar capacidade resistente ao carregamento solicitado. Os resultados obtidos nos ensaios experimentais encontram-se tabelados no Quadro 3.2, sendo que a discussão dos resultados foi feita considerando os valores médios correspondentes às várias repetições. Na Figura 3.11 encontram-se representadas as curvas de evolução das forças de restrição axial em função da temperatura média das colunas, sendo as curvas apresentadas representativas das restantes colunas.

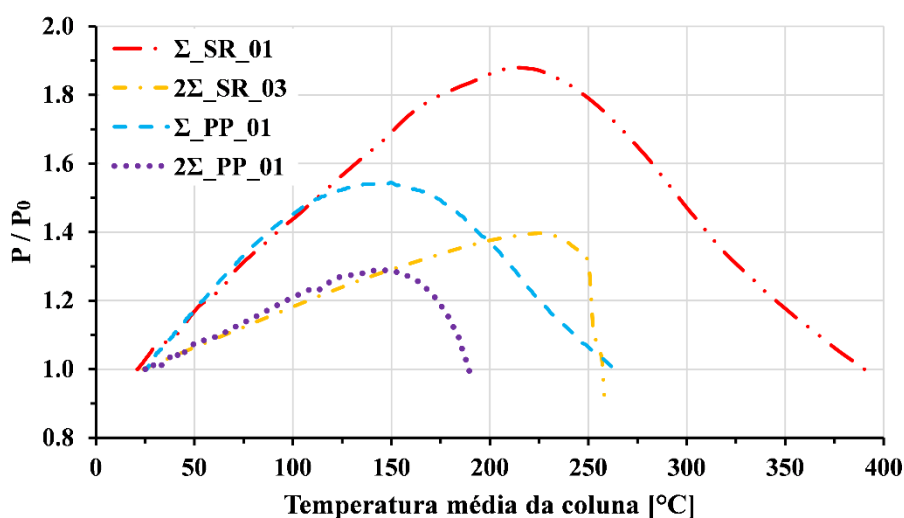


Figura 3.11 – Evolução das forças de restrição axial.

Analisando a Figura 3.11, constatou-se que a evolução das forças de restrição axial seguia uma tendência aproximadamente linear até ser atingido o esforço axial máximo, sendo esta apenas influenciada pela forma da secção transversal. Verificou-se que as colunas com secção Σ apresentavam uma taxa de evolução de P/P_0 substancialmente superior à observada para

colunas de secção 2Σ , aumentando 0,52 e 0,24 a cada 100°C , respetivamente. As condições de apoio não se revelaram muito influentes nesta taxa de crescimento. Estes resultados sugerem que, para a mesma rigidez de restrição à dilatação térmica, a taxa de desenvolvimento das forças de restrição seja influenciada pela secção transversal das colunas, sendo o aumento tanto maior quando menor a sua rigidez axial. Da análise das curvas e do Quadro 3.2, verificou-se que a maior relação P_{max}/P_0 ocorreu para as colunas de secção transversal Σ associadas a condições de apoio semi-rígidas, obtendo forças de restrição 1,89 vezes superiores à carga de serviço aplicada. Para a mesma secção transversal, mas considerando condições de apoio rotuladas, verificou-se uma diminuição desta grandeza, atingindo forças de restrição 1,54 vezes superiores à carga de serviço aplicada. Também se verificou uma redução de P_{max}/P_0 para as colunas com secção transversal 2Σ , quando comparado com as colunas de secção Σ . A menor relação P_{max}/P_0 foi obtida, à semelhança da secção Σ , para condições de apoio rotuladas, atingindo forças de restrição 1,29 vezes superiores à carga de serviço. Para condições de apoio semi-rígidas, chegou-se a uma relação P_{max}/P_0 de 1,39. Apesar de a relação P_{max}/P_0 ser superior para colunas de secção Σ , as forças desenvolvidas no caso das colunas 2Σ foram muito superiores (P_{max}). Para condições de apoio semi-rígidas e a título de exemplo, foi atingindo um esforço axial máximo de 343,96 kN para as colunas de secção 2Σ , enquanto para colunas em Σ este foi de apenas 158,14 kN.

Ao atingir a força de restrição máxima, as colunas começaram a perder a sua capacidade resistente, até ser atingida a carga de serviço aplicada, para uma determinada temperatura crítica. A perda de capacidade resistente nas colunas de secção Σ deu-se de forma gradual, fazendo-se acompanhar de uma elevada capacidade de deformação, que se fez sentir até serem atingidas temperaturas críticas 1,75 vezes superiores às temperaturas de pico (temperatura a que são atingidas as forças de restrição máximas). Dos resultados obtidos, verificou-se que foram atingidas temperaturas críticas máximas de $380,80^{\circ}\text{C}$, considerando condições de apoio semi-rígidas, observando-se uma redução substancial das mesmas para condições de apoio rotuladas, com uma diferença de quase 120°C . Esta perda de resistência gradual não se verificou para as colunas de secção 2Σ , para as quais ocorreu um comportamento pós-encurvadura quase súbito e acompanhado de grandes deslocamentos laterais, para temperaturas críticas pouco superiores às de pico. Neste caso, a temperatura crítica máxima registada foi de apenas $256,69^{\circ}\text{C}$, dizendo respeito a condições de apoio semi-rígidas. O aumento da rigidez das colunas provocou, como evidenciado pelos resultados experimentais, uma redução substancial da temperatura crítica correspondente ao seu colapso. Estes resultados sugerem que, no caso das colunas 2Σ , o desenvolvimento das forças de restrição seja responsável pelo colapso das colunas. Relativamente às colunas Σ , a sua menor rigidez axial levou a que estas fossem mais sensíveis à degradação das propriedades mecânicas, face ao aumento da temperatura.

Quadro 3.2 – Resultados experimentais.

Referência do ensaio	θ_{pico} [°C]	t_{pico} [min]	P_{max} [kN]	P_{max} / P_0	θ_{cr} [°C]	t_{cr} [min]
Σ_{SR}_{01}	218,83	5,87	152,97	1,88	393,79	8,20
Σ_{SR}_{02}	215,77	5,38	158,36	1,87	374,34	7,37
Σ_{SR}_{03}	221,85	5,47	163,10	1,92	374,26	7,33
μ	218,82	5,57	158,14	1,89	380,80	7,63
σ	2,48	0,21	4,14	0,02	9,19	0,40
CV [%]	1,14%	3,79%	2,62%	1,18%	2,41%	5,25%
$2\Sigma_{\text{SR}}_{01}$	221,60	6,72	347,45	1,41	246,10	7,13
$2\Sigma_{\text{SR}}_{02}$	226,67	7,05	346,14	1,37	265,93	7,73
$2\Sigma_{\text{SR}}_{03}$	224,78	6,50	338,30	1,40	258,05	7,02
μ	224,35	6,76	343,96	1,39	256,69	7,29
σ	2,09	0,23	4,04	0,02	8,15	0,31
CV [%]	0,93%	3,35%	1,17%	1,18%	3,18%	4,30%
Σ_{PP}_{01}	150,35	4,42	69,62	1,54	264,05	5,88
Σ_{PP}_{02}	-	-	-	-	-	-
Σ_{PP}_{03}	-	-	-	-	-	-
μ	150,35	4,42	69,62	1,54	264,05	5,88
σ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CV [%]	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
$2\Sigma_{\text{PP}}_{01}$	145,95	5,55	239,58	1,29	190,13	6,37
$2\Sigma_{\text{PP}}_{02}$	-	-	-	-	-	-
$2\Sigma_{\text{PP}}_{03}$	-	-	-	-	-	-
μ	145,95	5,55	239,58	1,29	190,13	6,37
σ	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CV [%]	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Nota: Os valores em falta no quadro devem-se a constrangimentos temporais e materiais que impossibilitaram a realização das repetições de alguns ensaios.

Comparando as forças de restrição axial máximas (P_{max} no Quadro 3.2) com as cargas de dimensionamento à temperatura ambiente ($N_{b,Rd}$ no Quadro 3.1), verificou-se que $N_{b,Rd}$ apenas foi transposto para uma das colunas de secção Σ e condições de apoio semi-rígidas (Σ_{SR}_{03}), sendo que mesmo para este caso os valores de P_{max} e $N_{b,Rd}$ foram quase coincidentes. Para esta série, obteve-se uma relação $P_{\text{max}}/N_{b,Rd}$ média de 0,98.

3.6.3 Deslocamentos laterais e axiais

As colunas foram instrumentadas de modo a permitir a monitorização dos seus deslocamentos laterais e axiais, resultantes da restrição à dilatação térmica. Começando pelos deslocamentos

laterais, foram colocados transdutores de fio a três alturas diferentes e segundo os dois eixos principais de inércia das colunas (Figura 3.5). As colunas apresentam menor rigidez segundo o eixo de menor inércia, sendo este o eixo segundo o qual as colunas tendem a instabilizar. Visto que os deslocamentos segundo o eixo de maior inércia foram substancialmente inferiores, definiu-se que a deformada global das colunas seria definida através dos deslocamentos laterais segundo o eixo de menor inércia. Na Figura 3.12 encontram-se representados os deslocamentos laterais para as várias condições de ensaio, sendo os ensaios apresentados representativos das restantes colunas. O estudo dos deslocamentos laterais foi feito em função do tempo de ensaio, ao invés da temperatura média das colunas. Isto porque os deslocamentos laterais ao longo da coluna dependem da temperatura da secção em questão, temperatura essa que não é uniforme em altura (Figura 3.9).

Na primeira metade dos ensaios, as colunas com condições de apoio semi-rígidas não apresentaram deslocamentos laterais significativos, ocorrendo estes apenas para a segunda metade dos ensaios. O mesmo não se verificou para condições de apoio rotuladas, havendo uma deformação gradual ao longo da duração dos ensaios. Também se verificou que, no caso das colunas com condições de apoio semi-rígidas, as colunas começaram por apresentar deslocamentos num sentido, havendo inversão do mesmo nos instantes finais do ensaio. Tal pode ser justificado por pequenas excentricidades na aplicação da carga ou mesmo devido a imperfeições geométricas dos provetes.

Comparando os deslocamentos para diferentes secções transversais, verificou-se que as colunas de secção Σ apresentaram deslocamentos laterais superiores aos registados para secções 2Σ , devido à maior rigidez conferida pela secção composta. Para colunas de igual secção transversal, os deslocamentos máximos obtidos foram da mesma ordem de grandeza. A deformada global das colunas revelou-se ainda bastante influenciada pelas suas condições de apoio, como é possível ver através da Figura 3.12. Para condições de apoio rotuladas, verificou-se que a deformação lateral se dava de forma gradual ao longo da coluna e em função do tempo de ensaio, com a respetiva concavidade sempre para o mesmo sentido. O mesmo não se verificou para condições de apoio semi-rígidas, com deslocamentos laterais pouco significativos na primeira metade dos ensaios. Para estas condições de apoio, observaram-se ainda menores deslocamentos laterais junto das secções de apoio, com aparecimento de pontos de inflexão, nos quais ocorreu mudança de curvatura da deformada. A redução destes deslocamentos deve-se à elevada rigidez rotacional promovida pelo sistema de apoios semi-rígidos. Apesar da elevada rigidez rotacional promovida pelo sistema de apoios, a baixa rigidez das colunas de secção Σ levou a maiores deslocamentos junto dos apoios, quando comparado às colunas de secção 2Σ , sugerindo um maior comprimento de encurvadura no caso da secção simples. Durante os ensaios experimentais, verificou-se também um esmagamento da alma dos perfis dentro do sistema de apoios, devido ao sistema de bloqueio adotado (Figura

3.3 c)). Este esmagamento levou à redução da rigidez rotacional dos elementos, levando a que o ponto de inflexão na Figura 3.12 a) não seja tão evidente.

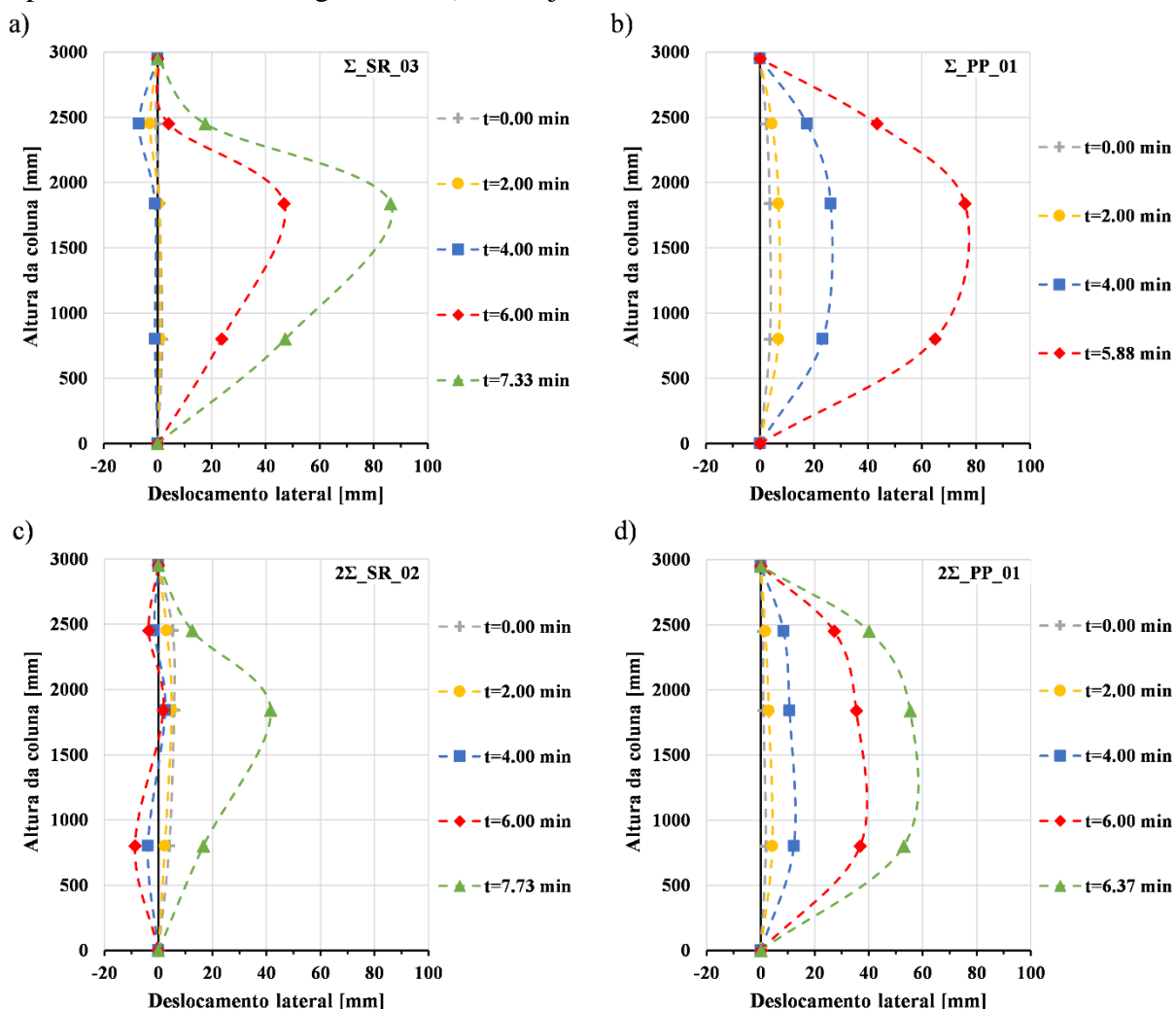


Figura 3.12 – Deslocamentos laterais segundo o eixo de menor inércia: a) Σ_{SR} ; b) Σ_{PP} ; c) $2\Sigma_{SR}$; d) $2\Sigma_{PP}$.

Os deslocamentos axiais foram analisados com base nos LVDTs instalados nas extremidades dos apoios (Figura 3.6), a partir dos quais se determinaram as dilatações térmicas das colunas. Na Figura 3.13 encontram-se representadas as curvas da evolução dos deslocamentos axiais em função da temperatura média das colunas, sendo os ensaios apresentados representativos dos restantes. As condições de apoio revelaram-se muito influentes nos deslocamentos axiais observados, sendo estes substancialmente inferiores para condições de apoio rotuladas. A maior dilatação térmica foi obtida para colunas de secção 2Σ com condições de apoio semi-rígidas, nas quais se registou uma dilatação média de 3,21 mm. A situação para a qual se observaram as menores dilatações térmicas foi para colunas de secção Σ associadas a condições de apoio rotuladas, apresentando uma dilatação média de 0,36 mm. As dilatações térmicas para

condições de apoio rotuladas não foram tão evidentes, visto que a rotação dos apoios se traduz, essencialmente, em deslocamentos laterais.

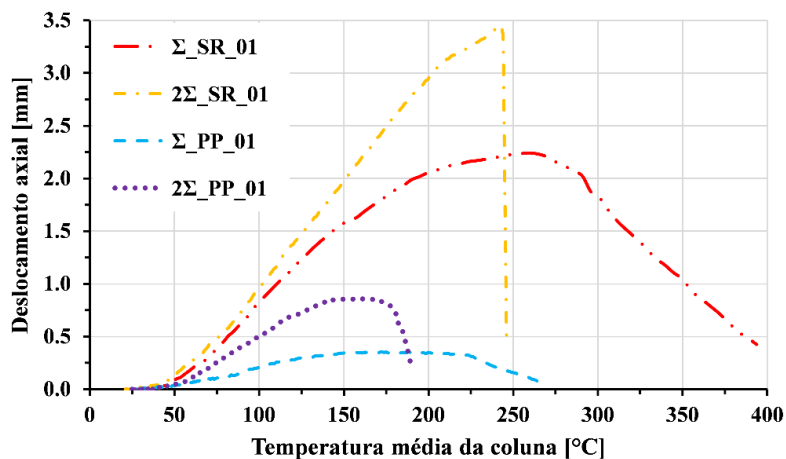


Figura 3.13 – Deslocamentos axiais nas colunas.

3.6.4 Modos de encurvadura

Nas Figuras 3.14 a 3.17 encontram-se representadas as deformadas para as diferentes condições de ensaio, a partir das quais foi possível identificar os vários modos de encurvadura que levaram ao colapso das colunas. Para iguais condições de ensaio, a deformada das colunas foi semelhante, diferindo apenas em pequenas translações na localização das deformações.

Nas colunas de secção Σ e condições de apoio semi-rígidas (Figura 3.14), verificou-se que o colapso se deu devido à interação de encurvadura global por flexão em torno do eixo de menor inércia e encurvadura distorcional. A distorção dos banzos ocorreu essencialmente a meia altura da coluna e ainda a uma distância compreendida entre 400 e 500 mm das extremidades. Esta distorção junto dos apoios deve-se ao impedimento da rotação dos mesmos face à sua elevada rigidez rotacional, levando à inversão da concavidade da deformada e, conseqüentemente, ao aparecimento de pontos de inflexão. Para a mesma secção transversal, mas considerando condições de apoio rotuladas (Figura 3.15), observou-se um comportamento semelhante nas colunas, existindo também interação entre fenómenos de encurvadura global por flexão em torno do eixo de menor inércia e encurvadura distorcional. Relativamente à encurvadura distorcional, esta apenas se manifestou a meia altura das colunas. A baixa rigidez rotacional dos apoios rotulados permitiu a livre rotação das extremidades das colunas, não ocorrendo inversão da concavidade da deformada. Importa ainda referir que foram observados dois modos de encurvadura global segundo o eixo de menor inércia, consoante as condições de apoio das colunas. Para condições de apoio semi-rígidas, as colunas instabilizaram no sentido das extremidades dos banzos, enquanto para condições de apoio rotuladas a instabilização ocorreu no sentido da alma. O sentido segundo o qual as colunas encurvaram deveu-se essencialmente

à presença de imperfeições geométricas nos perfis ou a pequenas excentricidades na aplicação da carga ($\pm 0,5$ cm). Para ambas as situações, verificaram-se fenómenos de encurvadura distorcional, sendo esta mais pronunciada para as colunas com condições de apoio rotuladas, para as quais se observaram maiores deslocamentos laterais.

Relativamente às colunas com secção transversal em 2Σ e condições de apoio semi-rígidas (Figura 3.16), os modos predominantes foram a interação entre encurvadura global por flexão em torno do eixo de menor inércia e encurvadura distorcional e local a meia altura das colunas. Apesar de existirem pontos de inflexão na deformada (visíveis na Figura 3.12 c)), estes não foram facilmente perceptíveis juntos dos apoios, apesar de se verificarem pequenas distorções dos banzos. Para condições de apoio rotuladas (Figura 3.17), as colunas de secção 2Σ apresentaram interação entre modos de encurvadura global por flexão em torno do eixo de menor inércia e encurvadura distorcional e local. Os efeitos da encurvadura distorcional fizeram-se sentir com maior intensidade do que para condições de apoio semi-rígidas, com distorção dos banzos facilmente perceptível para uma extensão compreendida entre 650 mm acima e abaixo de meia altura das colunas. Por outro lado, a encurvadura local observada a meia altura das colunas foi menos significativa quando comparada à observada para condições de apoio semi-rígidas.



Figura 3.14 – Modos de encurvadura observados para as colunas Σ _SR.



Figura 3.15 – Modos de encurvadura observados para as colunas Σ _PP.



Figura 3.16 – Modos de encurvadura observados para as colunas 2Σ _SR.



Figura 3.17 – Modos de encurvadura observados para as colunas 2 Σ _PP.

3.7 Considerações finais

No presente capítulo foi abordado o estudo experimental realizado em colunas de aço enformado a frio com secção transversal em Σ , quando submetidas a altas temperaturas. No âmbito deste estudo, foi investigada a influência da secção transversal e das condições de apoio na resistência ao fogo das colunas. Da instrumentação das colunas, foi retirada informação relativa à evolução de temperatura, desenvolvimento das forças de restrição axial devido à restrição à dilatação térmica, tendo ainda sido feito o registo dos deslocamentos laterais e axiais das colunas. Por fim, foi feita a análise dos modos de encurvadura que condicionaram o colapso das colunas.

Relativamente à evolução de temperatura, verificou-se que a forma da secção transversal influencia consideravelmente a evolução de temperatura ao longo da secção e, conseqüente, a temperatura média das colunas. Verificou-se uma evolução de temperatura mais lenta no caso das colunas de secção 2 Σ , conduzindo a menores temperaturas médias das colunas, promovendo assim um melhor desempenho em situação de incêndio. A menor temperatura nas colunas de secção 2 Σ resultou essencialmente da presença de ar confinado entre os dois perfis aparafusados, ar esse que apresenta menor condutibilidade térmica que o aço, retardando assim o seu aumento de temperatura.

Com o aumento de temperatura foram geradas forças de restrição axial, resultantes da rigidez imposta pelo pórtico de restrição tridimensional. Verificou-se uma maior taxa de desenvolvimento das forças de restrição para as colunas de secção Σ , associadas a condições de apoio semi-rígidas. A maior temperatura crítica foi atingida para essas mesmas condições, com registo médio de 380°C. Para estas condições de ensaio, a norma EN 1993-1-2 (2005) apresentou boa concordância relativamente ao critério de cedência (temperatura crítica de 350°C), sendo os resultados obtidos do lado da segurança. O recurso a colunas com rigidez axial superior (secção 2Σ) fez-se acompanhar de uma redução da sua temperatura crítica, sugerindo que para maiores níveis de rigidez o colapso dos elementos ocorra devido ao desenvolvimento das forças de restrição axial. As colunas 2Σ apresentaram temperaturas críticas sempre inferiores à máxima normativa de 350°C, sendo este um limite demasiado restritivo para este tipo de elementos. Por sua vez, o grande desenvolvimento de forças de restrição nas colunas de secção Σ (P/P_0) sugere que, para menores níveis de rigidez, o colapso dos elementos se deva à degradação das propriedades mecânicas face ao aumento de temperatura na secção transversal.

No que diz respeito aos modos de encurvadura observados, estes foram semelhantes para a maioria das colunas. Os modos de encurvadura predominantes foram a interação entre encurvadura global por flexão em torno do eixo de menor inércia com encurvadura distorcional. No caso da encurvadura distorcional, esta foi bem visível em todas as colunas para a secção a meia altura, surgindo também junto dos apoios para condições de apoio semi-rígidas. Para esta última situação, a distorção dos banzos (pontos de inflexão) foi mais notória para colunas de secção Σ , resultado da sua menor rigidez. No caso das colunas de secção 2Σ , também se verificaram fenómenos de encurvadura local a meia altura das colunas, interagindo com os outros modos de encurvadura já mencionados.

Foi ainda realizada uma comparação direta com os resultados experimentais obtidos por Craveiro (2015), de modo a aferir a influência da introdução de reforços intermédios na alma dos perfis Σ . No seu estudo, o autor recorreu a colunas de secção C e I, que se assemelham respetivamente às secções em Σ e 2Σ . No Quadro 3.3 encontram-se as temperaturas críticas obtidas na presente dissertação e obtidas por Craveiro (2015). Importa ainda referir que as temperaturas apresentadas dizem respeito à integração das temperaturas médias das secções TS 1 a TS 5 ao longo da altura das colunas, de modo a que a comparação possa ser feita com os resultados do autor citado. Do cruzamento dos dados, verificou-se que as temperaturas críticas obtidas por Craveiro (2015) foram sempre superiores às obtidas no presente estudo experimental, visto que a temperatura crítica tende a diminuir para maiores níveis de rigidez.

Quadro 3.3 – Temperaturas críticas obtidas nos ensaios experimentais e por Craveiro (2015).

Condições de ensaio	Σ _SR	Σ _PP	2 Σ _SR	2 Σ _PP
θ_{cr} [°C]	362,44	246,58	233,71	176,93

Condições de ensaio	C_SR	C_PP	I_SR	I_PP
θ_{cr} [°C]	415,48	338,53	266,01	251,99

Apesar de, teoricamente, os perfis Σ apresentarem uma maior capacidade resistente à encurvadura à temperatura ambiente (adição de reforços na alma da secção), a sua utilização em colunas sujeitas a altas temperaturas conduziu a um pior comportamento estrutural, quando comparado a secções mais correntes. A introdução de reforços na alma das colunas leva a uma aplicação adicional de dobras na secção, sendo estas zonas mais sensíveis a uma maior degradação das suas propriedades mecânicas quando sujeitas a altas temperaturas. Com o aumento de temperatura, verificou-se assim uma perda significativa na rigidez das dobras intermédias e, conseqüentemente, uma diminuição da tensão crítica de instabilidade da placa que constitui a alma deste tipo de perfis, originando um colapso prematuro deste tipo de colunas, associado também ao facto de as colunas compostas apresentarem dupla alma.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Introdução

A realização de modelações numéricas constitui uma ferramenta importante no mundo científico, promovendo uma redução dos recursos necessários no âmbito duma investigação. Estes recursos dizem respeito, por exemplo, a materiais necessários à realização de ensaios experimentais, levando conseqüentemente a uma redução de custos. Aliada à sua elevada eficiência, a realização de estudos numéricos permite a realização de um elevado número de simulações para menores períodos de tempo, algo que requer uma maior gestão no caso de estudos experimentais. De modo a validar as modelações numéricas, é necessário efetuar um processo iterativo de calibração dos mesmos. Esta calibração pode ser feita, por exemplo, através de comparação com resultados obtidos experimentalmente. A calibração de modelos numéricos possibilita a realização de futuros estudos paramétricos, nos quais é possível averiguar a influência de diferentes parâmetros sem custos materiais adicionais.

No seguimento dos ensaios experimentais realizados e expostos no capítulo anterior, foi realizada uma análise numérica com o intuito de criar modelos capazes de reproduzir os resultados obtidos experimentalmente. A modelação numérica foi realizada através do *software* de elementos finitos *Abaqus* (Dassault Systèmes, 2014). No âmbito do comportamento ao fogo, o *Abaqus* é uma ferramenta poderosa que permite a análise não linear de estruturas, por exemplo o efeito de um incêndio num elemento. Os resultados obtidos experimentalmente foram assim usados para calibração dos modelos aqui apresentados.

4.2 Modelos numéricos

De modo a reproduzir os resultados obtidos nos ensaios experimentais, foram realizados modelos numéricos de diferentes naturezas. Ao invés de realizar apenas um modelo que descrevesse o comportamento global das colunas ao fogo, foram construídos dois modelos distintos, conduzindo a uma metodologia simplificada. O primeiro modelo diz respeito à modelação térmica das secções ao longo das colunas, sendo o segundo um modelo estrutural no qual foi realizado o estudo do comportamento não linear material e geométrico das colunas em situação de incêndio.

No modelo térmico foi reproduzida a distribuição e evolução das temperaturas observadas experimentalmente nas várias secções (TS 1 a TS 5 na Figura 3.5). Trata-se de um modelo

bidimensional não linear, com variação da temperatura em função do tempo. O segundo modelo desenvolvido diz respeito a um modelo tridimensional, sujeito a dois tipos de análise distintas. Numa fase inicial, foi realizada uma análise elástica linear a temperatura ambiente, com o intuito de determinar os modos de encurvadura relevantes, sendo a partir destes que é feita a introdução das imperfeições geométricas no modelo. Após a introdução das imperfeições geométricas iniciais, foi realizada uma análise não linear material e geométrica, na qual se reproduziu o efeito do fogo no comportamento estrutural das colunas.

4.3 Propriedades mecânicas e térmicas do aço galvanizado S320GD+Z275

Na elaboração de modelos numéricos, os resultados obtidos são muito dependentes das propriedades atribuídas aos materiais. No âmbito desta dissertação, para além das propriedades mecânicas do aço, foi também necessário quantificar as suas propriedades térmicas, de modo a simular a distribuição e evolução de temperatura.

Com o aumento de temperatura, o aço tende a perder a sua capacidade resistente face à degradação das propriedades mecânicas, nomeadamente a tensão de cedência e módulo de elasticidade. A EN 1993-1-2 (2005) tem essa degradação em conta através da consideração de fatores de redução dados em função da temperatura, tanto para a tensão de cedência como para o módulo de elasticidade (Figura 2.13). As curvas tensão-extensão do aço S320 encontram-se apresentadas na Figura 4.1, para as várias temperaturas.

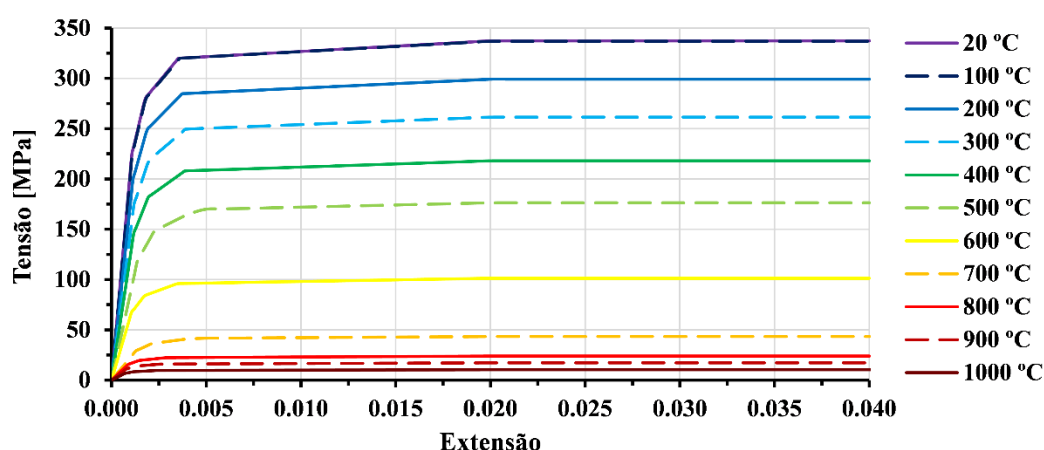


Figura 4.1 – Curvas tensão-extensão do aço S320, em função da temperatura.

As propriedades térmicas mais relevantes dizem respeito à condutibilidade térmica, ao calor específico e ainda à extensão térmica, propriedades enunciadas na EN 1993-1-2 (2005). A condutibilidade térmica (Figura 4.2 a)) representa a facilidade na condução de calor através de um material, sendo definida como a quantidade de calor que atravessa um corpo de superfície

e espessura unitária, de modo a que se observe um gradiente entre faces de 1°C. De modo semelhante, o calor específico (Figura 4.2 b)) representa a quantidade de calor, por unidade de massa, necessária para aumentar a temperatura em uma unidade. A outra propriedade térmica relevante diz respeito à extensão térmica (Figura 4.3), propriedade que relaciona o aumento de volume de um elemento com o aumento de temperatura. É uma propriedade que apresenta grande importância no âmbito desta dissertação, devido à existência de restrição axial à dilatação térmica. O aumento de volume em colunas restringidas com o aumento de temperatura leva ao desenvolvimento de forças de restrição axial, tanto maiores para maiores valores de extensão térmica.

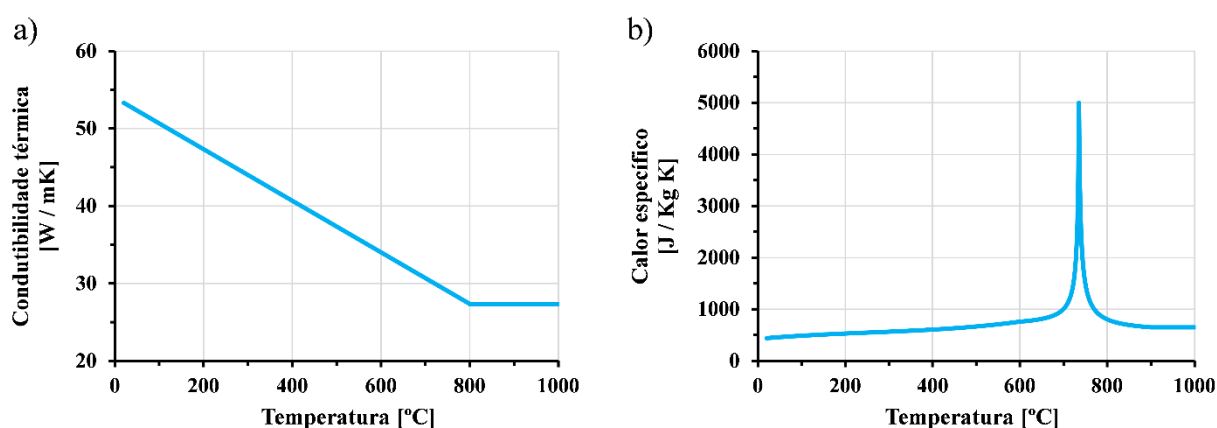


Figura 4.2 – Propriedades térmicas do aço, de acordo com a EN 1993-1-2 (2005):

a) Condutibilidade térmica; b) Calor específico.

A condutibilidade térmica e calor específico são propriedades que influenciam os fenômenos de condução de calor através de um elemento, sendo a sua correta quantificação relevante para simular a distribuição e evolução de temperatura nas secções. A extensão térmica apresenta maior relevância no contexto dos modelos estruturais em situação de incêndio, visto que esta condiciona o desenvolvimento das forças de restrição axial, que por sua vez podem resultar no colapso das colunas. Face à sua relevância, alguns autores (Chen e Young, 2007; Craveiro *et al*, 2016) levaram a cabo estudos com o intuito de aferir a adequação da norma EN 1993-1-2 (2005) na definição da extensão térmica. Dos resultados obtidos, os autores concluíram que a norma apresenta resultados conservadores para toda a gama de temperaturas (Figura 4.3). Apesar de se encontrarem do lado da segurança, no âmbito de um estudo numérico importa uma caracterização realista das propriedades dos materiais, neste caso em particular da extensão térmica. Uma sobrevalorização desta propriedade conduz a um maior desenvolvimento de forças de restrição, promovendo uma antecipação do colapso, levando a um afastamento dos resultados obtidos experimental (Craveiro *et al*, 2016).

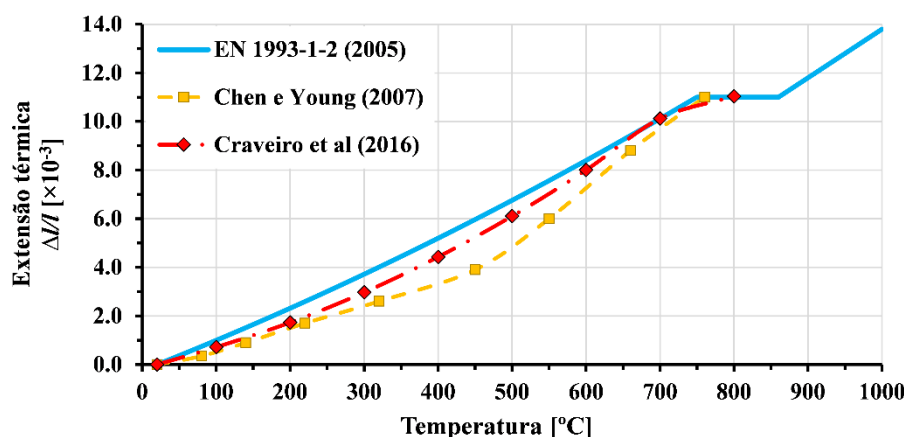


Figura 4.3 – Expansão térmica de acordo com a EN 1993-1-2 (2005), comparativamente com os estudos experimentais realizados por Chen e Young (2007) e Craveiro *et al* (2016).

4.4 Modelação térmica das secções transversais

4.4.1 Construção do modelo térmico

Relativamente ao modelo térmico, este foi construído com o intuito de obter distribuições e evoluções de temperaturas nas secções, que fossem concordantes com os resultados obtidos experimentalmente. No estudo experimental, as colunas foram instrumentadas com termopares para cinco secções ao longo da sua altura, sendo que cada secção foi instrumentada com quatro termopares cada (Figuras 3.4 e 3.5). Visto que as temperaturas foram registadas para diferentes secções, obteve-se do estudo experimental uma evolução de temperatura não uniforme em altura, evolução essa que se tentou replicar nas simulações numéricas. Estes modelos apenas tiveram por objetivo a calibração da distribuição e evolução de temperatura nas secções transversais, sendo a sua distribuição em altura abordada na Secção 4.5.

O modelo térmico elaborado é bidimensional, visto ser representativo da secção transversal. A secção foi discretizada em elementos finitos de dimensão $0,5 \times 0,5$ mm do tipo DC2D4, sendo a referência do elemento finito indicativa das suas características (Dassault Systèmes, 2014). Trata-se de um elemento finito compatível com processos de transferência de calor (DC), de geometria bidimensional (2D) com um total de quatro nós (4). De modo a obter distribuições de temperatura semelhantes aos resultados experimentais, foi necessário fazer o *input* das propriedades térmicas do aço. Os valores usados para definição da condutibilidade térmica e calor específico foram os enunciados na EN 1993-1-2 (2005), representados na Figura 4.2. O coeficiente de transferência de calor por convecção foi considerado igual a $16 \text{ W/m}^2\text{K}$ (Craveiro (2015)), inferior aos $25 \text{ W/m}^2\text{K}$ indicados na EN 1991-1-2 (2002). A redução deve-se ao facto de a curva de incêndio do forno ser inferior à curva ISO 834 (1999) nos primeiros instantes. Relativamente ao processo de radiação, consideraram-se emissividades de 0,70 e de 0,30 para

as resistências elétricas do forno e para o aço galvanizado das colunas, respetivamente, sendo a constante de Stefan-Boltzmann igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$. Considerou-se uma densidade para o aço de 7850 kg/m^3 .

A ação térmica aplicada nos modelos diz respeito à curva de temperatura do forno observada experimentalmente. O forno usado nos ensaios experimentais era composto por três módulos verticais, para os quais foram feitas leituras de temperatura independentes. De modo a obter distribuições e evoluções de temperatura coincidentes com as experimentais, as secções foram calibradas com a curva do módulo do forno que as afetava, pelo que diferentes secções foram calibradas para diferentes módulos.

A informação acima referida é relativa tanto às colunas de secção Σ como 2Σ . Para as secções 2Σ , foi ainda necessário ter em consideração a existência de ar confinado entre os perfis aparafusados. A baixa condutibilidade térmica do ar conduziu a uma redução substancial da temperatura média da secção, conforme verificado no estudo experimental (Figura 3.8). O ar confinado na secção foi modelado como se de um material sólido se tratasse, desprezando assim o efeito de transferência de calor por convecção. De modo a simular a condução de calor na superfície de ar, foi necessário quantificar as suas propriedades térmicas relevantes, estando as mesmas representadas na Figura 4.4. Relativamente à transferência de calor entre as interfaces aço-aço e aço-ar, os coeficientes de condutância térmica de contacto foram considerados como sendo de 200 e $10 \text{ W/m}^2\text{K}$, respetivamente (Craveiro, 2015). A discretização em elementos finitos foi feita de modo semelhante à da restante secção, adotando elementos finitos do tipo DC2D4, mas com uma malha de $1 \times 1 \text{ mm}$. Considerou-se uma densidade para o ar de $1,16 \text{ kg/m}^3$.

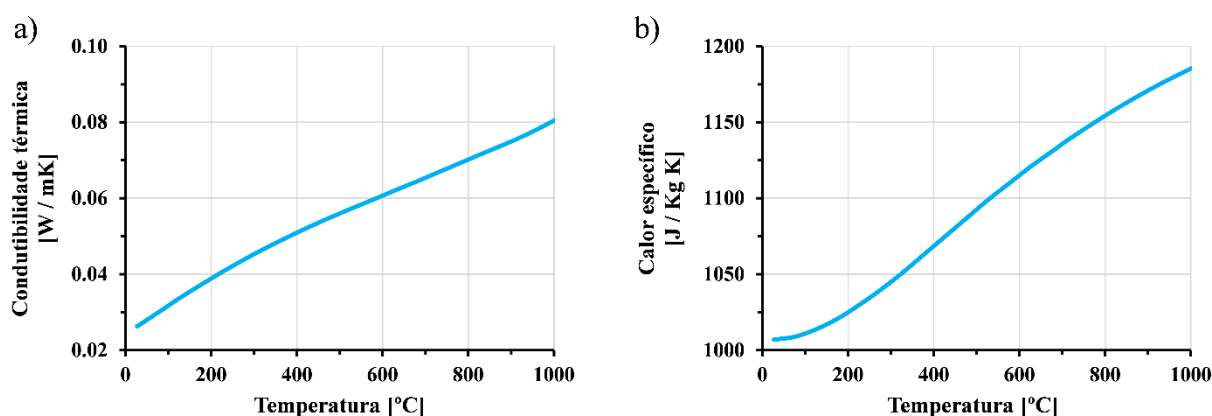


Figura 4.4 – Propriedades térmicas do ar: a) Condutibilidade térmica; b) Calor específico.

4.4.2 Calibração do modelo térmico

Após a construção do modelo procedeu-se à sua calibração, de modo a obter um modelo térmico que capaz de representar a distribuição de temperatura observada nos ensaios experimentais. Para efeitos de calibração, os parâmetros a variar foram os coeficientes de transferência de calor por radiação e as superfícies expostas ao fogo (Figura 4.5).

Os valores máximos adotados para os coeficientes de transferência de calor por radiação para as resistências do forno e para o aço foram de 0,70 e 0,30, respetivamente. Nos modelos numéricos apenas é inserido um coeficiente, sendo este a multiplicação dos dois apresentados anteriormente, resultado num coeficiente máximo de 0,21. Consoante a distribuição e evolução das temperaturas, foram adotadas diferentes percentagens do coeficiente referido, até se obterem temperaturas próximas das observadas experimentalmente. Relativamente às superfícies expostas ao fogo, estas dizem respeito às partes da secção transversal afetadas por efeitos de convecção e radiação. Para as superfícies não expostas ao fogo, considerou-se que a transferência de calor se dava apenas por condução térmica. Numa primeira fase de calibração, consideraram-se as superfícies de exposição ao fogo representadas na Figura 4.5 a), supondo que a restante secção estaria sujeita a um efeito de sombreamento provocado pelos banzos. Sempre que necessário, foram-se adicionando mais superfícies expostas ao fogo (Figura 4.5 b)), até se atingirem distribuições e evoluções de temperatura compatíveis com as observadas experimentalmente.

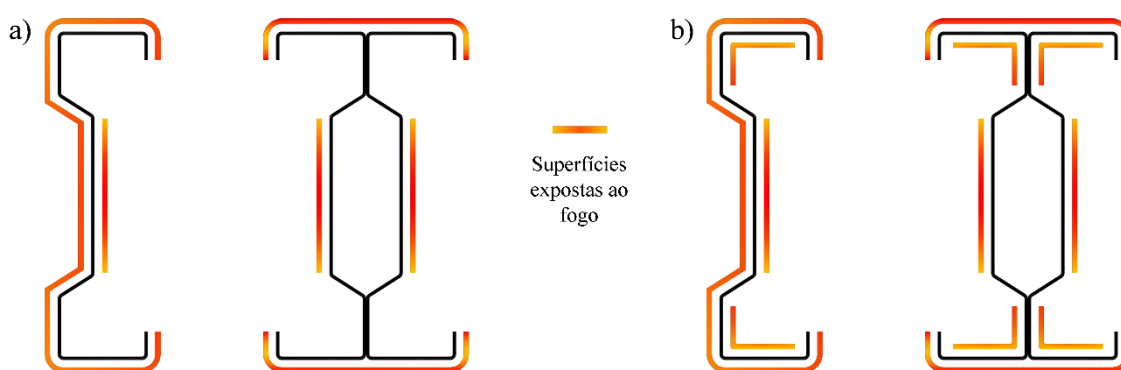


Figura 4.5 – Superfícies expostas ao fogo: a) Primeira iteração; b) Solução final.

A variação dos parâmetros referidos no parágrafo anterior conduziu à calibração do modelo térmico, com base nos resultados obtidos da campanha experimental. Nas Figuras 4.6 e 4.7 estão representadas a distribuição e evolução de temperatura para a secção TS 3, fazendo a comparação entre os resultados obtidos experimentalmente e pela análise de elementos finitos. Nas figuras supracitadas, apenas se encontram expostas colunas com condições de apoio semi-rígidas, sendo estas representativas das condições rotuladas. O mesmo procedimento foi

aplicado para os dois tipos de secção transversal, condições de apoio e para as cinco secções em altura. Das Figuras 4.6 e 4.7 é possível observar uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos, obtendo também resultados satisfatórios para as restantes modelações. Relativamente às temperaturas finais obtidas experimentalmente e numericamente, observaram-se erros médios de apenas 1,21 e 5,63% para a secção Σ e 2Σ , respetivamente, erros pouco significativos no contexto desta investigação. A calibração destes modelos permitiu a introdução da distribuição e evolução de temperatura ao longo da altura das colunas, aspeto abordado na Secção 4.5.

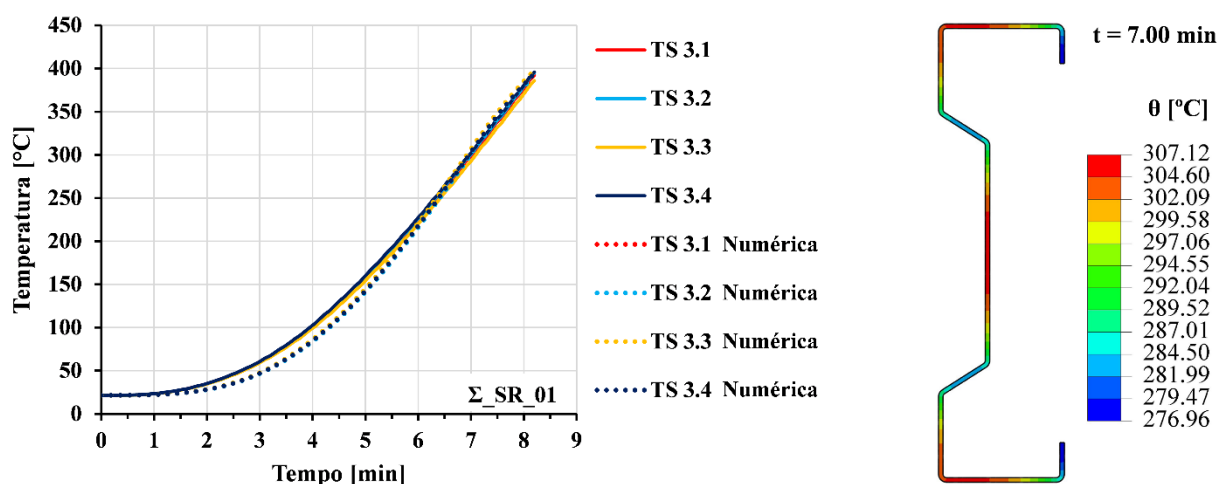


Figura 4.6 – Evolução e distribuição de temperatura na secção TS 3 para colunas Σ .
 Comparação entre ensaio experimental e modelação numérica.

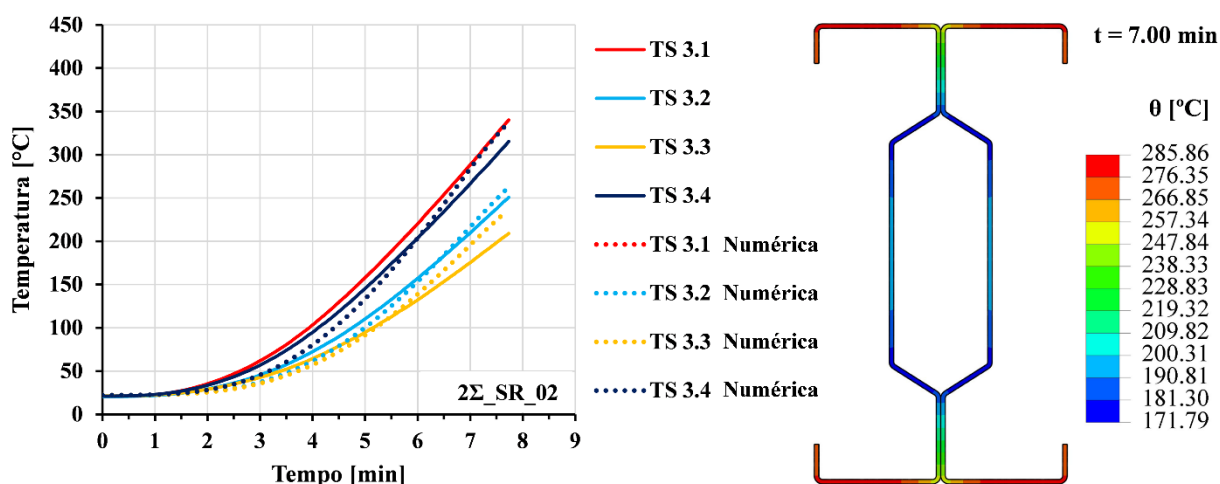


Figura 4.7 – Evolução e distribuição de temperatura na secção TS 3 para colunas 2Σ .
 Comparação entre ensaio experimental e modelação numérica.

4.5 Modelação estrutural em situação de incêndio

4.5.1 Discretização em elementos finitos

Numa fase inicial, foi necessário discretizar as colunas numa malha de elementos finitos, sendo para isso necessária a escolha do tipo de elementos finitos e ainda uma malha que permita uma discretização adequada. As colunas foram discretizada em elementos finitos tridimensionais do tipo S4R, cuja referência é indicativa das suas características (Dassault Systèmes, 2014). Trata-se de um elemento finito de casca ($S - Shell$), de quatro nós (4), cada um com seis graus de liberdade, e de integração reduzida (R), geralmente usado em secções de parede fina e para o cálculo de tensões/deslocamentos. O facto de apresentar um modo de integração reduzida leva a uma diminuição da matriz de rigidez do elemento (integração apenas no ponto central do elemento), promovendo um menor esforço computacional. Os parafusos auto-perfurantes, aplicados nas secções 2Σ , foram também inseridos nos modelos, optando por elementos finitos do tipo C3D8R. É um elemento finito contínuo (C), tridimensional (3D) com seis faces e oito nós (8), cada um com seis graus de liberdade, recorrendo também a integração reduzida (R), à semelhança do elemento S4R. As propriedades mecânicas inseridas nos modelos foram as referidas na Secção 4.3.

Alguns autores levaram a cabo modelações numéricas semelhantes à da presente dissertação (Craveiro, 2015; Oliveira, 2016), nas quais realizaram análises de sensibilidade relativamente à dimensão da malha de elementos finitos. Os autores correram modelações numéricas com elementos de dimensão 20×20 , 10×10 e 5×5 mm, averiguando a sua influência na carga crítica de encurvadura. Os autores observaram uma boa concordância nos resultados para as diferentes malhas, sem desvios significativos entre si. Deste modo, e à semelhança dos autores, foi adotada uma malha de elementos finitos de 5×5 mm, conduzindo assim a resultados mais aproximados da solução ideal. A discretização de elementos finitos encontra-se apresentada na Figura 4.8.

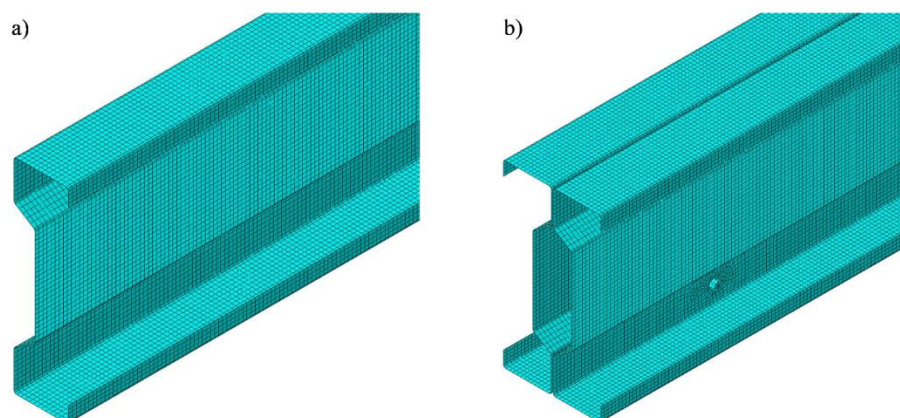


Figura 4.8 – Malha de elementos finitos adotada: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ .

4.5.2 Condições de fronteira, contactos e carregamento

Um dos problemas constatados na análise experimental foi a dificuldade em obter condições de apoio perfeitas. Para condições de apoio semi-rígidas, verificou-se que os apoios não apresentaram um comportamento perfeitamente encastrado em ambas as extremidades, havendo uma pequena rotação relativa da coluna em relação à base do apoio. Como já referido, esta rotação deveu-se ao esmagamento da alma devido ao sistema de bloqueio das colunas dentro dos apoios (Figura 3.3 c)). Para condições de apoio rotuladas, também não se verificou um comportamento perfeitamente rotulado, devido ao atrito entre o rolamento e os restantes componentes do sistema de apoio. De modo a reduzir este atrito, o rolamento foi revestido em folha de *teflon* (PTFE) com 1 mm de espessura, promovendo assim uma melhor rotação. No entanto, e à semelhança dos apoios semi-rígidos, também aqui não foi possível obter um comportamento rotulado perfeito. Para ter estas imperfeições em conta nos modelos estruturais, foram aplicadas rótulas (atuando como molas) com uma rigidez rotacional associada nas extremidades das colunas, afetando a rotação segundo o eixo de menor inércia. A localização das molas encontra-se representada na Figura 4.9. Para colunas com condições de apoio semi-rígidas, foi aplicada uma rigidez rotacional bastante elevada ($4EI/L$), de modo a obter um comportamento semi-rígido e não perfeitamente encastrado. No caso das colunas com condições de apoio rotuladas, apenas foi aplicada uma pequena rigidez rotacional, de modo a ter em conta o atrito observado nos apoios. No seu estudo, Craveiro (2015) também recorreu a molas com rigidez rotacional para simular o atrito entre os rolamento e o sistema de apoios, tendo adotado valores de rigidez rotacional a variar entre 2 e 20% de $3EI/L$. Deste modo e dada a semelhança do tipo de ensaio, procurou-se adotar níveis de rigidez semelhantes aos do autor.

Com o intuito de simular a rigidez axial imposta pelo pórtico de restrição tridimensional, foi inserida nos modelos uma mola linear com a mesma rigidez dos ensaios experimentais, 30 kN/mm. A mola foi inserida no topo das colunas, com ponto de aplicação no centro geométrico da secção transversal, de acordo com a Figura 4.9. A utilização desta mola permitiu ainda que fosse feita a leitura das forças de restrição axial desenvolvidas nas colunas, resultado da restrição axial à dilatação térmica.

Para as colunas de secção 2Σ , foi ainda necessário definir condições de contacto para ter em conta a interação entre a ligação perfil-perfil (contacto entre a alma dos perfis) e ainda entre os parafusos auto-perfurantes e os perfis. Relativamente ao contacto entre perfis, foi admitido um coeficiente de atrito tangencial de 0,2, à semelhança de estudos semelhantes com recurso a secções compostas aparafusadas (Laím, 2013; Craveiro, 2015). Na direção perpendicular aos perfis, o contacto entre superfícies foi simulado de modo a permitir transferência total de forças de compressão, sem transmissão de esforços de tração (*hard contact*). A interação entre perfis foi feita através de um contacto *node-to-surface*, recorrendo ao método de *finite-sliding*.

Relativamente ao contacto entre os parafusos auto-perfurantes e os perfis, admitiu-se que estes apenas permitiriam a transferência de forças compressivas (*hard contact*), impedindo ainda o deslizamento entre superfícies (*rough contact*).

A carga de serviço (P_0) aplicada nas colunas foi a mesma dos ensaios experimentais, calculada de acordo com a EN 1993-1-3 (2006) e apresentada no Quadro 3.1 para as diferentes condições de apoio e secções transversais. A carga foi aplicada no centro geométrico da secção transversal, no topo das colunas. O ponto de aplicação da carga foi depois conectado ao perímetro da secção, com o intuito de obter uma distribuição uniforme do carregamento ao longo da mesma. Esta distribuição encontra-se representada na Figura 4.9.

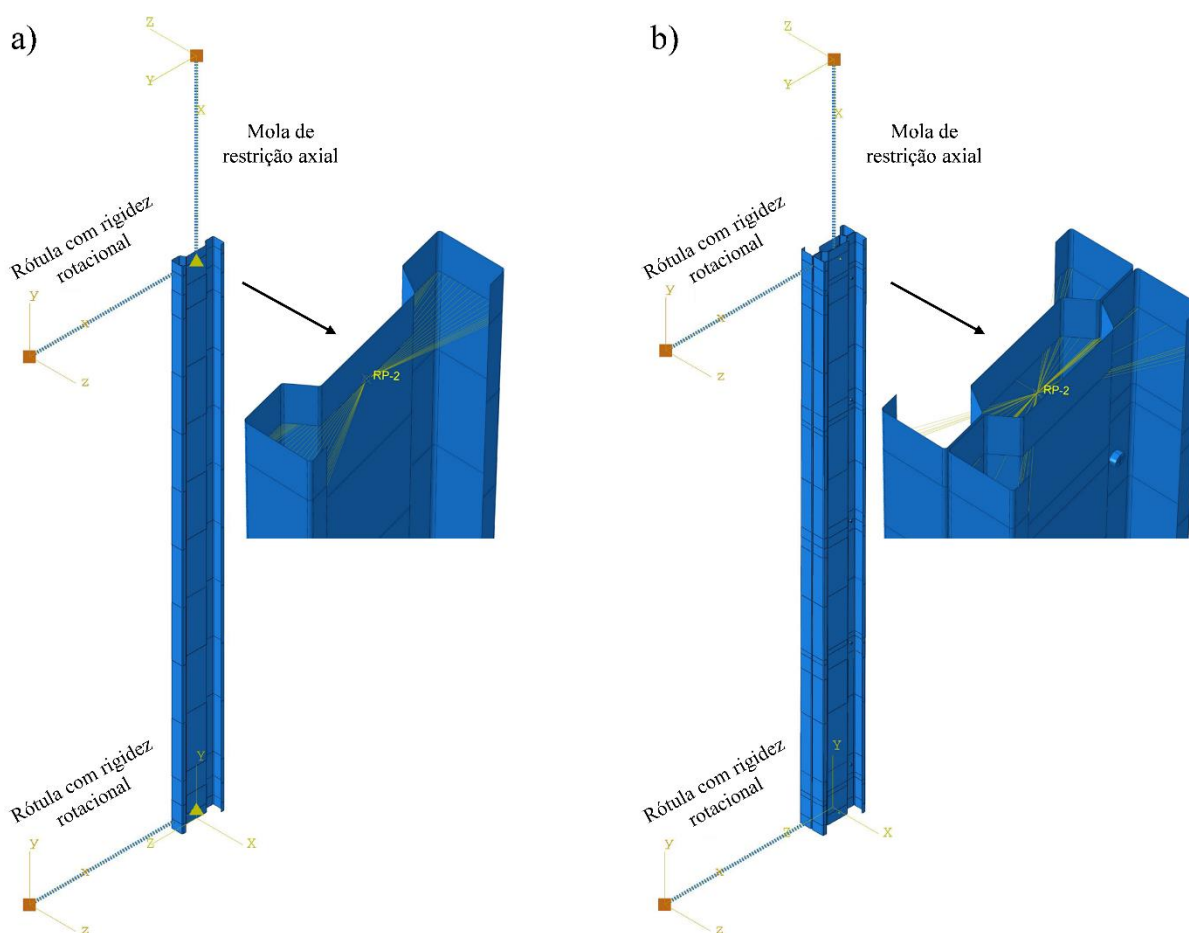


Figura 4.9 – Modelos estruturais em situação de incêndio: a) Secção Σ ; b) Secção 2Σ .

A distribuição de temperatura ao longo da altura das colunas teve por ponto de partida o modelo térmico calibrado na Secção 4.4. Desse modelo térmico, foram obtidas a distribuição e evolução de temperatura para as várias secções ao longo das colunas (TS 1 a TS 5 na Figura 3.5). Visto que a distribuição de temperatura ao longo das colunas não foi uniforme (Figura 3.9), foi feita uma discretização em diferentes partições (áreas de influência), de modo a poder atribuir

diferentes distribuições e evoluções de temperatura em altura. Para ter em consideração o desenvolvimento das forças de restrição devido à dilatação térmica, foi ainda feito o *input* da extensão térmica do aço. Na Figura 4.3 encontram-se os resultados de alguns autores face à proposta da EN 1993-1-2 (2005). No âmbito deste estudo numérico, optou-se por adotar os resultados obtidos experimentalmente por Chen e Young (2007), de modo a não assumir extensões térmicas demasiado conservadoras e que levassem a um acréscimo não realista das forças de restrição axial.

4.5.3 Tipo de análise

Com base no modelo estrutural em situação de incêndio, foram levadas a cabo dois tipos de análise, nomeadamente uma análise elástica linear e uma análise não linear material e geométrica.

A análise elástica linear realizada teve como objetivo a determinação dos primeiros modos de encurvadura das colunas, sendo a partir destes que é feito o *input* das imperfeições geométricas na análise não linear material e geométrica. Visto que nos ensaios experimentais foi possível observar interação entre vários modos de encurvadura, desta análise foram retirados os dois primeiros modos de encurvadura, permitindo assim a sua interação na modelação numérica. Importa ainda referir que esta análise foi realizada em condições de temperatura ambiente, considerando uma carga pontual no centro geométrico no topo das colunas e desprezando as molas rotacionais e axiais. Como imperfeições iniciais, foram consideradas uma imperfeição global de $L/1000$ e distorcional de t , onde L é a altura da coluna e t a espessura da secção (Craveiro, 2015). Após a introdução das imperfeições geométricas no modelo, deu-se início à análise não linear material e geométrica, realizada para todas as condições ensaiadas na análise experimental. Desta análise, pretendeu-se reproduzir o efeito do aumento de temperatura no comportamento estrutural das colunas axialmente restringidas, tendo por objetivo a obtenção de modelos capazes de reproduzir os resultados experimentais.

4.5.4 Calibração dos modelos estruturais

A calibração dos modelos foi feita através da comparação entre a evolução das forças de restrição axial em função da temperatura média das colunas, obtida experimentalmente (Figura 3.11) e numericamente. Para efeitos de calibração, os parâmetros a variar foram as excentricidades na aplicação da carga, os níveis de rigidez rotacional das molas (no caso de colunas com condições de apoio rotuladas) e ainda a magnitude das imperfeições geométricas (globais e distorcionais). A título exemplificativo, encontra-se na Figura 4.10 o processo de calibração para a coluna de secção 2Σ e condições de apoio rotuladas, onde é possível observar o efeito da variação dos parâmetros acima referidos, efeito esse discutido nos parágrafos

seguintes. Considerando o modelo sem introdução de excentricidades, rigidez rotacional e apenas com as imperfeições iniciais, obtiveram-se temperaturas críticas 24% superiores às obtidas experimentalmente. Relativamente às forças de restrição axial, a relação P_{max}/P_0 foi superior em 15%, quando comparado aos ensaios experimentais. A variação dos vários parâmetros referidos neste parágrafo teve então por objetivo a redução destes erros, conduzindo a uma solução capaz de reproduzir os ensaios experimentais.

O parâmetro que se revelou mais influente na calibração dos modelos foi a aplicação de excentricidades na aplicação da carga de serviço. Foram aplicadas excentricidades na aplicação da carga em intervalos de 0,25 cm de simulação em simulação ao longo do eixo de maior inércia, até se obterem forças de restrição axial e temperaturas críticas compatíveis com as dos ensaios experimentais. A excentricidade máxima aplicada foi de 1,0 cm, sendo que excentricidades superiores levariam a um afastamento cada vez mais considerável das condições em que foram realizados os ensaios. O sentido de aplicação da excentricidade também se revelou muito influente na deformada das colunas de secção Σ , face à sua assimetria segundo o eixo de menor inércia. O facto do carregamento se encontrar aplicado acima ou abaixo deste eixo conduziu a diferentes sentidos para a concavidade da deformada. Na Figura 4.10 é possível observar que a introdução de uma excentricidade de 0,5 cm levou a uma redução de 17% da temperatura crítica, ocorrendo também uma redução de 9% no que diz respeito à relação P_{max}/P_0 , sendo estes erros relativos aos resultados obtidos dos ensaios experimentais.

Relativamente às molas rotacionais inseridas nos modelos, procurou-se introduzir níveis de rigidez semelhantes aos de Craveiro (2015), fazendo variar os mesmos entre 2 e 20% de $3EI/L$. Das modelações numéricas, observou-se que uma rigidez rotacional igual a 2% de $3EI/L$ conduzia a resultados quase coincidentes aos obtidos para condições de apoio perfeitamente rotuladas. Para níveis de rigidez superiores, observou-se que acima dos 11% de $3EI/L$ não se verificaram grandes alterações na evolução das forças de restrição axial. Deste modo, foi adotada uma rigidez rotacional de 11% de $3EI/L$ para todas as simulações, sendo este um nível de rigidez que permitiu boa concordância com os resultados obtidos experimentalmente. A introdução da rigidez rotacional conduziu a uma temperatura crítica 12% inferior à obtida experimentalmente, sendo a relação P_{max}/P_0 7% inferior.

As imperfeições geométricas desempenharam também um papel importante no processo de calibração, tendo sido feita a variação das imperfeições globais e distorcionais. As imperfeições iniciais aplicadas nos modelos foram de $L/1000$ e t para as imperfeições globais e distorcionais, respetivamente. Conforme necessário, as imperfeições globais e distorcionais foram aumentadas até um máximo de $L/500$ e $2t$, respetivamente. Optou-se por não aumentar mais as imperfeições geométricas de modo a não obter simulações que se afastassem demasiado das condições de ensaio. Para a coluna de secção 2Σ e condições de apoio rotuladas (Figura 4.10),

apenas foi necessário aumentar a imperfeição global para $L/500$, mantendo a imperfeição distorcional igual a t . Para estas condições, a introdução da imperfeição global levou à obtenção de uma temperatura crítica 6% inferior à experimental, com uma relação P_{max}/P_0 apenas 3% inferior.

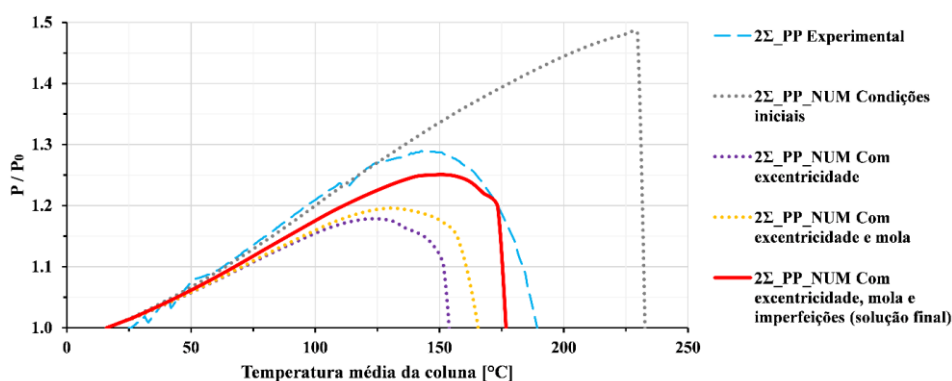


Figura 4.10 – Processo de calibração da coluna de secção 2Σ e condições de apoio rotuladas.

Da variação dos parâmetros referidos, foram obtidas as evoluções das forças de restrição axial para as várias colunas. Os modelos numéricos das colunas de secção 2Σ foram facilmente calibrados introduzindo pequenas excentricidades e aumentando as imperfeições geométricas (excentricidade de 0,5 cm e imperfeições de $L/500$ e $2t$), conforme se pode ser na Figura 4.11 c) e d). Para a secção transversal em causa, obtiveram-se relações de $\theta_{cr}/\theta_{cr,num}$ muito próximas da unidade (Quadro 4.1), indiciando uma boa concordância a nível de temperatura crítica. A relação $P_{max}/P_{max,num}$ foi também próxima da unidade. Para colunas de secção Σ e condições de apoio semi-rígidas (Figura 4.11 a)), verificaram-se relações $P_{max}/P_{max,num}$ um pouco inferiores à unidade, obtendo forças de restrição numéricas 9% superiores às observadas nos ensaios. No entanto, relativamente ao critério de cedência de temperatura crítica, os resultados numéricos apresentaram uma boa concordância com os observados experimentalmente, com um erro de apenas 5%. O modelo em causa foi calibrado introduzindo uma excentricidade de 0,75 cm, com imperfeições geométricas de $L/500$ e $2t$. Para as colunas de secção Σ e condições de apoio rotuladas, a aplicação de uma excentricidade máxima de 1 cm na aplicação da carga não foi suficiente para a calibração do modelo, mesmo introduzindo imperfeições de $L/500$ e $2t$. Dada a assimetria da secção transversal, a aplicação da carga no centro geométrico nos ensaios experimentais pode ter estado associada a um maior erro, sendo ainda que nos mesmos ensaios também se verificou um pequeno desnível do pórtico de restrição após aplicação da carga de serviço, levando a que esta pudesse não ser completamente vertical, como desejável. Deste modo, a aplicação de uma excentricidade de 1,90 cm conduziu a uma modelação mais próxima dos ensaios experimentais, verificando-se uma relação $P_{max}/P_{max,num}$ com erro inferior a 5%, apesar de para a temperatura crítica o erro ser de 21%. Os resultados das modelações numéricas encontram-se representados na Figura 4.11 e no Quadro 4.1.

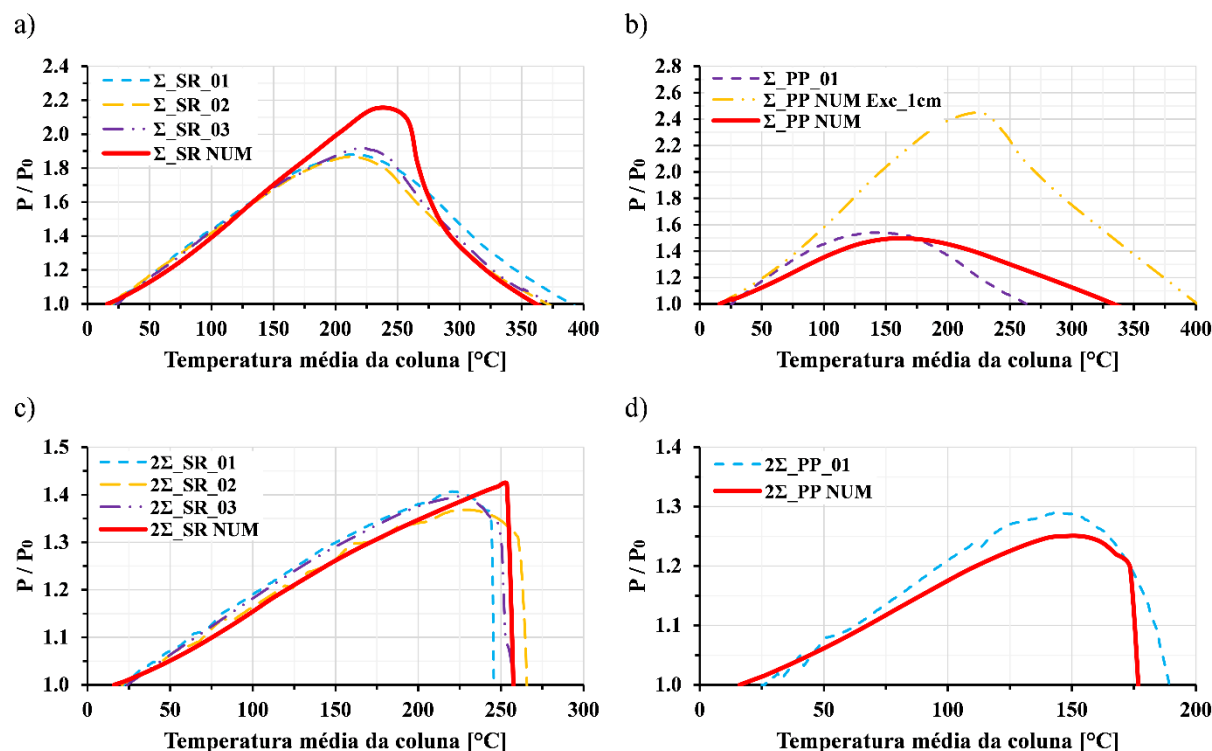


Figura 4.11 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos a) Σ _SR; b) Σ _PP; c) 2Σ _SR; d) 2Σ _PP.

Quadro 4.1 – Comparação entre os resultados experimentais e numéricos.

Referência do ensaio	θ_{cr} [°C]	P_{max} [kN]	$\theta_{cr,num}$ [°C]	$P_{max,num}$ [kN]	$\theta_{cr} / \theta_{cr,num}$	$P_{max} / P_{max,num}$
Σ _SR_01	393,79	152,97			1,09	0,88
Σ _SR_02	374,34	158,36	361,86	174,20	1,03	0,91
Σ _SR_03	374,26	163,10			1,03	0,94
μ	380,80	158,14	361,86	174,20	1,05	0,91
2Σ _SR_01	246,10	347,45			0,95	1,01
2Σ _SR_02	265,93	346,14	258,76	345,13	1,03	1,00
2Σ _SR_03	258,05	338,30			1,00	0,98
μ	256,69	343,96	258,76	345,13	0,99	1,00
Σ _PP_01	264,05	69,62			0,79	1,04
Σ _PP_02	-	-	333,91	66,82	-	-
Σ _PP_03	-	-			-	-
μ	264,05	69,62	333,91	66,82	0,79	1,04
2Σ _PP_01	190,13	239,58			1,06	1,02
2Σ _PP_02	-	-	179,11	234,61	-	-
2Σ _PP_03	-	-			-	-
μ	190,13	239,58	179,11	234,61	1,06	1,02

4.5.5 Calibração dos modelos relativamente aos modos de encurvadura

Nas Figuras 4.12 e 4.13 encontram-se os modos de encurvadura observados nas modelações numéricas. Em geral, os modos obtidos foram muito semelhantes aos observados experimentalmente (Figuras 3.14 a 3.17), sendo também este um fator determinante na validação dos modelos. Nos casos em que a concavidade das colunas ocorreu para o sentido contrário ao observado nos ensaios experimentais, bastou inverter o sentido segundo o qual se aplicou a excentricidade da carga de serviço. As pequenas diferenças entre os ensaios experimentais e os modelos numéricos dizem respeito ao maior número de imperfeições associadas ao procedimento experimental, obtendo-se numericamente interações de modos de encurvadura puros. Relativamente às colunas de secção Σ com condições de apoio rotuladas, apesar do modelo não ter sido devidamente calibrado (erro de 21% relativamente à temperatura crítica), a sua deformada foi semelhante à observada experimentalmente, apenas com uma pequena diferença na localização da distorção dos banzos a meia altura das colunas.

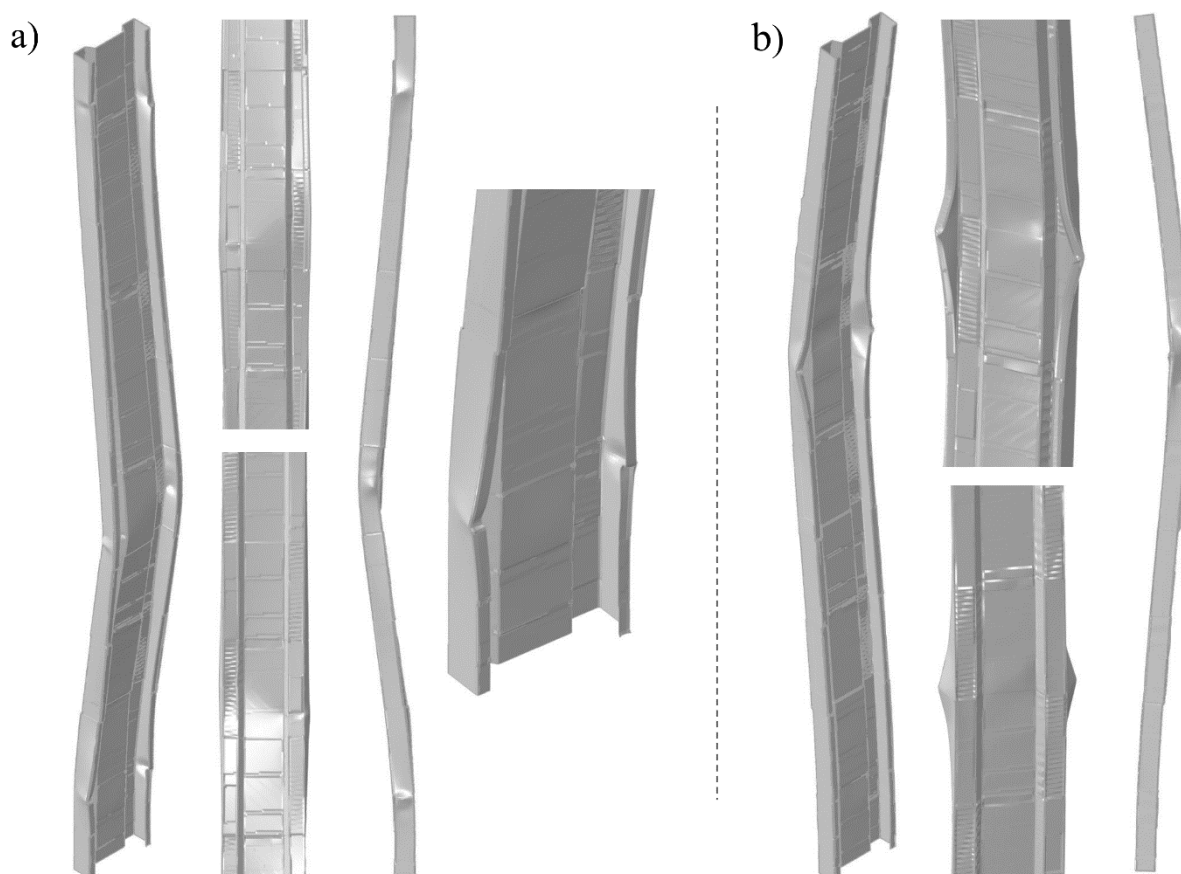


Figura 4.12 – Modos de encurvadura para as colunas de secção Σ : a) Σ _SR; b) Σ _PP.

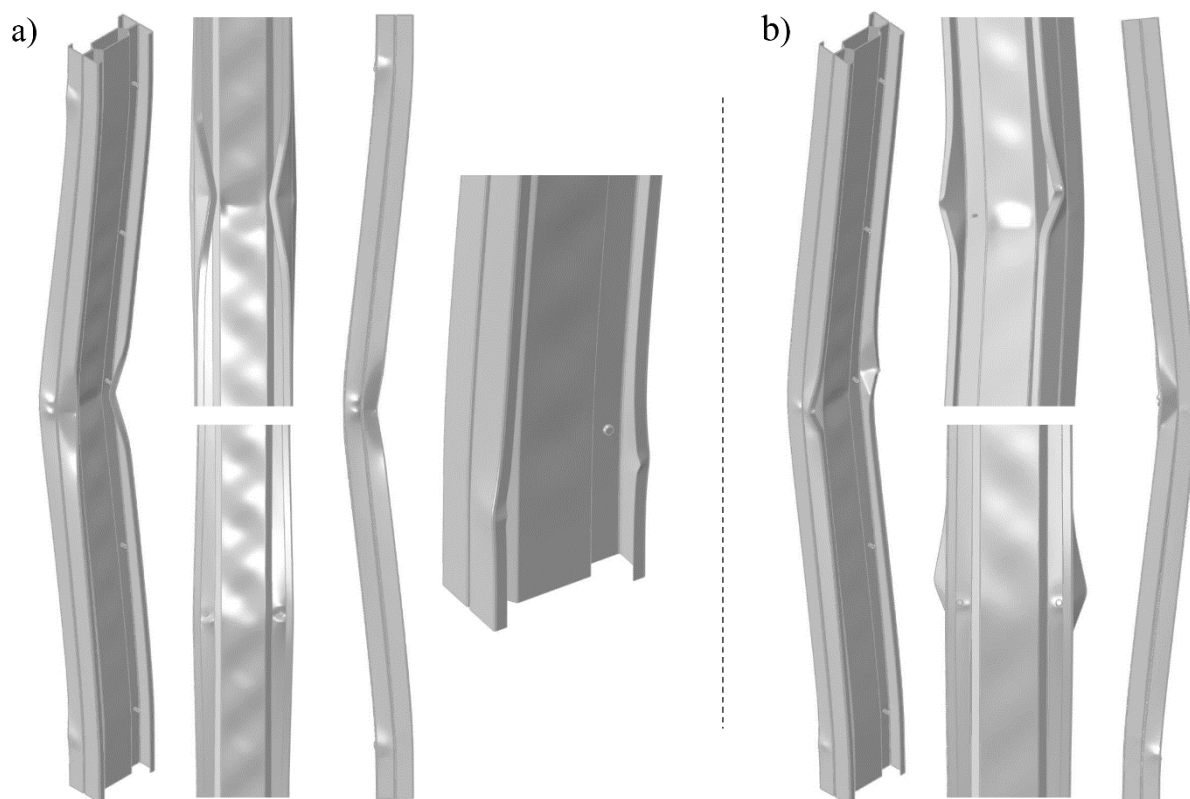


Figura 4.13 – Modos de encurvadura para as colunas de secção 2Σ : a) $2\Sigma_SR$; b) $2\Sigma_PP$.

4.6 Considerações finais

No presente capítulo foi apresentada a modelação numérica das colunas de aço enformado a frio em situação de incêndio. De modo a estudar o comportamento das colunas a temperaturas elevadas foram feitos dois estudos independentes, um relativo à modelação térmica das secções transversais e outro que diz respeito à modelação das colunas em situação de incêndio.

Relativamente à modelação térmica realizada, o software *Abaqus* demonstrou ser uma ferramenta poderosa, obtendo distribuições e evoluções de temperaturas muito semelhantes às observadas experimentalmente. A análise do comportamento ao fogo das colunas foi feita em função da evolução das forças de restrição axial e ainda em relação aos seus modos de encurvadura. Com as devidas calibrações realizados nos modelos, foram obtidos modelos estruturais capazes de reproduzir o comportamento das colunas em situação de incêndio, obtendo forças de restrição e temperaturas críticas compatíveis com as experimentais (na generalidade das simulações).

No processo de calibração dos modelos estruturais, a introdução de molas rotacionais permitiu uma melhor simulação das condições em que as colunas foram ensaiadas. Visto que não foi

possível obter condições de apoio perfeitas, a associação de uma mola com rigidez rotacional bastante elevada nos apoios concedeu às colunas um comportamento semi-rígido. Para condições de apoio rotuladas, a mola teve por objetivo a representação do atrito entre o rolamento e o restante sistema de apoio, atrito esse que não permitiu uma rotação perfeita das colunas. Para esta situação, a aplicação de uma rigidez rotacional de 11% de $3EI/L$ conduziu a resultados compatíveis com os observados experimentalmente. A aplicação de excentricidades na aplicação do carregamento e introdução de imperfeições geométricas foram também determinantes para a calibração dos modelos. Verificou-se que a introdução de pequenas excentricidades, associadas a imperfeições de $L/500$ e $2t$, conduziram a uma resposta estrutural semelhante à observada experimentalmente.

Relativamente às colunas de secção Σ e condições de apoio rotuladas, não foi possível uma calibração adequada do modelo numérico com a introdução de uma excentricidade de 1 cm. No entanto, a aplicação de uma maior excentricidade na aplicação do carregamento da carga foi suficiente para permitir uma melhor calibração do modelo, obtendo uma boa relação relativamente à força de restrição máxima atingida, ainda que com um erro de 21% em termos de temperatura crítica. Na origem do erro podem estar algumas imperfeições relativas aos ensaios experimentais. Como já referido, durante a aplicação da carga de serviço observou-se um pequeno desnível do pórtico de restrição. Visto que a carga foi aplicada nas colunas a partir do pórtico de restrição, o desnível do mesmo pode ter levado a que o carregamento não fosse aplicado completamente na vertical, levando a um colapso antecipado do mesmo. A realização futura de um maior número de ensaios experimentais poderá permitir uma melhor compreensão destes fenómenos.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

No âmbito desta dissertação foi realizado um estudo experimental em colunas de aço enformado com secção em Σ , sujeitas a altas temperaturas. Esta análise teve o intuito de avaliar o efeito da restrição axial à dilatação térmica no comportamento estrutural das colunas. Para tal, foram sujeitas a ensaio colunas de secção Σ e 2Σ , recorrendo a condições de apoio semi-rígidas e rotuladas. As colunas foram instrumentadas de modo a recolher a evolução de temperatura, desenvolvimento das forças de restrição axial, deslocamentos laterais e axiais. Por último, foi ainda realizada uma análise qualitativa relativa aos modos de encurvadura das colunas.

No que diz respeito à distribuição e evolução de temperatura nas colunas, as principais conclusões retiradas foram:

- A distribuição e evolução de temperatura na secção transversal é muito influenciada pela sua forma. A temperatura média nas secções 2Σ foi substancialmente inferior quando comparada para a secção Σ . Esta diminuição deveu-se essencialmente à presença de ar confinado nas colunas com secção composta;
- As condições de apoio não influenciam a distribuição e evolução de temperatura. Observou-se um aumento de $72,5^{\circ}\text{C}$ por minuto para colunas de secção Σ , sendo esta inferior para colunas de secção 2Σ , com apenas 51°C por minuto.

Através da evolução das forças de restrição axial em função da temperatura, foi possível descrever o comportamento estrutural das colunas em situação de incêndio. Para diferentes secções transversais e condições de apoio, foi possível apurar que:

- A taxa de desenvolvimento das forças de restrição axial (em função da temperatura média) depende apenas da secção transversal das colunas e da restrição axial imposta;
- O maior desenvolvimento das forças de restrição (P_{max}/P_0) ocorre para colunas com menor rigidez axial (secção em Σ) e para menores comprimentos de encurvadura (condições de apoio semi-rígidas);
- Maiores níveis de rigidez axial conduzem a uma redução da temperatura crítica dos elementos;

- Para colunas de secção Σ e condições de apoio semi-rígidas, a temperatura crítica atingida foi superior à máxima imposta de 350°C (EN 1993-1-2, 2005), pelo que a norma apresenta um critério conservador para este tipo de secção e condições de fronteira;
- Para colunas de secção 2Σ foram obtidas temperaturas críticas sempre inferiores a 350°C, sugerindo que o critério de cedência da EN 1993-1-2 (2005) possa ser demasiado restritivo para secções compostas (maior rigidez);
- A maior rigidez axial das colunas de secção 2Σ leva a uma perda de capacidade resistente de forma súbita, acompanhada de grandes deslocamentos laterais. Por sua vez, as colunas de secção Σ apresentam uma perda de capacidade resistente gradual com o aumento da temperatura. Este comportamento sugere que colunas com maior rigidez desenvolvam maiores forças de restrição (P_{max}), sendo essa a principal causa motivadora do seu colapso. Para colunas menos rígidas, o desenvolvimento de forças de restrição não parece ser condicionante, sendo mais determinante para o colapso das colunas o aumento de temperatura e degradação das propriedades mecânicas;
- A introdução de reforços na alma das colunas não se revelou benéfico na capacidade resistente das colunas em situação de incêndio, quando comparado a secções em C e I (C+C). As temperaturas críticas obtidas para as secções Σ e 2Σ foram sempre inferiores às obtidas por (Craveiro, 2015) para secções em C e I. O aumento de temperatura levou a uma redução significativa da rigidez dos reforços da alma da secção, promovendo um colapso prematuro das colunas e, portanto, um mau comportamento ao fogo.

Analisando as deformadas obtidas dos ensaios experimentais, foram tomadas algumas conclusões acerca dos modos de encurvadura:

- Os principais modos de encurvadura foram a encurvadura global por flexão (em torno do eixo de menor inércia) e encurvadura distorcional a meia altura. As colunas de secção 2Σ tiveram, adicionalmente, interação com encurvadura local a meia altura;
- Para condições de apoio semi-rígidas, surgem também fenómenos de encurvadura distorcional na proximidade dos apoios (pontos de inflexão), indiciando a influência das condições de fronteira das colunas. A presença de encurvadura distorcional acima dos apoios sugere ainda que, em condições de encastramento, o comprimento de encurvadura para este tipo de colunas deva ser superior a $0,5L$, ao contrário do que se considera em colunas de aço laminado a quente, face à baixa rigidez rotacional das colunas de parede fina.

O estudo numérico desenvolvido no âmbito desta dissertação teve por objetivo a criação de modelos estruturais capazes de simular o comportamento ao fogo das colunas sujeitas a ensaio.

De modo a calibrar os modelos, foram variados diferentes parâmetros no processo de calibração, nomeadamente o nível de rigidez rotacional para condições de apoio rotuladas, a aplicação de excentricidades na aplicação da carga de serviço e ainda a introdução de imperfeições geométricas. Deste estudo numérico verificou-se que:

- A associação de molas rotacionais aos apoios permitiu obter condições de fronteira e níveis de rigidez semelhantes aos observados nos ensaios, conduzindo a um comportamento estrutural compatível ao observado experimentalmente;
- A aplicação de pequenas excentricidades na aplicação da carga de serviço reduz significativamente a temperatura crítica das colunas;
- A introdução de imperfeições globais e distorcionais de $L/500$ e $2t$ (respetivamente) permite obter modelos capazes de reproduzir os resultados experimentais.

5.2 Desenvolvimentos futuros

Quando comparadas com secções C e I (Craveiro, 2015), as colunas Σ e 2Σ apresentaram um pior comportamento ao fogo. Apesar dos reforços na alma lhes conferirem uma maior capacidade resistente à encurvadura, em situação de incêndio as dobras são suscetíveis a uma maior degradação das suas propriedades mecânicas, o que levou a uma cedência antecipada das colunas. De modo a quantificar a perda de resistência em situação de incêndio, sugere-se a realização de ensaios experimentais a temperatura ambiente de colunas Σ e 2Σ . A realização destes ensaios permitiria não só a comparação com as mesmas colunas em situação de incêndio, mas ainda relativamente a secções C e I a temperatura ambiente.

A calibração dos modelos numéricos no âmbito desta dissertação poderá promover a realização de um vasto estudo paramétrico, no qual pode ser estudada a influência de diferentes parâmetros no comportamento estrutural das colunas. A parametrização poderia incidir, por exemplo, na espessura dos elementos, altura e largura da secção transversal, altura das colunas e dimensão do tipo dos reforços de alma e extremidade. Relativamente aos reforços, estes podem ainda ser testados para diferentes posições na secção transversal, variando a sua forma e número, entre outros. No caso das colunas compostas 2Σ , seria também interessante averiguar a influência do número de fiadas de parafusos auto-perfurantes e respetivo espaçamento no comportamento das colunas, sendo que nesta dissertação foram adotadas cinco fiadas espaçadas de 625 mm. Esta última análise poderá ser relevante visto que nos ensaios experimentais se observou a rotura ao corte de alguns parafusos nas fiadas extremas, resultado do desenvolvimento das forças de restrição e aumento de temperatura. A realização destes estudos paramétricos poderá permitir o desenvolvimento de novas metodologias de cálculo, confrontando as normas de dimensionamento atualmente em vigor.

Como já referido, apesar da sua maior capacidade resistente à encurvadura, as colunas compostas por perfis Σ apresentam problemas quando sujeitas a temperaturas elevadas, face ao número de dobras adicionais na secção. Caso se consiga garantir uma maior inércia ao aumento de temperatura na secção, o recurso a colunas com perfis Σ pode apresentar um melhor desempenho ao fogo, atingindo a cedência para temperaturas críticas superiores. Nesse sentido, são aqui propostas três novas secções transversais, duas com recurso exclusivo a secções Σ (Figura 5.1 a) e b)) e outra resultante da combinação de secções Σ e U (Figura 5.1 c)). O grande volume de ar confinado nas secções deverá conduzir a evoluções de temperatura substancialmente mais lentas em toda a secção. Em particular, a secção mista com perfis Σ e U deverá apresentar um melhor comportamento em situação de incêndio. Visto que o interior da secção estará sujeito a temperaturas inferiores, a coluna pode tirar partido da maior capacidade resistente dos perfis Σ . Adicionalmente, o recurso a perfis em U no exterior da secção deverá permitir um melhor comportamento em situação de incêndio, devido ao seu melhor comportamento ao fogo, motivado pelo menor número de dobras na chapa metálica.

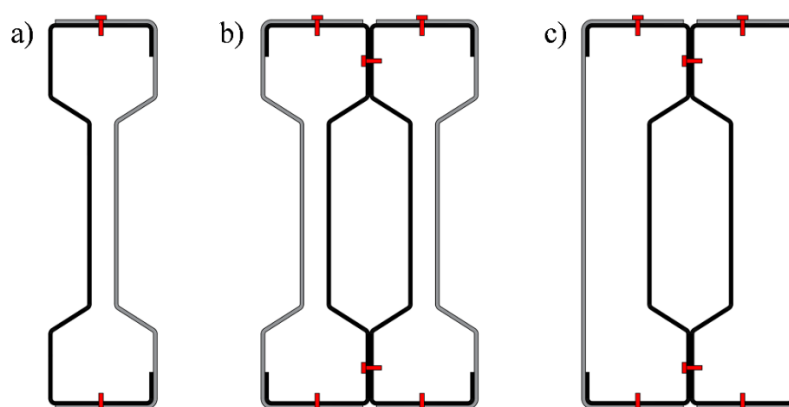


Figura 5.1 – Novas secções transversais compostas por perfis Σ e U.

BIBLIOGRAFIA

Anis, A., Bjork, T., e Heinilla, S. (2012). “Prediction of residual stresses in cold formed corners”. *Journal of Advanced Science and Engineering Research*, Vol. 2, Issue 4, pp 252–264.

Azevedo, J. (2016). “Análise termomecânica de colunas tubulares mistas de secção quadrada e retangular em situação de incêndio”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Chen, J., e Young, B. (2006). “Corner properties of cold-formed steel sections at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 44, Issue 2, pp. 216–223.

Chen, J., e Young, B. (2007). “Experimental investigation of cold-formed steel material at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, Issue 1, pp. 96–110.

Craveiro, H. (2015). “Fire resistance of cold-formed steel columns”. Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia de Segurança ao Incêndio, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Craveiro, H., Rodrigues, J. P. C., Santiago, A., e Laím, L. (2016). “Review of the high temperature mechanical and thermal properties of the steels used in cold formed steel structures – The case of the S280 GD+Z steel”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 98, pp. 154–168.

Dassault Systèmes (2014). *Abaqus User’s Manual*, Dassault Systèmes Simulia Corp., Versão 6.14, USA.

DSM Makina@ (2014). <http://www.desteksacimakinesi.com/>, Máquinas para enformagem de aço, Turquia.

EN 10346 (2015). “Continuously hot-dip coated steel flat products for cold forming – Technical delivery conditions”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1991-1-2 (2002). “Eurocode 1: Actions on structures – Parte 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1993-1-1 (2005). “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1993-1-2 (2005). “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1993-1-3 (2006). “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold-formed members and sheeting”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

EN 1993-1-5 (2006). “Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural elements”. CEN – European Committee for Standardization, Bruxelas.

Feng, M., Wang, Y. C., e Davies, J. M. (2003). “Structural behaviour of cold-formed thin-walled short steel channel columns at elevated temperatures. Part 1: experiments”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 41, pp. 543–570.

Feng, M., Wang, Y. C., e Davies, J. M. (2004). “A numerical imperfection sensitivity study of cold-formed thin-walled tubular steel columns at uniform elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, Issue 4, pp. 533–555.

Ferrer, B. (2014). “Comportamento ao fogo de vigas sigma em aço enformado a frio”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Futureng@ (2010). <http://www.futureng.pt/>, Engenharia e Projeto em LSF, Portugal.

Garifullin, M., e Nackenhorst, U. (2015). “Computational analysis of cold-formed steel columns with initial imperfections”. *Procedia Engineering*, Vol. 117, Issue 1, pp. 1078–1084.

Gendy, B. L., e Hanna, M. T. (2015). “Effect of geometric imperfections on the ultimate moment capacity of cold-formed sigma-shape sections”. *HBRC Journal*, pp. 1–7.

ISO 834-1 (1999). “Fire resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements”. ISO - International Organization for Standardization, Genebra.

Kankanamge, N. D., e Mahendran, M. (2011). “Mechanical properties of cold-formed steels at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 49, Issue 1, pp. 26–44.

Laím, L. (2013). “Experimental and numerical analysis on the structural behaviour of cold-formed steel beams subjected to fire”. Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia de Segurança ao Incêndio, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Laím, L., Rodrigues, J. P. C., e Craveiro, H. D. (2015). “Flexural behaviour of beams made of cold-formed steel sigma-shaped sections at ambient and fire conditions”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 87, pp. 53–65.

Moen, C. D., Igusa, T., e Schafer, B. W. (2008). “Prediction of residual stresses and strains in cold-formed steel members”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 46, Issue 11, pp. 1274–1289.

Oliveira, D. (2016). “Análise estrutural de elementos comprimidos enformados a frio de aço à temperatura ambiente e ao fogo”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Pinho, J. (2010). “Resistência ao fogo de vigas em aço com secções enformadas a frio”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, Aveiro.

Pires, J. (2013). “O método prescritivo na construção de moradias em aço leve”. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa.

Quach, W. M., Teng, J. G., e Chung, K. F. (2004). “Residual stresses in steel sheets due to coiling and uncoiling: A closed-form analytical solution”. *Engineering Structures*, Vol. 26, Issue 9, pp. 1249–1259.

Quach, W. M., Teng, J. G., e Chung, K. F. (2006). “Finite element predictions of residual stresses in press-braked thin-walled steel sections”. *Engineering Structures*, Vol 28, Issue 11, pp. 1609–1619.

Ramos, M. (2016). “Resistência ao fogo de colunas tubulares de secção circular e elíptica com restrição à dilatação térmica”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Ranawaka, T., e Mahendran, M. (2009a). “Distortional buckling tests of cold-formed steel compression members at elevated temperatures”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol 65, Issue 2, pp. 249–259.

Ranawaka, T., e Mahendran, M. (2009b). “Experimental study of the mechanical properties of light gauge cold-formed steels at elevated temperatures”. *Fire Safety Journal*, Vol. 44, Issue 2, pp. 219–229.

Ranawaka, T., e Mahendran, M. (2010). “Numerical modelling of light gauge cold-formed steel compression members subjected to distortional buckling at elevated temperatures”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, Issue 4–5, pp. 334–344.

Rasmussen, K. J. R., e Hancock, G. J. (1988). “Geometric Imperfections in Plated Structures Subject to Interaction between Buckling Modes”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 6, pp. 433–452.

Rhodes, J. (1991). “Design of cold-formed steel members”. Elsevier Applied Science, London.

Rodrigues, J. P. C., Laím, L., e Craveiro, H. (2014). “Experimental investigation on cold-formed steel beams with web stiffeners subjected to fire”. 8th International Conference on Structures in fire, Shanghai.

Rondal, J., e Dubina, D. (2005). “Light Gauge Metal Structures Recent Advances”. Springer-Verlag, Viena.

Schafer, B., e Peköz, T. (1998). “Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 47, Issue 3, pp. 193–210.

Scharff, R. (1996). “Residential steel framing handbook”. McGraw-Hill Professional, USA.

Silvestre, N., Pires, J., e Santos, A. (2013). “Manual de conceção de estruturas e edifícios em LSF – Light Steel Framing”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Simões, R. (2014). “Manual de dimensionamento de estruturas metálicas – Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Tata Elastron@ (2009). <http://www.tataelastron.gr/>, Fabricante de perfis e chapas em aço enformado a frio, Grécia.

Veríssimo, H. (2008). “Dimensionamento de elementos estruturais de aço enformados a frio de acordo com o Eurocódigo 3”. Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, Lisboa.

Vila Real, P. M. M., Cazeli, R., Simoes da Silva, L., Santiago, A., e Piloto, P. (2004). “The effect of residual stresses in the lateral-torsional buckling of steel I-beams at elevated temperature”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, Issue 3–5, pp. 783–793.

von Kármán, T., Sechler, E., e Donnel, L. (1932). “The strenght of thin plates in compression”. *Transactions of American Society of Mechanical Engineers*, Vol. 54, pp. 53–57.

Wang, C., Zhang, Z., Zhao, D., e Liu, Q. (2016). “Compression tests and numerical analysis of web-stiffened channels with complex edge stiffeners”. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 116, pp. 29–39.

Winter, G. (1947). “Strenght of Thin Steel Compression Flanges”. *ASCE – Transactions of American Society of Civil Engineering*, Vol. 112, pp. 527–554.

Yu, W., e LaBoube, R. A. (2010). “Cold-formed steel design”. John Wiley & Sons, Inc, Nova Jérсия.

Zhang, J. H., e Young, B. (2012). “Compression tests of cold-formed steel I-shaped open sections with edge and web stiffeners”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 52, pp. 1–11.

Zhang, J. H., & Young, B. (2015). “Numerical investigation and design of cold-formed steel built-up open section columns with longitudinal stiffeners”. *Thin-Walled Structures*, Vol. 89, pp. 178–191.