Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio

Fire resistance of stainless steel beam-columns with cold-formed open sections

Flávio Arrais Nuno Lopes Paulo Vila Real

Resumo

A utilização de soluções estruturais com perfis enformados a frio em aco inoxidável pode contribuir para uma construção mais sustentável e otimizada, devido a algumas das suas características, como a sua resistência à corrosão e o seu comportamento a altas temperaturas. No entanto, a precisão e segurança das metodologias de cálculo ao fogo não foram ainda verificadas para estes perfis. Assim, este trabalho apresenta um estudo paramétrico numérico sobre a resistência ao fogo de elementos com secções em C e sigma enformadas a frio em aço inoxidável sujeitos a flexão composta com compressão. As capacidades de carga últimas das vigas-coluna obtidas com o programa de elementos finitos SAFIR são comparadas com as determinadas pela versão em vigor do Eurocódigo 3 (EN 1993-1-2:2005) e sua segunda geração (prEN 1992-1-2:2021), ainda em desenvolvimento. Conclui-se que a metodologia da última versão melhora ligeiramente as aproximações aos resultados numéricos para os elementos analisados, sendo, no entanto, ainda demasiado conservativa.

Abstract

The use of structural solutions with cold-formed stainless steel profiles can contribute to a more sustainable and optimized construction, due to their advantages such as its corrosion resistance and behaviour at elevated temperatures. However, the accuracy and safety of fire calculation methods have not yet been verified for these profiles. Hence, this work presents a numerical parametric study on the fire resistance of members with cold-formed C and sigma sections in stainless steel subjected to compression plus bending. The ultimate load capacities of the beam-columns obtained with the finite element program SAFIR are compared with those determined by the current version of Eurocode 3 (EN 1993-1-2:2005) and its second generation (prEN 1992-1-2:2021), still under development. It is concluded that the methodology of the latest version slightly improves the approximations to the numerical results for the analysed members, being still too conservative.

Palavras-chave: Fogo / Vigas-coluna / Aço inoxidável / Enformados a frio / / Eurocódigo 3

Keywords: Fire / Beam-columns / Stainless steel / Cold-formed profiles / / Eurocode 3 Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio Flávio Arrais, Nuno Lopes, Paulo Vila Real

Flávio Arrais

Investigador RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal arrais.f@ua.pt

Nuno Lopes

Professor Associado RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal nuno.lopes@ua.pt

Paulo Vila Real

Professor Catedrático RISCO, Departamento de Engenharia Civil Universidade de Aveiro Aveiro, Portugal pvreal@ua.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

ARRAIS, F., [*et al.*] – Resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável com secções abertas enformadas a frio. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 19. ISSN 2183-8488. (julho 2022) 75-86.

1 Introdução

Apesar do seu maior custo inicial, a utilização do aço inoxidável como material estrutural tem crescido devido às suas diferentes vantagens em relação ao aço carbono, de que é exemplo o seu melhor desempenho a temperaturas elevadas [1]. Adicionalmente, os elementos estruturais com secções em aço de paredes finas enformados a frio são já amplamente aplicados em edifícios, devido à sua leveza, capacidade de vencer grandes vãos e facilidade de fabrico [2,3]. Combinar as características do aço inoxidável e a eficiência das secções enformadas a frio de paredes finas afigura-se como uma solução interessante para aplicações estruturais.

No entanto, estes perfis enformados a frio são mais suscetíveis à ocorrência de diferentes fenómenos de instabilidade, dos quais são exemplos os modos de encurvadura local, distorcional e global, que em situação de incêndio são influenciados pelas perdas significativas de resistência e rigidez [4]. O comportamento a altas temperaturas de elementos estruturais em aço inoxidável tem sido objeto de recentes estudos [5-10], sendo, no entanto, a resistência ao fogo de elementos com secções abertas em aço inoxidável enformados a frio ainda não totalmente compreendida.

A versão em vigor da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (EC3) [11] propõe para o dimensionamento ao fogo de elementos em aço inoxidável a utilização das mesmas fórmulas de cálculo desenvolvidas para elementos em aço carbono. No entanto, os aços inoxidáveis apresentam uma relação tensão-extensão diferente do aço carbono, sempre com um comportamento não linear e uma extensa fase de endurecimento. Assim, no âmbito do desenvolvimento em curso da segunda geração dos Eurocódigos, o prEN 1993-1-2:2021 [12] propõe uma nova metodologia de cálculo da resistência ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável, que foi desenvolvida considerando o seu comportamento material em perfis em I e tubulares. Mas a utilização das referidas metodologias em perfis de secção aberta enformados a frio não foi ainda validada.

Este trabalho apresenta um estudo paramétrico numérico sobre a resistência a temperaturas elevadas de vigas-coluna (os elementos estruturais mais comuns na construção), suscetíveis ou não a encurvadura lateral (LTB) em aço inoxidável com secções em C e sigma enformadas a frio, considerando diferentes classes de aço inoxidável, esbeltezas do elemento e diagramas de momento.

Foram realizadas análises geométrica e materialmente não lineares com imperfeições (GMNIA), utilizando o programa de elementos finitos SAFIR [13]. As capacidades de carga últimas obtidas numericamente são comparadas com as resultantes das fórmulas de cálculo da EN 1993-1-2:2005 [11] e do prEN 1993-1-2:2021 [12]. Conclui-se que as regras em vigor são demasiado conservativas e que as propostas na segunda geração do Eurocódigo melhoram as aproximações aos resultados numéricos, mantendo-se, no entanto, do lado da segurança em relação aos mesmos.

2 Resistência ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável

Na presente secção descrevem-se as fórmulas de cálculo para a determinação da resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável de acordo com a EN 1993-1-2:2005 e propostas para incorporação na sua segunda geração (prEN 1993-1-2:2021).

Por se tratar de uma ação de acidente, em caso de incêndio são aceitáveis maiores deformações em relação às admitidas à temperatura normal. Por essa razão, o EC3 preconiza que no dimensionamento de elementos, com secções das Classes 1, 2 ou 3 a temperaturas elevadas, deve ser adotada como tensão de cedência a tensão correspondente a uma extensão total de 2 % [11], em vez da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %, utilizada à temperatura normal. No entanto, para secções transversais da Classe 4, a EN 1993-1-2:2005 propõe a aplicação da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % como tensão de cedência. Segundo o prEN 1993-1-2:2021, a tensão correspondente a uma extensão total de 2 % deve ser adotada como tensão de cedência, qualquer que seja a Classe da secção.

2.1 De acordo com a EN 1993-1-2:2005

Segundo a EN 1993-1-2 [11], a resistência ao fogo de elementos em aço inoxidável é calculada com o mesmo procedimento desenvolvido para os elementos em aço carbono, alterando apenas as propriedades mecânicas do material. As fórmulas de interação de vigas-coluna da EN 1993-1-2 foram desenvolvidas com base em elementos em aço carbono com secções I de Classes 1 e 2 [14]. A suscetibilidade a fenómenos de encurvadura local e distorcional, comuns em secções abertas de aço enformadas a frio deve ser considerada, aplicando-se respetivamente os métodos da largura efetiva e da espessura reduzida à temperatura normal [15,16].

Quando elementos monossimétricos (como perfis com secções em C e em sigma) são carregados axialmente, é necessário determinar o deslocamento do centro de gravidade resultante da consideração da secção transversal efetiva. Este deslocamento origina uma excentricidade do ponto de aplicação da carga que provoca no elemento um momento fletor adicional ΔM_z em torno do eixo fraco [17,18]. Segundo a EN 1993-1-2:2005, o dimensionamento de vigas-colunas sujeitas a flexão em torno do eixo forte, considerando o momento adicional em torno do eixo mais fraco, é realizado a partir das seguintes equações.

$$\operatorname{sem LTB} : \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi}A_{eff}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_y \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_z \frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\operatorname{com LTB} : \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}A_{eff}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{LT} \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi}W_{eff,y}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_z \frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{y,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$(1)$$

A A_{eff} (área efetiva) e o $W_{eff,v}$ (módulo de flexão efetivo) são determinados à temperatura normal. O momento fletor adicional no eixo fraco é calculado a partir de $\Delta M_{z,f,Ed} = N_{f,Ed} \times e_{N'}$ sendo e_N o afastamento do centro de gravidade da secção efetiva em relação ao centro gravidade da secção transversal bruta.

O fator de redução para a encurvadura por flexão ao fogo χ_{ji} (em relação a cada um dos eixos y e z), é obtido de acordo com a Equação (2). As restrições laterais consideradas em vigas-coluna

sem LTB conduzem a que neste estudo $\chi_{minfi} = \chi_{vfi}$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^2 - \overline{\lambda}_{\theta}^2}} \le 1$$
(2)

sendo

$$\phi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{\theta} + \overline{\lambda}_{\theta}^{2} \right] \text{ onde } \alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_{y}}} e \overline{\lambda}_{\theta} = \overline{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y\theta}}{k_{\xi\theta}}}$$
(3)

 $k_{y,\theta}$ é igual a $k_{0,2p,\theta}$ para secções de Classe 4, e $k_{\varepsilon,\theta}$ é o fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço.

O fator de redução para a LTB em situação de incêndio $\chi_{\mbox{\tiny LT,fi}}$ é obtido de:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \overline{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \le 1,0$$
(4)

com

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left(1 + \alpha \overline{\lambda}_{LT,\theta,com} + \overline{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right) \quad e \quad \overline{\lambda}_{LT,\theta,com} = \overline{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E\theta}}} \tag{5}$$

O momento crítico elástico foi obtido através do programa CAST3M [19] com a interface RUBY [20]. Na Figura 1, para secções em C, e Figura 2, para secções sigma, apresentam-se os fatores da carga crítica em função do meio comprimento de onda, para vigas com diagrama de momento uniforme, comparando-os com os obtidos com o programa CUFSM [21]. As configurações a), b) e c) representam os modos de encurvadura local, distorcional e lateral correspondentes aos pontos assinalados.



Figura 1 Fatores da carga crítica de vigas com secção em C



Figura 2 Fatores da carga crítica de vigas com secção em sigma

Os fatores de interação k_i das equações (1) para secções transversais de Classe 4 é:

$$k_{i} = 1 - \frac{\mu_{i} N_{fi,Ed}}{\chi_{i,fi} A_{eff} k_{0,2p\theta} f_{y} / \gamma_{M,fi}} \leq 3 \operatorname{com} i = y \operatorname{ou} z$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{2,fi} A_{eff} k_{0,2p\theta} f_{y} / \gamma_{M,fi}} \leq 1$$
(6)

sendo µ dado por:

$$\begin{split} \mu_{y} = & \left(2 \ \beta_{M,y} - 5\right) \overline{\lambda}_{y,\theta} + 0.44 \ \beta_{M,y} + 0.29 \le 0.8 \ \text{com} \ \overline{\lambda}_{y20^{\circ}\text{C}} \le 1.1 \\ \mu_{z} = & \left(1.2 \ \beta_{M,y} - 3\right) \overline{\lambda}_{z\theta} + 0.71 \ \beta_{M,z} - 0.29 \le 0.8 \end{split}$$
(7)
$$\mu_{LT} = & 0.15 \ \overline{\lambda}_{z\theta} \ \beta_{M,LT} - 0.15 \le 0.9 \end{split}$$

e $\beta_{_{M,i}}$ em função da forma do diagrama de momentos, sendo no caso de diagramas lineares dado por $\beta_{_{M,i}}=1$,8 – 0,7 ψ , onde ψ é a relação entre os momentos nas extremidades do elemento (– 1 $\leq \psi \leq$ 1).

2.2 De acordo com o prEN 1993-1-2:2021

A abordagem de cálculo do prEN 1993-1-2 [12] é baseada no dimensionamento de estruturas em aço carbono à temperatura normal (prEN 1993-1-1 [22]), sendo também proposta uma nova metodologia de classificação das secções, em secções esbeltas e não esbeltas. As fórmulas para a verificação dos elementos em análise, foram desenvolvidas com base em estudos de perfis com secção em I [6], e são as seguintes:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi}A_{eff}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{yy}\frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{yz}\frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi}A_{eff}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{zy}\frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi}W_{eff,y}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + k_{zz}\frac{\Delta M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z}k_{2,\theta}\frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \le 1$$
(8)

Os fatores de Interação são fornecidos na Tabela 1.

Tabela 1Fatores de Interação [12]

Fórmula
$$k_{yy}$$
se $\overline{\lambda}_{y,0} < D_{3,y}$ então $C_{my}[1+D_{1,y}(\overline{\lambda}_{y,0}-D_{2,y})n_y]$ senão $C_{my}[1+D_{1,y}(D_{3,y}-D_{2,y})n_y]$ k_{zz} se $\overline{\lambda}_{y,0} < D_{3,z}$ então $C_{mz}[1+D_{1,z}(\overline{\lambda}_{y,0}-D_{2,z})n_z]$ senão $C_{mz}[1+D_{1,z}(D_{3,z}-D_{2,z})n_z]$ k_{yz} k_{zz} k_{zy} Sem LTB 0,8 k_{yy} k_{zy} Com LTB se $\overline{\lambda}_{y,\phi} < D_{3,LT}$ então $1-\frac{D_{1,LT}\overline{\lambda}_{z,0}n_z}{C_{y,T}=D_{y,T}}$ senão $1-\frac{D_{1,LT}D_{3,LT}n_z}{C_{y,T}=D_{y,T}}$

onde e $n_v e n_{\tau'}$ para secções esbeltas, calculam-se pelas equações:

$$n_{y} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A_{eff} k_{2,\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,fi}}} e n_{z} = \frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{2,\theta} \frac{f_{y}}{\gamma_{M,fi}}}$$
(9)

e os coeficientes auxiliares $D_{y'}$, D_z e D_{LT} são dados na Tabela 2. Segundo o prEN 1993-1-1, C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} são iguais a 0,6 + 0,4 $\psi \ge 0,4$ considerando ψ a relação entre os momentos nas respetivas extremidades do elemento ($-1 \le \psi \le 1$).

Tabela 2 Valores dos coeficientes auxiliares D_{y} , $D_z \in D_{IT}$ [12]

Grupo	D _{1,y}	D _{2,y}	D _{3,y}	D _{1,z}	D _{2,z}	D _{3,z}	D _{1,17}	D _{2,17}	D _{3,17}
Austenítico	2,5	0,2	1,4	3,0	0,2	1,4	0,10	0,27	1,00
Duplex e Ferrítico	2,0	0,3	1,6	2,5	0,4	1,8			

O valor de χ_{ii} deve ser obtido segundo a equação:

$$\chi_{fi} = \frac{2}{\phi_{\theta} + \sqrt{\phi_{\theta}^{2} - \beta \overline{\lambda}_{\theta}^{2}}} \operatorname{com} \phi_{\theta} = 0.5 \left[1 + \alpha \overline{\lambda}_{\theta} + \beta \overline{\lambda}_{\theta}^{2} \right]$$
(10)

em que α é o fator de imperfeição dado por $\alpha = \alpha/\xi_{0}$, com $\xi_{0} = \sqrt{k_{2,0}/k_{E0}}$, e o valor da esbelteza relativa a temperaturas elevadas $\overline{\lambda}_{0} = \xi_{0}\overline{\lambda}$. Consideraram--se $\alpha_{0} \in \beta$ iguais a respetivamente 1,0 e 1,5, para todas as classes de aço (considerando outras secções diferentes de perfis I ou tubulares no prEN 1993-1-2 [12]).

As alterações propostas para o cálculo do fator de redução à LTB (χ_{LT}), são o fator de imperfeição $\alpha_{LT} = \alpha_{LT,0}/\xi_{\theta'}$, considerando $\alpha_{LT,0} = 0.76$, e o efeito da distribuição do momento fletor num elemento modificando o fator de redução $\chi_{LT,0}$ da seguinte forma:

$$\chi_{LT,fj,mod} = \frac{\chi_{LT,fj}}{f} \le 1,0 \text{ e } \chi_{LT,fj,mod} \le \frac{1}{\overline{\lambda}_{LT,\theta,com}}^2$$
(11)

O fator *f* é dado por

$$f = 1 - 0.83(1 - k_c) \ge 0.67 \text{ para aços austeníticos}$$

$$f = 1 - 0.60(1 - k_c) \ge 0.76 \text{ para aços ferríticos}$$
(12)

$$f = 1 - 0.67(1 - k_c) \ge 0.73 \text{ para aços duplex}$$

em que o fator de correção k, vale

$$k_c = \frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$$
(13)

3 Casos de estudo e modelação numérica

3.1 Casos de estudo. Dimensões das secções transversais e propriedades mecânicas

Neste trabalho são analisadas vigas-coluna simplesmente apoiadas com diferentes secções em C e sigma com as dimensões das secções designadas por C/ Σ_h × b × c × (t) [mm] (ver Figura 3 e Tabela 3). Os

comprimentos dos elementos abrangem um intervalo de diferentes esbeltezas relativas entre 0,1 e 2,0. Foram estudados diferentes diagramas de momento fletor lineares (não uniforme, $\psi = -1$ e 0, e uniforme, $\psi = 1$).

 Tabela 3
 Secções transversais analisadas [23,24] e respetivas dimensões [mm, º]

Designação	h	Ь	с	t	h1	b1	α
C_229×64×20×(1,5)	229	64	20	1,5	-	-	-
C_155×77×31×(2,0)	155	77	31	2,0	-	-	-
Σ_229×64×20×(1,5)	229	64	20	1,5	30	30	30
Σ_250×70×25×(2,5)	255	70	25	2,5	30	30	30



Figura 3 Representação das dimensões das secções transversais: a) secção C e b) secção sigma

Para este trabalho foram adotadas as temperaturas de 350, 500, 600 e 700 °C. As classes de aço inoxidável estudadas foram a 1.4301 (do grupo austenítico também conhecido como 304), 1.4401 (aço austenítico também conhecido como 316), 1.4003 (aço ferrítico) e 1.4462 (do grupo austenítico-ferrítico também conhecido como Duplex). A Tabela 4 apresenta os valores nominais, da tensão de cedência, da tensão última e do módulo de elasticidade do aço inoxidável [16], aplicados nos modelos numéricos do presente trabalho. Estas propriedades mecânicas são reduzidas a temperaturas elevadas como é proposto no Anexo C da Parte 1-2 do EC3 (prEN 1993-1-2:2021 [12]).

Tabela 4Valores nominais das propriedades mecânicas $f_{y'}$ f_u e E [16]

Grupo	Classe	Tensão de cedência f_y (MPa) $t \le 6$ mm	Tensão última f _u (MPa) t ≤ 6 mm	Módulo de Elasticidade <i>E</i> (GPa)
Austenítico	1.4301	230	540	200
	1.4401	240	530	200
Ferrítico	1.4003	280	450	220
Duplex	1.4462	480	660	200

3.2 Modelos numéricos

O estudo paramétrico foi realizado com o programa de elementos finitos SAFIR [13], considerando a lei constitutiva do aço inoxidável a altas temperaturas da segunda geração do EC3 [12], que segue um modelo Ramberg-Osgood de duas fases [25,26].

Foram utilizados elementos de casca com guatro nós e seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações), com 10 mm de largura sobre as superfícies planas da secção transversal. A malha foi refinada nas regiões dos cantos para melhor reproduzir o seu formato arredondado. Na direção longitudinal, o tamanho da malha depende do comprimento dos elementos variando entre 10 mm (para comprimentos pequenos) e 25 mm (para comprimentos maiores). Estas dimensões foram definidas com base numa análise de sensibilidade. Foram aplicadas em ambas as extremidades as cargas necessárias para imposição do esforço axial e dos momentos fletores, paralelas ao eixo do elemento e distribuídas nas secções transversais das extremidades dos elementos (a verde na Figura 4). Também foram aplicadas as restrições necessárias para obter os apoios correspondentes a elementos simplesmente apoiados com apoios de forguilha nas extremidades (a vermelho na Figura 4), assim como as restrições à LTB ao longo do comprimento do elemento (Figura 4a). As tensões de canto melhoradas e as tensões residuais resultantes do processo de fabrico não foram consideradas, por apresentarem influências reduzidas nas capacidades de carga últimas [27-30]



Figura 4 Modelo numérico para perfis em C: a) sem LTB e b) suscetíveis a LTB

As imperfeições geométricas introduzidas nos modelos numéricos possuem a forma dos modos de encurvadura obtidos com o programa CAST3M [17] e a interface RUBY [18]. Para a amplitude das imperfeições locais e distorcionais considerou-se 80 % de (h ou b)/100 e para as globais 80 % de L/750, aplicadas apenas aos

modelos que não estão restringidos lateralmente, de acordo com o Anexo C da EN 1993-1-5 [31] e as tolerâncias de fabrico descritas na EN 1090-4 [32]. De acordo com a EN 1993-1-5, foi considerada uma combinação das imperfeições geométricas, escolhendo uma imperfeição de base (a que confere menor resistência ao elemento) à qual se adicionam as restantes com os seus valores reduzidos para 70 % do seu valor total.

Devido à ausência de ensaios experimentais ao fogo de vigascoluna em aço inoxidável enformadas a frio, a validação dos modelos numéricos baseou-se em trabalhos anteriores sobre colunas [18] e vigas [29,30] em aço carbono que incluem a validação de modelos semelhantes com um número considerável de ensaios experimentais. Outros trabalhos de investigação incluem a validação do programa SAFIR para elementos estruturais tubulares em aço inoxidável ao fogo [33,34].

4 Estudo paramétrico e comparação com as regras de cálculo ao fogo

A influência da esbelteza das secções transversais, da esbelteza dos elementos, da classe do aço inoxidável e dos diagramas de momento na capacidade de carga última de vigas-coluna em aço inoxidável com secções em C e sigma enformadas a frio é analisada, comparando os resultados numéricos obtidos com as regras de cálculo simplificadas prescritas na EN 1993-1-2:2005 e no prEN 1993-1-2:2021. Uma vez que os perfis analisados são compostos por secções de paredes finas monossimétricas, a mudança do centro de gravidade resultante da consideração da área efetiva A_{eff} resulta numa excentricidade da força axial aplicada, introduzindo um momento fletor adicional em torno do eixo fraco $\Delta M_{z,fi.Ed'}$ conforme é ilustrado no gráfico da Figura 5.

Para uma melhor análise dos resultados, foi considerado um ângulo radial α na combinação do momento fletor com a compressão aplicada (ver Figura 5b). Este ângulo radial varia entre os 0° e os 90°, onde 90° corresponde aos elementos em flexão pura e 0° à barra sem flexão em torno do eixo forte. As distâncias r e r' são obtidas da capacidade carga última analítica (EC3) e numérica, respetivamente, considerando a relação de esforços correspondentes a cada ângulo α .

Devido à presenca de momentos atuantes segundo o eixo y e eixo z, em vez das curvas de interação N-M, apresentam-se gráficos com a capacidade de carga última obtida em função do ângulo radial α (ver Figura 6) [6]. A relação entre os resultados numéricos e os valores da metodologia de cálculo é R = r'/r. Nas secções 4.1 e 4.2 será dado especial foco às comparações para elementos com secção em C, sendo detalhadas em 4.3 análises estatísticas para ambas as secções em C e sigma. A definição do ângulo α é independente do cálculo do valor R, que tem em consideração o esforço axial $N_{fi.Ed'}$ o momento fletor $M_{v,fi,Ed}$ e o Momento $\Delta M_{z,fi,Ed}$. Para cada gráfico apresentado de acordo com a Figura 6, pretende-se ilustrar a precisão de cada uma das abordagens de dimensionamento para um elemento correspondente a uma dada secção, fazendo-se variar o ângulo alfa desde a situação correspondente apenas a esforço axial de compressão ($\alpha = 0^{\circ}$), cujo R inclui sempre o $\Delta M_{z,fi,Ed}$ até à situação em que há apenas flexão pura ($\alpha = 90^{\circ}$).



Figura 5 Exemplo de a) representação dos resultados considerando o momento adicional, e b) das variáveis r, r' e ângulo radial α num gráfico 3D

A resistência da secção transversal à compressão e a resistência da secção transversal à flexão foram obtidas numericamente, para não incluir os desvios das aproximações das fórmulas do EC3 na ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Assim, os resultados obtidos para elementos com flexão pura sem encurvadura lateral são iguais aos considerados para a resistência da secção à flexão, sendo R igual a 1 para estes elementos. Quando alfa é igual a 0º é considerada a curva de encurvadura por flexão do EC3, diferindo assim dos resultados numéricos, e em vigas-coluna com encurvadura lateral sujeitas a flexão pura (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão pura (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90º) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90°) é considerada a curva de encurvadura lateral sujeitas a flexão para (alfa igual a 90°) é considerada a curva de encurvadura lateral do EC3, resultando também em valores de R que poderão não ser iguais a 1.



Figura 6 Modelo de gráfico para a comparação dos resultados

4.1 Vigas-coluna sem encurvadura lateral

Na Figura 7 é possível analisar as aproximações fornecidas pelas regras de cálculo (EN 1993-1-2:2005 e prEN 1993-1-2:2021) aos resultados numéricos em função do comprimento dos elementos, para perfis com secções em C em aço 1.4301 a 500 °C sujeitas a flexão uniforme. A Figura 8 apresenta as mesmas comparações para os perfis em sigma. É possível observar que a EN 1993-1-2:2005

é conservativa e não se encontra ajustada aos diferentes tipos de secção, sendo mais conservativa para comprimentos maiores e para as secções sigma.

Na Figura 9 ilustram-se os resultados obtidos para o mesmo perfil em C das classes de aço 1.4401, 1.4003 e 1.4462. Verifica-se que nos casos analisados as regras de cálculo fornecem um menor grau de precisão para a classe de aço 1.4462.













A Figura 10 apresenta os resultados para diferentes diagramas de momento, onde se observa que a EN 1993-1-2:2005 é demasiado conservativa e que a precisão de ambas as metodologias é menor para $\psi = -1$.

Os resultados para vigas-coluna, com secção em C sem LTB e diagrama de momento uniforme, sujeitas a diferentes temperaturas elevadas (500°C, 600°C e 700°C) são apresentados na Figura 11. Observa-se que as temperaturas consideradas não influenciam a

análise dos resultados.

As regras de cálculo do prEN 1993-1-2:2021 demonstraram uma melhor aproximação aos resultados numéricos obtidos. No entanto, algumas melhorias ainda podem ser introduzidas para os casos correspondentes a diagrama de momentos não uniforme.

A Figura 12 apresenta exemplos de modos de colapso obtidos nas análises numéricas a vigas coluna sem LTB.







Figura 11 Comparação para vigas-coluna com secção em C sem LTB a diferentes temperaturas elevadas: a) 500 °C, b) 600 °C e c) 700 °C



Figura 12 Elementos sem LTB (×10): a) com secção C e b) com secção sigma

4.2 Vigas-coluna suscetíveis à encurvadura lateral

Por limitação de espaço apresentam-se para as vigas-coluna suscetíveis a LTB apenas os resultados obtidos para secções em C em aço 1.4301 para diferentes comprimentos e diagramas de momento fletor (Figura 13 e Figura 14 respetivamente).

A Figura 15 apresenta exemplos de modos de colapso obtidos nas

análises numéricas a vigas-coluna com a possibilidade de ocorrência de LTB.

As mesmas conclusões obtidas para elementos sem LTB são aplicáveis às vigas-coluna não restringidas analisadas nesta secção. Mais uma vez, a consideração do tipo de carregamento nas fórmulas de cálculo pode ainda ser melhorada.



Figura 13 Comparação para vigas-coluna com secção em C e suscetíveis a LTB de diferentes comprimentos: a) 0,5 m, b) 1,5 m e c) 5,0 m



Figura 14 Comparação para vigas-coluna com secção em C e suscetíveis a LTB com diferentes diagramas de momento: a) $\psi = 1$, b) $\psi = 0$ e c) $\psi = -1$



Figura 15 Elementos com possibilidade de LTB (x10): a) secção C e b) secção sigma

4.3 Análise estatística

Os critérios de validação propostos por Kruppa [35] (que impõem que: i) a média dos resultados obtidos esteja do lado da segurança, ii) o resultado máximo inseguro seja inferior a 15 %, e iii) o número de resultados inseguros seja inferior a 20 %) são todos cumpridos por ambas as metodologias analisadas, que não apresentaram nenhuma aproximação fora da segurança. As Figuras 16 e 17 apresentam as médias e os desvios padrão das aproximações para os dois tipos de secções transversais C e sigma em vigas-coluna sem LTB e as Figuras 18 e 19 apresentam a mesma avaliação estatística, mas com vigas-coluna suscetíveis à LTB. Foram considerados mais de 5760 resultados numéricos.

A EN 1993-1-2:2005 fornece aproximações demasiado conservativas e com maior dispersão. O prEN 1993-1-2:2021 melhora ligeiramente as aproximações, mas são ainda demasiado conservativas para elementos em aços austeníticos e duplex. Os desvios padrão são superiores para o aço ferrítico e aumentam para diagramas de momento bi-triangulares ($\psi = -1$), em todos os aços. De forma geral as aproximações das previsões de cálculo não exibem grandes variações em função da secção considerada ou de ter ou não LTB.







Figura 17 Vigas-coluna com secção em sigma sem LTB



Figura 18 Vigas-coluna com secção em C com LTB



Figura 19 Vigas-coluna com secção em sigma com LTB

5 Considerações finais

Neste trabalho analisou-se a resistência ao fogo de vigas-coluna em aço inoxidável enformadas a frio com secção em C e sigma suscetíveis ou não à ocorrência de LTB. A precisão e segurança das metodologias de cálculo do EC3 (versão em vigor EN 1993-1-2:2005 e proposta para a segunda geração, prEN 1993-1-2:2021) foram avaliadas numericamente, considerando as influências da esbelteza da secção transversal e do elemento, da classe de aço inoxidável e do tipo de carregamento, resultando em mais de 5760 simulações. O estudo apresentado permite concluir que:

- As regras de cálculo da EN 1993-1-2:2005 apresentam aproximações demasiado conservativas, com elevada dispersão dos resultados.
- ii) As regras de cálculo do prEN 1993-1-2:2021 melhoram as aproximações, mas apresentam ainda um nível elevado de segurança, sendo assim pouco económicas.

Futuros trabalhos analisarão o desenvolvimento de possíveis melhorias da formulação proposta pelo prEN 1993-1-2:2021, adaptadas aos tipos de secção aqui estudados, com vista à otimização do dimensionamento ao fogo destes elementos. Deste modo, poderá ser potenciado o aumento da utilização do aço inoxidável, tirando partido das diferentes vantagens que apresenta quando comparado com o aço carbono.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto "StaSteFi – Dimensionamento ao fogo de elementos estruturais em aço inoxidável", PTDC/ECI-EGC/30655/2017, suportado pelo orçamento do POCI Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (COMPETE 2020) na sua componente FEDER e pelo orçamento da FCT.

Referências

- Gardner, L. "Stability and design of stainless steel structures Review and outlook", Thin-Walled Structures, Elsevier, 141, pp. 208-216, 2019.
- [2] Dubina, D.; Ungureanu, V. Landolfo, R, "Design of cold-formed steel structures", ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, Ernst & Sohn, 2012.
- [3] Yu, W.; LaBoube, R.; Chen, H. "Cold-Formed Steel Design, 5th Edition", John Wiley & Sons, 2019.
- [4] Wang, Y.; Mahendran, M.; Shahbazian, A. "Fire Performance of Thin-Walled Steel Structures", CRC Press, 2020.
- [5] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire resistance of stainless steel slender elliptical hollow section beam-columns", Journal of Structural Fire Engineering, Emerald Group Publishing Ltd, ISSN: 2040-2317, 2021.
- [6] Kucukler, M.; Xing, Z.; Gardner, L. "Stability of stainless steel I-section beam–columns at elevated temperatures", International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 21, No. 3, 2150037, 2021.
- [7] Xing, Z.; Zhao, O.; Kucukler, M.; Gardner, L. "Fire testing of austenitic stainless steel I-section beam–columns", Thin-Walled Structures, Vol. 164, 107916, 2021.
- [8] Xing, Z.; Zhao, O.; Kucukler, M.; Gardner, L. "Behaviour and design of stainless steel I-section columns in Fire", J. of Constr. Steel Res., Vol. 165, 105890, 2020.
- [9] Lopes, N.; Manuel, M.; Sousa, A. R.; Vila Real, P., "Parametric study on austenitic stainless steel beam-columns with hollow sections under fire", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 152, 274-283, 2019.
- [10] Lopes, N.; Vila Real, P.; Simões da Silva, L.; Franssen, J.M. "Numerical analysis of stainless steel beam-columns in case of fire", Fire Safety J., Vol. 50, 35-50, 2012.
- CEN "EN 1993-1-2:2005, Eurocode 3, Design of Steel Structures Part 1-2: General rules – Structural fire design", Belgium, 2005.
- [12] CEN "prEN 1993-1-2:2021, Eurocode 3, Design of steel structures Part 1-2: General rules – Structural fire design", Belgium, 2021.

- [13] Franssen, J.M.; Gernay, T. "Modelling structures in fire with SAFIR®: theoretical background and capabilities", J. of Structural Fire Engineering, 8(3):300-323, 2017.
- [14] Talamona, D. "Flambement de Poteaux Métalliques Sous Charge Excentrée, à Haute Température", PhD Thesis Univ. Blaise Pascal, Clermont–Ferrand, 1995.
- [15] CEN "EN 1993-1-3:2006, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1-3: General rules – Supplementary rules for cold formed members and sheeting", Belgium, 2006.
- CEN "EN 1993-1-4:2006, Eurocode 3, Design of Steel Structures – Part 1-4: General rules – Supplementary rules for stainless steels", Belgium, 2006.
- [17] Feng, M.; Wang, Y.; Davies, J. "Axial strength of cold-formed thinwalled steel channels under non-uniform temperatures in fire", Fire Safety Journal, Vol. 38, pp. 679–707, 2003.
- [18] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire design of slender cold-formed lipped channel and sigma section members under compression", Fire Safety Journal, Elsevier, ISSN: 0379-7112, Volume 122, 103340, 2021.
- [19] CEA "CAST 3M research FEM environment". development sponsored by the French Atomic Energy Commission, http://www-cast3m.cea. fr/, 2012.
- [20] Couto, C.; Vila Real, P.; Lopes, N. "RUBY an interface software for running a buckling analysis of SAFIR models using Cast3M", University of Aveiro, 2013.
- [21] Schafer, B.W.; Ádány, S. "Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods", proceedings of 18th Int. Conference on Cold-Formed Steel Structures, Florida, 2006.
- [22] CEN "prEN 1993-1-1:2021, Eurocode 3, Design of Steel Structures Part 1-1: General rules and rules for buildings", Belgium, 2021.
- [23] Schafer B. W., "Designing Cold-Formed Steel Using the Direct Strength Method", 18th Int. Specialty Conf. on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, USA, 2006.
- [24] PERFISA 2019, Steel Profiles Factory, S.A., "Catalogue of C, U and Sigma, Profiles for Light Steel Framing", São Pedro do Sul, Portugal, 2019.

- [25] Gardner, L.; Ashraf, M. "Structural design for non-linear metallic materials" Engineering Structures, 5, Vol. 28, no. 6, pp. 926-934, 2006.
- [26] Ramberg, W.; Osgood, W.R. "Description of stress-strain curves by three parameters". No. 902. USA National Advisory Committee for Aeronautics, 1943.
- [27] Schafer, B.W.; Peköz, T. "Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses", Journal of Constructional Steel Research, No. 47, 193-210, 1998.
- [28] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P.; Jandera, M. "Numerical modelling of cold formed steel members at elevated temperatures", proceedings of The international colloquium on stability and ductility of steel structures, Prague, 2019.
- [29] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Behaviour and resistance of cold-formed steel beams with lipped channel sections under fire conditions", Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 7, No. 4, 365-387, 2016.
- [30] Arrais, F.; Lopes, N.; Vila Real, P. "Fire behaviour and resistance of cold-formed steel beams with sigma cross-sections", J. of Structural Fire Engineering, 2021.
- [31] CEN "EN 1993-1-5, Eurocode 3, Design of steel Structures Part 1-5: Plated structural elements", Belgium, 2006.
- [32] CEN "EN 1090-4, Execution of steel structures and aluminium structures - Part 4: Technical requirements for cold-formed structural steel elements and cold-formed structures for roof, ceiling, floor and wall applications", Belgium, 2018.
- [33] Tondini, N.; Rossi, B.; Franssen, J.M. "Experimental investigation on ferritic stainless steel columns in fire", Fire Safety Journal, Vols 62-C, pp. 238-248, 2013.
- [34] Scifo, A. "Fire Resistance of Stainless Steel Hollow Section Columns", Master Thesis, University of Liège, Liège, 2013.
- [35] Kruppa, J. "Eurocodes fire parts, proposal for a methodology to check the accuracy of assessment methods", CEN TC 250, HG Fire, Doc. n° 99/130, 1999.