



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

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

Autor

João António Rodrigues de Azevedo

Orientador

João Paulo Correia Rodrigues

Luís Miguel Santos Laím

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Janeiro, 2016

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues, pela confiança, pelo estímulo e encorajamento, bem como pela excelente orientação que me proporcionou no desenvolver desta dissertação.

Ao Professor Doutor Luís Miguel Santos Laím, pelo apoio, pela segurança e sobretudo, pelo saber, que sempre me transmitiu, com uma disponibilidade total, desde o primeiro ao último dia.

Ao Professor Doutor Leroy Gardner, que me recebeu no Imperial College of London e que com a sua experiência contribuiu em muito para o enriquecimento deste projeto, bem como para o meu enriquecimento pessoal.

Ao meu Pai e à minha Mãe, pelas oportunidades, pela força e encorajamento, pela compreensão e apoio incondicional, mas sobretudo, por estarem sempre comigo em todo e qualquer momento.

À minha Irmã e ao meu Irmão, a voz da razão, responsáveis pela pessoa que hoje sou, melhores amigos e conselheiros, demonstrando-me sempre o correto e o menos correto.

A todos os meus Amigos, dos quais sempre ouvi as maiores palavras de incentivo e confiança perante o presente e futuro.

À Universidade de Coimbra, pela ciência e à República da Praça, pela humanidade.

A todos, o meu Muito Obrigado.

RESUMO

As colunas tubulares de aço preenchidas com betão têm vindo a assumir um papel de maior relevância na construção civil, uma vez que garantem a conjugação de algumas das melhores características que ambos os materiais constituintes do elemento podem oferecer, tornando-o uma solução estruturalmente vantajosa e eficaz. Esta dimensão mundial, alcançada ao longo dos últimos anos, deve-se sobretudo à alta capacidade de carga, à resistência sísmica, esbelteza e aos tempos e custos de construção reduzidos que o elemento confere.

Apesar da existência de um vasto número de estudos e investigações relacionadas com a resistência estrutural deste tipo de colunas, o estudo e o conhecimento do seu comportamento ao fogo não se encontra ainda hoje completamente definido. A escassez de resultados é ainda mais acentuada quando considerado o efeito da restrição axial e rotacional da coluna em análise, situação passível de ocorrer quando esta é parte integrante de uma estrutura real.

A presente dissertação, inserida a sua realização num projeto Europeu denominado FRISCC (EU RFSR-CT-2012-00025), surge da necessidade de revisão da atual norma europeia em vigor EN 1994-1-2 (2011), para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão. Neste sentido, é aqui efetuado um estudo experimental e numérico de colunas de secção quadrada e retangular, com diferentes níveis de esbelteza, carregamento e restrição à dilatação axial promovida pela estrutura circundante.

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais são usados na calibração e validação de um modelo numérico, por via da utilização do *software* de elementos finitos ABAQUS (2010), para que posteriormente seja possível alargar as simulações a um vasto número de elementos não ensaiados experimentalmente. Este modelo numérico demonstra uma apreciável exatidão de resultados, em comparação com a respetiva análise experimental.

A rigidez da estrutura circundante não assume uma influência significativa no tempo crítico de resistência ao fogo dos elementos em estudo, no entanto, as forças de restrição geradas nas respetivas colunas, como resultado da sua dilatação térmica, registam um maior acréscimo quanto maior for a rigidez da estrutura periférica. O dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão com base na atual norma em vigor é confrontado com os resultados obtidos a nível experimental, demonstrando que a EN 1994-1-2 (2011) determina resultados pouco conservadores e inadequados.

Palavras-chave: Fogo; Resistência; Coluna; Aço; Betão; Modelação Numérica; Restrição.

ABSTRACT

Concrete filled steel tubular columns are increasingly assuming a greater role in civil construction. This is due to the combination of some of the best features each material has to offer, making it structurally advantageous and an efficient solution. This global dimension, achieved over the past few years, is explained by a number of characteristics of these columns that include a high load capacity, seismic resistance, slenderness and reduction on both time and construction costs.

Despite the existence of a large number of studies and research related to the structural resistance of such columns, the analysis undertaken and knowledge developed up to date on its behavior during fire situations is still incomplete. The lack of results is even more pronounced if the study considers the effects of axial and rotational restraint to the element, a situation likely to occur when the column is an integral part of a building.

This thesis was carried out inserted in an European project named FRISCC (EU RFSR-CT-2012-00025), and arises from the need to revise the current European standard (EN 1994-1-2 (2011)) that is currently in force. This standard is used for fire design of concrete filled steel tubular columns that are subject to axial compressive forces. In this regard, this thesis guides you through experimental and analytical studies of both square and rectangular columns with different levels of slenderness and restraining to thermal elongation.

The results obtained in the experiments are used in the calibration of a numerical model, through the use of the finite element ABAQUS (2010) software. This allows us at a later stage to expand the simulations into a large number of elements that were not experimentally tested. The numerical model shows an appreciable accuracy of results when compared to the respective experimental analysis.

The stiffness of the restraining frame does not assume a major influence on the critical time of the elements under study. However, it should be noted that any restraining forces generated in the respective column - as a result of its thermal elongation - will increase in tandem with the stiffness of the surrounding structure. The fire design of concrete filled steel tubular columns based on the current European standard is then confronted with the results of the experimental tests. This thesis demonstrates that the EN 1994-1-2 (2011) leads to results that are rather non conservative.

Keywords: Fire; Resistance; Column; Steel; Concrete; Numerical Modeling; Restraining.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABELAS	x
SIMBOLOGIA	xi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Motivação e objetivos	3
1.3 Organização	3
2 Revisão Bibliográfica.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão.....	6
2.2.1 Estudos experimentais	10
2.2.2 Estudos numéricos.....	18
2.3 Avaliação da resistência ao fogo segundo a EN 1994-1-2 (2011).....	25
2.3.1 Modelos de cálculo simplificados	25
1.3.1.1 Método geral – Cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 (2011)	25
1.3.1.2 Método específico – Anexo H da EN 1994-1-2 (2011).....	26
2.4 Considerações finais	27
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL	29
3.1 Introdução	29
3.2 Sistema experimental.....	29
3.3 Modelos experimentais	31
3.3.1 Construção e instrumentação dos provetes em análise.....	32

3.4	Programa experimental	33
3.5	Procedimento de ensaio	33
3.5.1	Descrição do procedimento adotado durante o pré-ensaio	34
3.5.2	Descrição do procedimento adotado durante o ensaio	35
3.5.2.1	Ação mecânica	35
3.5.2.2	Ação térmica	36
3.5.3	Monitorização das grandezas.....	36
3.6	Análise de resultados	38
3.6.1	Evolução das temperaturas	38
3.6.2	Forças de restrição	40
3.6.3	Deslocamentos.....	41
3.6.4	Deformadas após ensaio	42
3.7	Considerações finais	44
4	ANÁLISE NUMÉRICA	46
4.1	Introdução	46
4.2	Modelo numérico	46
4.3	Características gerais do modelo numérico	47
4.3.1	Geometria e malha de elementos finitos do modelo.....	47
4.3.2	Condições de apoio.....	49
4.3.3	Propriedades dos materiais	49
4.3.3.1	Propriedades térmicas	49
4.3.3.2	Propriedades mecânicas	53
4.3.4	Imperfeições geométricas	55
4.3.5	Modelação da interface aço-betão	57
4.4	Procedimento de análise	58
4.5	Análise térmica	59
4.6	Validação do modelo numérico	60
4.6.1	Calibração térmica.....	60
4.6.2	Calibração estrutural.....	62
4.6.2.1	Forças de restrição axial.....	62
4.6.2.2	Deslocamentos	66

4.7	Comparação com a EN 1994-1-2 (2011)	68
4.7.1	Método de cálculo específico	68
4.8	Considerações finais	71
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	73
5.1	Resistência ao fogo de colunas tubulares mistas com secção quadrada e retangular	73
5.2	Comparação de resultados com a EN 1994-1-2 (2011)	75
5.3	Desenvolvimentos futuros	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1– Secções normalmente usadas em colunas tubulares mistas de aço e betão	6
Figura 2.2– Esquema dos modos de instabilidade registados na coluna tubular mista	7
Figura 2.3– Comportamento de colunas tubulares mistas quando sujeitas a um carregamento axial (Han et al. 2014).....	8
Figura 2.4– Modos de instabilidade dos diferentes elementos quando sujeitos a esforços de a) tração b) flexão e c) torsão (Han et al. 2014)	9
Figura 2.5– Colunas tubulares mistas de aço e betão em pontes (Han et al. 2014).....	10
Figura 2.6– Resistência ao fogo de uma coluna de secção quadrada (Kodur 1999)	11
Figura 2.7– Modos de instabilidade ocorridos nas colunas em análise (Han et al. 2003).....	13
Figura 2.8– Influência da secção transversal na resistência ao fogo da coluna em (a) Elemento sem proteção ao fogo (b) Elemento com proteção ao fogo (Han et al. 2003)	14
Figura 2.9–Influência da excentricidade de carga na resistência ao fogo(Han et al. 2003)	15
Figura 2.10– Deslocamento axial registado para uma rigidez axial da estrutura circundante de a) 13kN/mm b) 128kN/mm (Pires et al. 2012).....	16
Figura 2.11– Comparação entre colunas tubulares mistas de secção retangular e elíptica	18
Figura 2.12– Comparação da resistência ao fogo entre colunas de secção circular e quadrada com a) espessura do tubo de aço equivalente e b) mesma área de secção transversal	19
Figura 2.13– Modo de encurvadura após exposição ao fogo do elemento	21
Figura 2.14– Comparação entre a temperatura obtida a nível experimental e numérico	22
Figura 2.15– Comparação entre o deslocamento axial registado a nível experimental e numérico (Espinós et al. 2010).....	23
Figura 2.16– Diferenças na resistência ao fogo das colunas expostas ao fogo em 3 e 4 lados da sua secção (Yang et al. 2013)	24
Figura 3.1– Esquema representativo do sistema experimental utilizado (Pires et al. 2012)	30
Figura 3.2– Vista geral do sistema experimental a) $K_{Ra}=30$ kN/mm e b) $K_{Ra}=110$ kN/mm	31
Figura 3.3– Pormenores de instrumentação a) Montagem de armaduras b) Ligação do provete à chapa de topo c) Pormenor de termopares.....	32
Figura 3.4– Pormenor de isolamento do provete e do forno elétrico	35

Figura 3.5– Carga de compressão aplicada ao elemento por via de um macaco hidráulico	35
Figura 3.6– Evolução da temperatura em função do tempo no interior do forno elétrico e de acordo com a curva de incêndio ISO 834	36
Figura 3.7– a) Localização das secções e dos transdutores ao longo da secção longitudinal e localização dos termopares ao longo da secção transversal das b) colunas quadradas e c) colunas retangulares	37
Figura 3.8– Distribuição da temperatura na secção transversal das colunas de secção quadrada.....	38
Figura 3.9– Distribuição da temperatura numa coluna de secção retangular 350x150 mm.....	39
Figura 3.10– Distribuição da temperatura ao longo da altura da coluna 350x150 mm.....	40
Figura 3.11– Forças de restrição axial relativas para as colunas de secção quadrada.....	41
Figura 3.12– Forças de restrição axial relativas para as colunas de secção retangular	41
Figura 3.13– Deslocamentos axiais verificados nas colunas de secção quadrada	42
Figura 3.14– Deslocamentos axiais verificados nas colunas de secção retangular	42
Figura 3.15– Deformada após ensaio para uma coluna retangular 350x150 mm registada a) sobre o eixo mais fraco e b) sobre o eixo mais forte.....	43
Figura 4.1– Pórtico de restrição tridimensional de a) rigidez mínima e b) rigidez máxima	48
Figura 4.2– Malha de elementos finitos tridimensional para uma coluna 150x150 mm.....	49
Figura 4.3– Propriedades térmicas do aço a elevadas temperaturas: a) Expansão térmica b) Calor específico c) Condutibilidade térmica – EN 1993-1-2 (2010)	50
Figura 4.4– Influência que a expansão térmica do aço assume nas forças de restrição axial de uma coluna retangular 250x150 mm.....	51
Figura 4.5– Propriedades térmicas do Betão a elevadas temperaturas: a) Expansão térmica b) Calor específico c) Condutibilidade térmica – EN 1992-1-2 (2010)	51
Figura 4.6– Variação da massa volúmica do betão em função da temperatura.....	52
Figura 4.7– Diagrama tensão-extensão de um aço S355 - EN 1992-1-2 (2010).....	53
Figura 4.8– Diagrama tensão-extensão de um betão C25/30 à compressão – EN 1992-1-2 (2010).....	54
Figura 4.9– Diagrama tensão-extensão de um betão C25/30 à tração – EN 1992-1-2 (2010).....	54
Figura 4.10– Comparação entre as forças de restrição axial geradas numa coluna retangular com uma imperfeição inicial global de L/1000 e L/250	55
Figura 4.11– Deslocamentos laterais provocados a meia altura da coluna por aplicação de uma carga excêntrica	56
Figura 4.12– Deslocamentos laterais provocados a meia altura da coluna por aplicação de uma carga concêntrica	56
Figura 4.13– Configuração do contacto entre elementos	58

Figura 4.14– Distribuição da temperatura no a) Tubo de aço e b) Preenchimento de betão.....	60
Figura 4.15– Distribuição das temperaturas registadas no interior do forno.....	61
Figura 4.16– Comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos para a distribuição da temperatura na secção transversal da coluna retangular 350x150 mm	61
Figura 4.17- Comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos para a distribuição da temperatura na secção transversal da coluna quadrada 150x150 mm.....	62
Figura 4.18- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 150x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$	63
Figura 4.19- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 150x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$	63
Figura 4.20- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 220x220 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$	64
Figura 4.21- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 220x220 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$	64
Figura 4.22- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$	64
Figura 4.23- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$	65
Figura 4.24- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 350x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$	65
Figura 4.25- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 350x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$	65
Figura 4.26– Deslocamento axial registado na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra} = 30 \text{ kN/mm}$	67
Figura 4.27- Deslocamento axial registado na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra} = 110 \text{ kN/mm}$	67
Figura 4.28- Diagrama tensão-extensão do tubo de aço a uma temperatura de 685°C	69
Figura 4.29- Diagrama tensão-extensão do betão a uma temperatura de 200°C	69
Figura 4.30- Diagrama tensão-extensão das armaduras a uma temperatura de 150°C.....	69

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1– Informação referente aos ensaios experimentais realizados (Han et al. 2003).....	12
Tabela 2.2– Propriedades e resultados obtidos para as colunas de secção retangular.....	17
Tabela 2.3– Propriedades e resultados obtidos para as colunas de secção elíptica	17
Tabela 3.1– Programa experimental das colunas em análise	33
Tabela 3.2– Resultados obtidos no ensaio experimental.....	38
Tabela 4.1- Comparação entre o tempo crítico registado a nível experimental e numérico	66
Tabela 4.2– Temperatura registada experimentalmente para os diferentes elementos da coluna de secção quadrada 220x220 mm.....	68
Tabela 4.3– Processo iterativo para o cálculo de $N_{fi, cr}$ e $N_{fi, pl, Rd}$	70
Tabela 4.4- Comparação entre a carga de encurvadura do elemento no ensaio experimental e de acordo com a EN 1994-1-2 (2011)	71

SIMBOLOGIA

A_a – Área da secção transversal do perfil tubular de aço

A_c – Área da secção transversal do preenchimento de betão

A_s – Área da secção transversal das armaduras

B – Menor dimensão exterior da secção transversal da coluna

C – Perímetro da secção transversal da coluna

H – Maior dimensão exterior da secção transversal da coluna

E_a – Módulo de elasticidade do aço estrutural à temperatura θ

E_c – Módulo de elasticidade do betão à temperatura θ

$E_{a,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do aço estrutural à temperatura θ

$E_{c,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do betão à temperatura θ

$E_{s,\theta,\sigma}$ – Módulo tangente do aço das armaduras à temperatura θ

$\bar{E}_{c,sec,\theta}$ – Valor característico para o módulo secante do betão à temperatura θ

$EI_{fi,eff}$ – Rigidez à flexão efetiva em situação de incêndio

I_a – Momento de inércia do perfil tubular de aço

I_c – Momento de inércia do preenchimento de betão

I_s – Momento de inércia das armaduras de reforço

K_{Ra} – Rigidez axial do pórtico estrutural

K_{RR} – Rigidez rotacional do pórtico estrutural

L – Comprimento da coluna

$N_{fi,Rd}$ – Valor de cálculo da carga de encurvadura em situação de incêndio

$N_{fi,cr}$ – Carga crítica de EULER em situação de incêndio

$N_{fi,pl,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio

N_P – Valor da carga de dimensionamento

P – Valor absoluto da carga aplicada ao elemento em cada instante durante o ensaio de resistência ao fogo

-
- P_0 – Valor da carga aplicada ao pilar no início do ensaio de resistência ao fogo
- P_{max} – Força máxima exercida pelas colunas durante o ensaio de resistência ao fogo
- P_{rest_max} – Força máxima de restrição à dilatação térmica da coluna durante o ensaio de resistência ao fogo
- T – Temperatura no forno elétrico, em °C
- T_{cr} – Temperatura crítica, em °C
- a – Espessura da camada de proteção à coluna
- e – Excentricidade da carga aplicada
- e/r – Rácio da excentricidade da carga
- e/H – Rácio da excentricidade da carga em relação ao menor eixo da secção
- e/B – Rácio da excentricidade da carga em relação ao maior eixo da secção
- f_c – Tensão de rotura do betão à compressão
- f_y – Tensão de cedência do aço estrutural
- f_s – Tensão de cedência do aço das armaduras de reforço
- f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
- l_θ – Comprimento de encurvadura da coluna em situação de incêndio
- t – Espessura do perfil tubular metálico
- u – nível do carregamento axial
- ε – Coeficiente de emissividade
- σ – Constante de Stephan-Boltzman
- α_c - Coeficiente de transmissão de calor por convecção
- β – Relação largura-espessura do perfil tubular metálico ($=D/B$)
- λ – Rácio da esbelteza do elemento
- ρ – Percentagem de armadura, (%)
- $\varphi_{i,\theta}$ – Fator de redução da rigidez à flexão
- ξ - Erro verificado, em (%)
- X - Coeficiente de redução correspondente ao modo de encurvadura mais relevante, obtido pela EN 1993-1-1 (2010)
- $\gamma_{M,fi,a}$ – Coeficiente parcial de segurança do perfil tubular de aço em situação de incêndio
- $\gamma_{M,fi,c}$ – Coeficiente parcial de segurança do betão em situação de incêndio
-

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Os elementos de aço têm ganho uma relevância universal ao longo dos últimos anos, merecendo uma especial atenção por parte da comunidade projetista, devido às suas características estéticas e à sua leveza, o que torna estes elementos bastante usados nos dias de hoje, nomeadamente na conceção e projeção de pontes ou de edifícios de alta dimensão. No entanto, o comportamento ao fogo de elementos de aço evidencia grandes limitações, sendo que as ferramentas e mecanismos de proteção normalmente utilizados revelam-se bastante dispendiosos ou então esteticamente prejudiciais.

As colunas tubulares de aço preenchidas com betão, geralmente designadas em Inglês e no seio da comunidade científica como *CFST columns – Concrete filled steel tubular columns*, são um tipo de colunas constituídas por um perfil tubular de aço, completamente preenchido com betão ao longo de toda a sua extensão. As colunas tubulares mistas de aço e betão garantem a conjugação de algumas das melhores características que ambos os materiais constituintes do elemento podem oferecer – as estruturas de aço permitem a conceção de estruturas flexíveis e de elementos leves e esbeltos, enquanto as estruturas de betão apresentam uma condutibilidade térmica bastante baixa, exibindo um excelente comportamento quando sujeito a elevadas temperaturas.

A interação entres estes dois materiais torna esta solução estruturalmente vantajosa e eficaz. O perfil tubular de aço para além de ser usado como cofragem, é ainda responsável por restringir a expansão lateral do betão quando sujeito a cargas de compressão, garantindo assim um efeito de confinamento que conduz a um aumento da resistência e da extensão de rotura do material - ductilidade. O preenchimento de betão é por sua vez responsável por restringir a encurvadura local do perfil tubular de aço, aumentando assim a sua capacidade resistente.

Apesar das inúmeras vantagens que o uso de colunas tubulares mistas confere a nível estrutural, este tipo de elementos só se tornou uma verdadeira realidade aproximadamente em meados do século XX (Capilla, 2012), tendo sido especialmente usados em países como a República Popular da China e o Japão. A norma EN 1994-1-2 (2011) é atualmente a norma de referência na Europa para o dimensionamento ao fogo deste tipo de elementos, no entanto, ao longo dos últimos anos uma série de estudos têm vindo a ser desenvolvidos por vários autores, evidenciando algumas limitações nos métodos de cálculo que constam da referida norma.

O plano de estudos que contempla a presente dissertação é parte integrante de um projeto Europeu denominado FRISCC – *Fire Resistance of Innovative and Slender Concrete Filled Tubular Composite Columns* (EU RFSR-CT-2012-00025). O projeto FRISCC pretende desenvolver uma metodologia segura para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, de elevada esbelteza, e assim contribuir para a revisão da atual norma europeia em vigor para o dimensionamento ao fogo deste tipo de elementos, a já referida EN 1994-1-2 (2011).

O consórcio responsável por conduzir este projeto é composto por quatro instituições de ensino superior europeias, dois institutos de investigação orientada e um produtor europeu de aço: Universidad Politecnica de Valencia (UPV), Spain; Gottfried Wilhelm Leibniz Universitaet Hannover (LUH), Germany; Imperial College of London (ICL), UK; Universidade de Coimbra (UC), Portugal; Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM), France; AIDICO, Technological Institute of Construction, Spain; e CONDESA, Conducciones y Derivados, Spain.

Os principais objetivos deste projeto europeu, que os seus responsáveis pretendem ver alcançados são os seguintes:

- Avaliação dos atuais métodos de cálculo existentes e revisão das suas atuais aplicações e dos resultados anteriormente obtidos, com o intuito de definir adequadamente quais os parâmetros relevantes a analisar;
- Desenvolver um largo número de testes experimentais, avaliando o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão e utilizar os seus resultados na calibração e validação de modelos de cálculo numéricos. Ensaios experimentais a temperatura ambiente para colunas tubulares de secção elítica também devem ser realizados, tendo em conta a falta de informação referente a este tipo de secção;
- Rever e proceder a devidas modificações na atual norma em vigor, EN 1994-1-2 (2011), para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de secção quadrada e circular, com base não só nos ensaios experimentais a realizar, mas também num vasto número de estudos paramétricos, após a validação de um modelo de cálculo numérico;
- Utilizar os modelos numéricos desenvolvidos para o estudo de colunas tubulares mistas de secção retangular e elítica, bem como em várias outras secções inovadoras que possam ser consideradas de especial interesse;

Foi também no âmbito desta parceria europeia e pelo fato de o Imperial College of London ser um parceiro oficial do projeto que integra a presente dissertação, que o autor do presente trabalho teve a oportunidade de desenvolver uma parte importante desta investigação junto de uma equipa de trabalho liderada pelo Professor Leroy Gardner em Londres.

1.2 Motivação e objetivos

A presente dissertação apresenta-se num momento em que surge a necessidade de revisão da atual norma EN 1994-1-2 (2011), no que diz respeito ao dimensionamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, após uma série de estudos terem evidenciado várias limitações nos atuais modelos de cálculo em vigor.

Na sequência de uma série de ensaios experimentais, realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, no âmbito do projeto Europeu FRISCC (EU RFSR-CT-2012-00025), foi desenvolvido um modelo numérico, com o *software* de elementos finitos ABAQUS (2010). O modelo numérico desenvolvido e apresentado nesta dissertação será calibrado e validado de acordo com os resultados obtidos experimentalmente, com o intuito de alargar as simulações numéricas a um vasto número de elementos não testados experimentalmente e com vista ao desenvolvimento futuro de simulações paramétricas em colunas tubulares mistas, com características diferentes das inicialmente ensaiadas. Os resultados obtidos a nível experimental serão ainda confrontados com os resultados obtidos no dimensionamento ao fogo com base na atual norma em vigor EN 1994-1-2 (2011), comprovando que esta apresenta modelos de cálculo não conservativos e inadequados.

A primeira parte desta dissertação, referente à realização dos ensaios experimentais foi realizada, tal como já referido, no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, enquanto a segunda parte deste estudo, referente à modelação numérica e respetiva calibração do modelo, foi desenvolvida no *Imperial College*, em Londres, no âmbito do Programa Europeu ERASMUS+.

As colunas tubulares mistas de aço e betão inicialmente estudadas têm aproximadamente três metros de comprimento, dois diferentes tipos de secção, quadrada (SHS – *Square Hollow Section*) e retangular (RHS – *Rectangular Hollow Section*), apresentam diferentes níveis de esbelteza e encontram-se dispostas num pórtico de restrição axial e rotacional, capaz de induzir três diferentes níveis de rigidez ao elemento.

1.3 Organização

A presente dissertação é constituída por cinco capítulos, numerados de 1 a 5, onde são apresentados e discutidos todos os estudos e conclusões desta investigação, bem como toda a informação e estudo que serviram de suporte ao seu desenvolvimento.

O presente capítulo apresenta um breve enquadramento do trabalho a desenvolver, referindo quais os seus objetivos e motivações. O capítulo 2 expõe de uma forma resumida, e procurando focar a informação mais relevante, a revisão bibliográfica realizada como suporte à elaboração desta dissertação, incidindo nas principais pesquisas até então realizadas, quer a nível

experimental, quer a nível numérico. O capítulo 3 é responsável por apresentar todo o trabalho experimental realizado, os seus respetivos resultados e as principais considerações obtidas. O capítulo 4 expõe a modelação numérica desenvolvida, bem como todos os parâmetros adotados na sua modelação, a sua justificação e a validação e calibração do respetivo modelo. Neste capítulo é ainda efetuada uma análise comparativa dos resultados finais obtidos, a nível experimental e numérico, com os resultados determinados no dimensionamento ao fogo de acordo com a EN 1994-1-2 (2011). O capítulo 5 expõe, com base nos resultados anteriormente obtidos ao longo dos já referidos capítulos, quais as conclusões alcançadas no desenvolver desta dissertação e é efetuada uma análise crítica destas mesmas conclusões, com o intuito de perceber qual a importância que estas podem vir a exercer no desenvolvimento de estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

Sewel (1902), há mais de um século, conduziu alguns dos primeiros testes experimentais que permitiram avaliar a capacidade resistente de colunas tubulares mistas de aço e betão. Os resultados que obteve permitiram verificar que este tipo de colunas era capaz de suportar cargas superiores àquelas suportadas pela soma das capacidades resistentes dos seus dois materiais constituintes. As suas conclusões permitiram identificar a existência de uma interação entre o aço e o betão, o que conduzia a um aumento da carga de colapso do elemento.

Nos dias de hoje, após um vasto conjunto de estudos experimentais mas também numéricos, o comportamento estrutural de colunas tubulares mistas de aço e betão é bem mais conhecido e documentado. Estes estudos e investigações levadas a cabo ao longo dos últimos anos por uma série de autores permitiram a formulação de regras destinadas à conceção de colunas tubulares mistas sujeitas a diferentes tipos de carregamentos.

Os elementos de aço apresentam um frágil comportamento quando expostos a condições de elevadas temperaturas, sendo que o aço é um material que apresenta uma alta condutibilidade térmica, o que em conjunto com uma rápida degradação das suas propriedades mecânicas, o torna um material com uma baixa capacidade de resistência ao fogo.

Combinar o aço com outro tipo de material, e assim formar elementos estruturais mistos pode ser uma excelente solução para aumentar a capacidade resistente deste tipo de elementos em situação de incêndio. As colunas tubulares mistas de aço e de betão são hoje em dia bastante solicitadas, uma vez que o betão comporta-se não só como material resistente, mas também como um material protetor, devido à sua baixa condutibilidade térmica, evitando o aquecimento excessivo do perfil metálico. Por outro lado, o aço é responsável por reduzir a fissuração e o efeito *spalling* no betão.

Ao longo do presente capítulo será apresentada a revisão bibliográfica realizada como suporte à presente dissertação, sendo que serão apresentados uma série de estudos realizados por diferentes autores e expostas as suas principais considerações e conclusões.

A EN 1994-1-2 (2011), norma de referência na Europa no dimensionamento ao fogo de estruturas mistas de aço e betão, será também aqui analisada, uma vez que esta tem assumido um papel essencial na definição de métodos de cálculo expedito para o dimensionamento deste tipo de elementos.

2.2 Comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão

Han et al. (2014) estudaram e analisaram alguns dos mais recentes desenvolvimentos no dimensionamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, bem como uma série de aplicações práticas deste tipo de elementos, que têm vindo a ser usados com cada vez maior frequência ao longo dos últimos anos.

A Figura 2.1 apresenta algumas das secções de colunas tubulares de aço normalmente usadas, para as quais o betão é usado como material de preenchimento. As letras H e B representam as dimensões exteriores da secção tubular, enquanto a letra t representa a espessura do perfil tubular metálico.

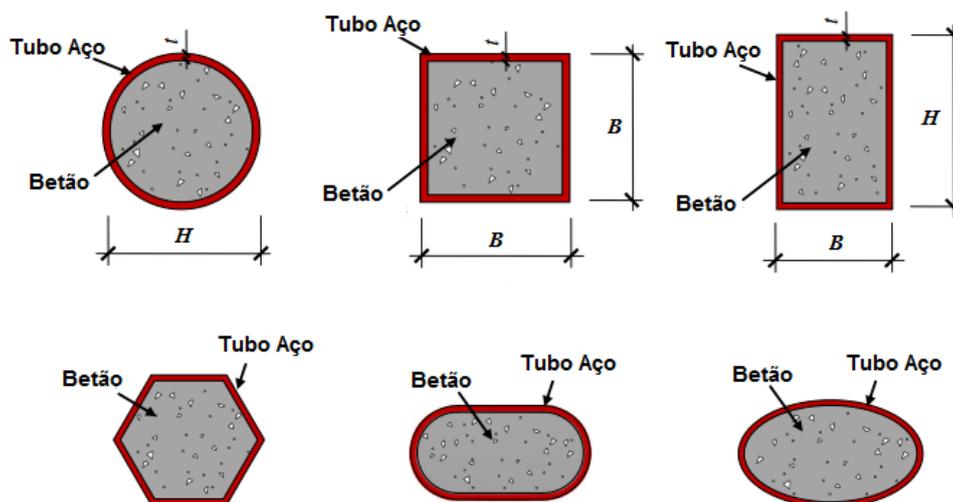


Figura 2.1– Secções normalmente usadas em colunas tubulares mistas de aço e betão
(Han et al. 2014)

As colunas tubulares de secção circular (CHS – *Circular Hollow Section*) são aquelas que garantem um maior confinamento do betão e como tal uma maior resistência, Han et al. (2014), no entanto, as colunas tubulares de secção quadrada (SHS – *Square Hollow Section*) e retangular (RHS – *Rectangular Hollow Section*), que são o foco da presente dissertação, têm vindo a ser alvo de um maior interesse pela comunidade estrutural, uma vez que

permitem uma maior facilidade de dimensionamento da ligação viga-pilar, uma maior rigidez à encurvadura e condições estéticas cada vez mais solicitadas nos dias de hoje, Han et al. (2014). Outros tipos de secção, pouco convencionais mas merecedoras de especial atenção pela sua condição estética, têm também vindo a ser alvo de estudo por parte de alguns autores ao longo dos últimos anos.

O Betão é um material que apresenta uma melhor resposta estrutural quando solicitado a cargas de compressão do que quando sujeito a forças de tração, sendo que o aço estrutural apresenta um comportamento exatamente oposto, estando o perfil tubular de aço suscetível à ocorrência de encurvadura local quando submetido a um esforço de compressão. Desta forma, e tal como já anteriormente referido, nas colunas tubulares mistas de aço e betão tiramos partido das melhores características de cada um dos seus materiais. O confinamento do betão é então garantido pelo perfil de aço e a resistência à encurvadura local deste material é suportada pelo respetivo preenchimento de betão, Han et al. (2014).

Na sequência destas considerações, Han et al. (2014) apresentaram um esquema que expõe os modos de instabilidade a que as colunas tubulares mistas se encontram sujeitas quando submetidas a um carregamento axial, bem como o comportamento estrutural do perfil tubular metálico e do seu preenchimento de betão, de forma isolada, para que seja possível ter uma melhor perceção do comportamento de cada um dos materiais constituintes destes elementos mistos de aço e betão (Figura 2.2).

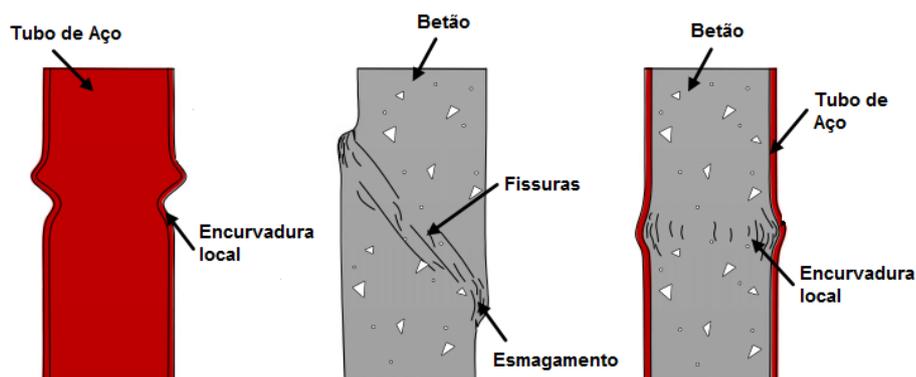


Figura 2.2– Esquema dos modos de instabilidade registados na coluna tubular mista
(Han et al. 2014)

Os autores compararam e analisaram os resultados obtidos para a resistência última do perfil tubular de aço, do preenchimento de betão e da coluna tubular mista, como podemos observar na Figura 2.3 (a). Como é perfeitamente perceptível, a resistência última da coluna tubular mista é ainda maior do que a simples soma das resistências últimas dos seus dois elementos constituintes. A Figura 2.3 (b) apresenta a relação entre a carga aplicada e a deformação a que os mesmos elementos se encontram sujeitos. Como é possível de observar, também a ductilidade da coluna tubular mista é superior à soma da ductilidade dos seus dois elementos constituintes, o que demonstra o excelente comportamento estrutural das colunas tubulares de aço preenchidas com betão.

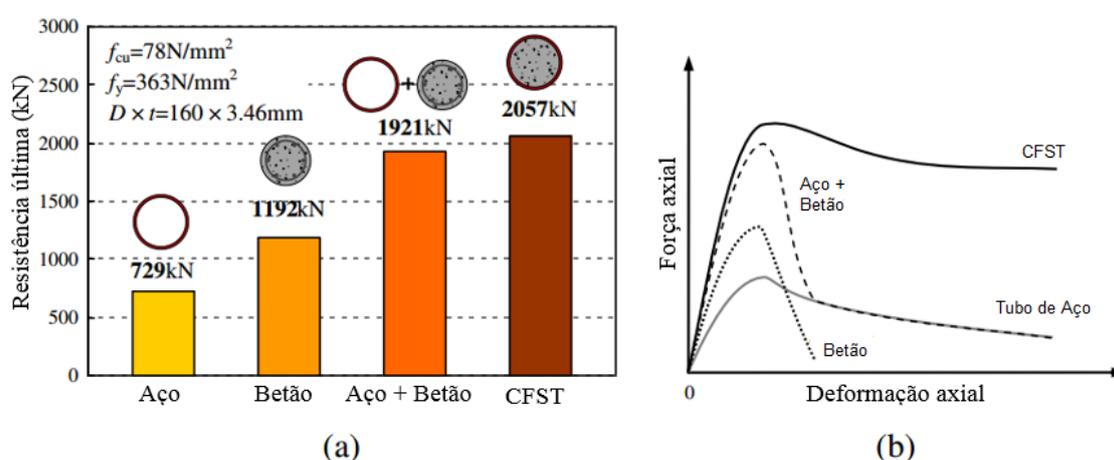


Figura 2.3– Comportamento estrutural de colunas tubulares mistas quando sujeitas a um carregamento axial (Han et al. 2014)

Comportamento Estático

Vários estudos relacionados com o comportamento estático de colunas tubulares mistas de aço e betão foram realizados ao longo dos últimos anos por uma série de autores e vários modelos numéricos foram desenvolvidos com o intuito de analisar este tipo de elementos quando sujeitos a esforços de compressão e tração, de flexão e de torção. Estes estudos vieram demonstrar o excelente comportamento destes elementos, quando integrados numa estrutura real e sujeitos aos mais diversos esforços passíveis de ocorrer. A Figura 2.4 representa os modos de instabilidade comuns de ocorrer quando os elementos se encontram sujeitos a esforços de a) tração, b) flexão e c) torção.

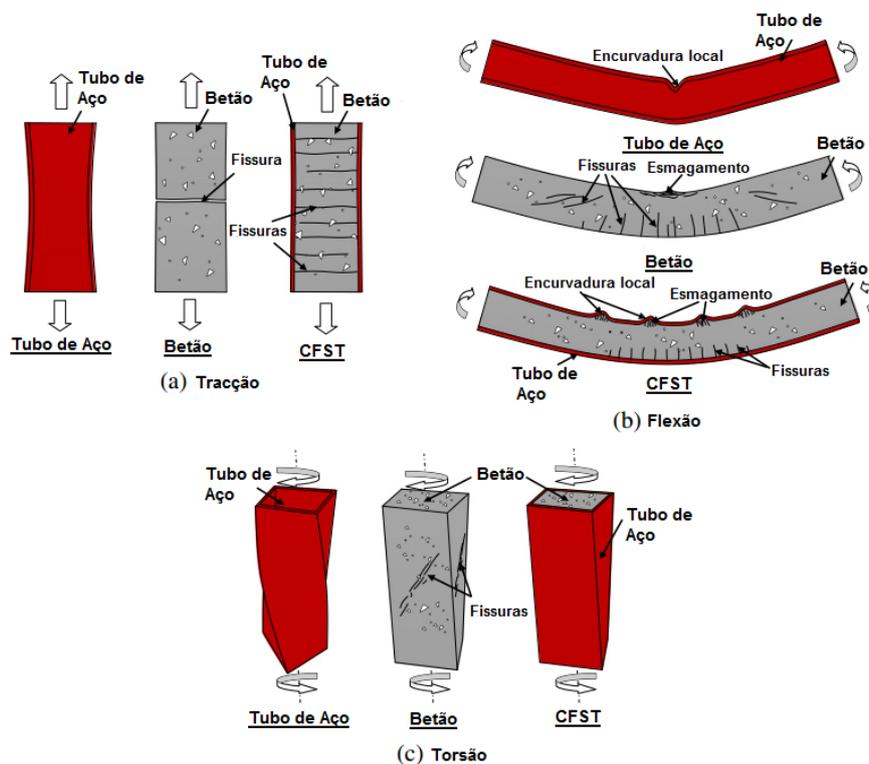


Figura 2.4– Modos de instabilidade dos diferentes elementos quando sujeitos a esforços de a) tração b) flexão e c) torsão (Han et al. 2014)

Resistência ao fogo

A Resistência ao fogo de colunas tubulares de aço ocas, normalmente usadas em arranha-céus, é conhecida como sendo inferior a trinta minutos (Tiago Pires et al. 2012). Para colunas tubulares de aço, preenchidas com betão, o seu preenchimento conduz a um aumento da resistência ao fogo do elemento misto, uma vez que o calor é absorvido pelo betão e assim, a temperatura no tubo de aço aumenta de forma muito mais lenta, do que numa situação em que tenhamos uma coluna de aço oca, Han et al. (2014). O perfil tubular de aço permite ainda garantir o confinamento do betão durante a exposição ao fogo do elemento, sendo responsável por prevenir a ocorrência do efeito de *spalling*, Han et al. (2003).

Construção e durabilidade

Han et al. (2003) realizaram um estudo experimental em colunas tubulares mistas e verificaram, após a realização de determinados ensaios, que a consolidação do betão pode ser assegurada uma vez garantida a qualidade dos materiais usados e uma vez que sejam aplicados corretos procedimentos para a construção e inspeção deste tipo de elementos mistos de aço e betão.

O perfil tubular de aço é normalmente erguido em primeiro lugar, para que possa ser usado como cofragem aquando do seu preenchimento com betão, posteriormente introduzido. Apesar de o perfil tubular de aço ser capaz de resistir a consideráveis cargas de construção, como o seu peso próprio e o peso que advém do betão húmido usado no seu preenchimento, estas cargas podem ser responsáveis por deformações iniciais no elemento, originando uma menor capacidade resistente deste tipo de colunas. Assim, as imperfeições geométricas e os esforços residuais que são possíveis de ocorrer no perfil de aço podem assumir uma importância significativa na ocorrência de encurvadura local, da mesma forma que as imperfeições possíveis de ocorrer na colocação do betão podem afetar de forma significativa o comportamento global da coluna.

Uso

As colunas tubulares de aço preenchidas com betão têm vindo a ser usadas há já largos anos, sendo exemplos disso o seu uso na construção de estações de metro na China desde a década de 60 e na construção de centrais de energia desde a década de 70. No entanto, ao longo das últimas décadas, o seu uso cresceu exponencialmente, sendo que hoje este tipo de colunas é usado com o intuito de sustentar elevadas cargas de compressão em arranha-céus, pontes e nas mais diversas estruturas (Figura 2.5).

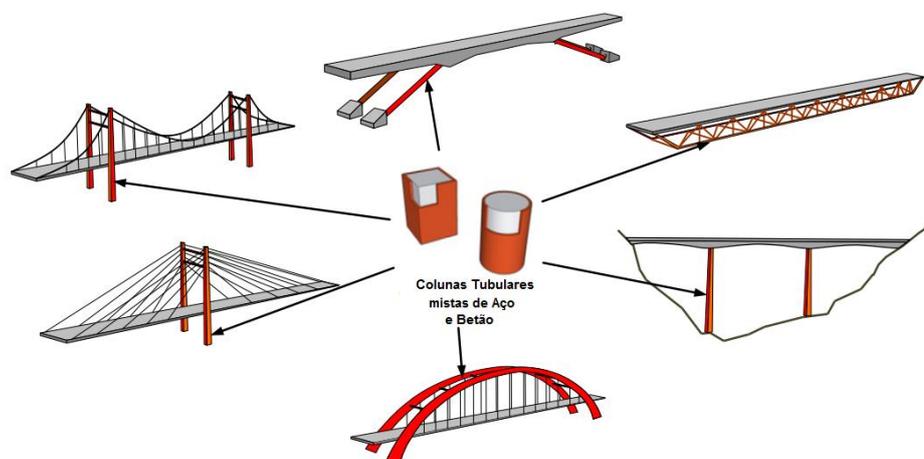


Figura 2.5– Colunas tubulares mistas de aço e betão em pontes (Han et al. 2014)

2.2.1 Estudos experimentais

Kodur (1999) apresentou um estudo experimental em colunas tubulares mistas de aço e betão, de secção quadrada e circular, avaliando a variação de uma série de parâmetros que afetam a resistência ao fogo deste tipo de colunas.

Um total de 75 ensaios experimentais foram realizados, nos quais o autor analisou a influência de diversos fatores, tais como: a dimensão da secção transversal do elemento; o nível de carregamento aplicado, que variou entre 10% e 30% do valor da carga de colapso à temperatura ambiente; o tipo de agregados; e o tipo de reforço usado no preenchimento do perfil tubular de aço (betão simples, betão armado e betão reforçado com fibras de aço).

Durante os ensaios realizados, a carga aplicada à coluna manteve-se sempre constante, a fim de simular a carga de serviço de uma estrutura real, e o critério de colapso definido foi o momento em que os elementos deixam de suportar qualquer tipo de carga.

A dimensão da secção transversal dos provetes analisados variou entre 141 mm e 406 mm para as colunas de secção circular e entre 152 mm e 305 mm para as colunas de secção quadrada, sendo que todos os provetes tinham um comprimento de 3810 mm e uma espessura da parede de aço que variou entre 4,8 mm e 12,7 mm.

A Figura 2.6 representa a deformação axial em função do tempo de ensaio ao fogo, registada num provete de secção quadrada. Os resultados obtidos por Kodur indicam que colunas tubulares de aço preenchidas com betão armado, motivam uma diminuição na propagação das fissuras registadas no betão, contribuindo assim para um aumento da sua capacidade de carga. O uso de betão com fibras de aço registou valores de resistência ao fogo similares aos obtidos no uso de betão armado, sendo que o autor considerou que esta pode ser uma solução estrutural vantajosa, nomeadamente em colunas tubulares mistas de pequenas dimensões, onde podem ocorrer dificuldades na instalação das armaduras de aço.

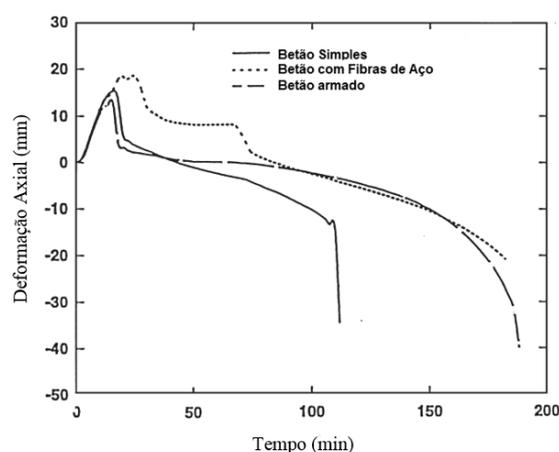


Figura 2.6– Resistência ao fogo de uma coluna de secção quadrada (Kodur 1999)

Kodur (1999) considerou ainda que as colunas tubulares de aço, totalmente preenchidas com betão, apresentam uma elevada capacidade de resistência ao fogo e como tal, quando bem dimensionadas, eliminam a necessidade de uso de uma camada exterior de proteção ao fogo a aplicar no perfil tubular de aço.

Ao longo dos últimos anos, uma série de estudos foram realizados na Universidade de Fuzhou na República Popular da China, por um grupo de pesquisa liderado pelo Professor Han. Han et al. (2003) desenvolveram um estudo experimental de forma a avaliar a resistência ao fogo de colunas tubulares de aço com preenchimento de betão, de secção quadrada e retangular, no qual realizaram um total de onze ensaios experimentais, tendo avaliado a influência de diferentes parâmetros, tais como o tipo de secção da coluna e sua esbelteza, a espessura do tubo de aço e a excentricidade da carga aplicada. Os detalhes referentes a cada uma das colunas que foi alvo de análise estão presentes na Tabela 2.1.

Com o intuito de determinar as propriedades do aço, os autores analisaram três diferentes amostras, retiradas aleatoriamente de um dos perfis tubulares e com dimensões de acordo com a norma Chinesa GB2975. Os autores usaram dois diferentes tipos de betão, sendo que em ambas as misturas, os agregados finos usados foram agregados siliciosos, enquanto o tipo de agregados grossos foi à base de pedra calcária. Estas amostras e as suas principais características são também elas devidamente apresentadas na Tabela 2.1.

Coluna	Dimensões [mm]	β	f_y [MPa]	$E_s (\times 10^5)$ [MPa]	f_{cu} [MPa]	E_c [MPa]	a [mm]	Carga N_P (kN)	e/r	R_{rest} [min]	T_{cr} [°C]
R-1	300x200	1.5	341	1.87	49	30.2	0	2486	0	21	639
R-2	300x200	1.5	341	1.87	49	30.2	0	2233	0.15	24	636
R-3	300x150	2.0	341	1.87	49	30.2	0	1906	0	16	750
R-4	300x150	2.0	341	1.87	49	30.2	0	1583	0.15	20	786
RP-1	300x200	1.5	341	1.87	49	30.2	13	2486	0	104	500
RP-2	300x200	1.5	341	1.87	49	30.2	20	2486	0	146	506
RP-3	300x150	2.0	341	1.87	49	30.2	13	1906	0	78	530
RP-4	300x150	2.0	341	1.87	49	30.2	22.6	1906	0	122	529
SP-1	219x219	1.0	246	2.00	18.7	26.7	17	950	0	169	668
SP-2	350x350	1.0	284	1.83	18.7	26.7	11	2700	0	140	504
SP-3	350x350	1.0	284	1.83	18.7	26.7	7	1670	0.3	109	586

Tabela 2.1– Informação referente aos ensaios experimentais realizados (Han et al. 2003)

Os ensaios experimentais de resistência ao fogo foram realizados por via da utilização de um forno elétrico, especialmente produzido em Tianjin, China, para a realização deste tipo de ensaios. O sistema experimental foi desenvolvido com o intuito de proporcionar condições o mais semelhante possíveis àquelas a que o elemento estaria sujeito aquando de um cenário real de incêndio – elevadas temperaturas e carregamento estrutural.

Um macaco hidráulico com capacidade de 500 tons foi responsável para aplicar uma carga controlada ao longo do eixo da coluna em análise. O forno usado pelos autores tinha uma área de 2600x2600 mm e 4000 mm de altura e as temperaturas a atuar na coluna foram medidas, a cada 1 minuto, por via da utilização de três termopares, localizados a meia altura da coluna e ao longo da sua secção transversal.

A temperatura ambiente aquando do início do ensaio experimental foi de 20°C, sendo que durante o ensaio a coluna esteve sujeita a um acréscimo controlado da temperatura, de

forma a que esta sofresse uma evolução o mais próxima quanto possível à apresentada pela curva de incêndio ISO 834 (1975).

Han et al. (2003) verificaram que as melhorias no comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão são o resultado da ação interligada dos seus materiais e que o preenchimento de betão é responsável por um comportamento dúctil do elemento misto, garantindo que a evolução da sua deformação até ao ponto de colapso ocorra de forma controlada.

Os autores consideraram ainda ser expectável que o perfil tubular de aço fosse alvo de deformações iniciais, devido ao seu rápido aquecimento, podendo ocorrer situações de encurvadura local, o que levaria a uma transferência de carga suplementar para o elemento de betão. Numa última fase do ensaio, o perfil tubular de aço pode já não possuir qualquer capacidade resistente, no entanto, confere o confinamento do preenchimento de betão até que este entre em rotura. A Figura 2.7 representa os modos de instabilidade ocorridos em duas das colunas tubulares mistas analisadas – a) Instabilidade provocada pelo carregamento axial e b) Instabilidade provocada por encurvadura global.

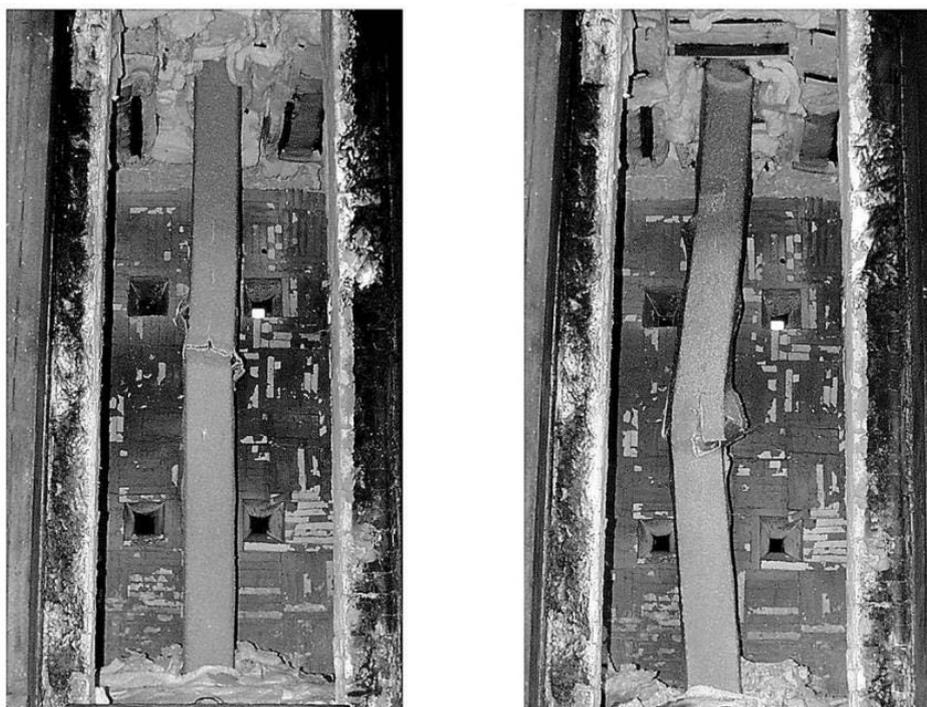


Figura 2.7– Modos de instabilidade ocorridos nas colunas em análise (Han et al. 2003)

A Tabela 2.1, anteriormente apresentada, expõe também os resultados obtidos pelos autores na realização dos ensaios experimentais, indicando que as colunas que possuem um elemento de proteção ao fogo, de espessura a , garantem melhores resultados do que aquelas que não possuem qualquer tipo de proteção.

A temperatura sob a qual os elementos em estudo entraram em colapso, quando sujeitos a condições de altas temperaturas, bem como a cargas estruturais significativas, foi definida pelos autores como temperatura crítica (T_{cr}). A temperatura crítica, apresentada na Tabela 2.1 para cada um dos diferentes ensaios, variou entre os 500°C e os 786°C.

Han et al. (2003) verificaram que a resistência ao fogo das colunas em análise é influenciada pelo tipo de secção que estas apresentam, uma vez que uma maior área de superfície do perfil tubular de aço conduz a um decréscimo na rapidez com que aumenta a sua temperatura, contribuindo assim para um maior aumento na capacidade de carga do elemento estrutural. Este resultado é apresentado na Figura 2.8, que representa a resistência ao fogo de colunas tubulares mistas retangulares, em função do perímetro (C) da sua secção transversal.

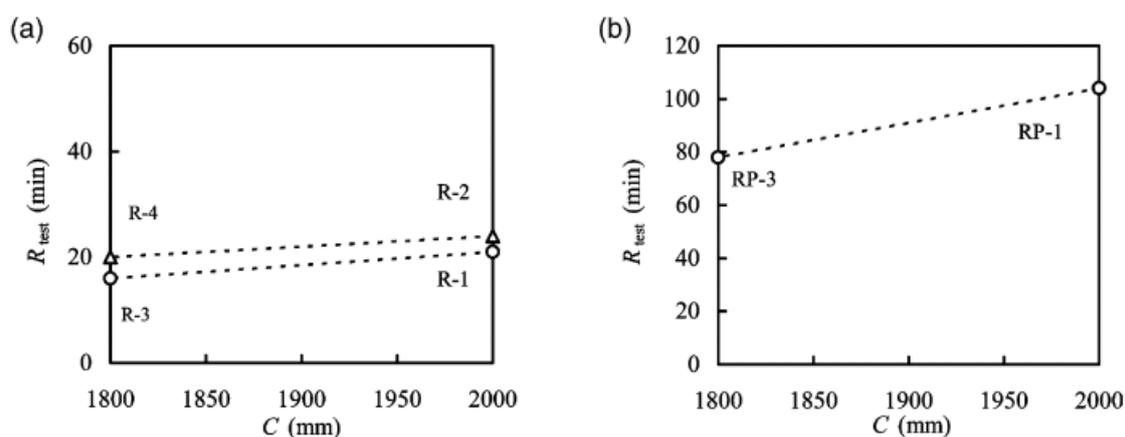


Figura 2.8– Influência da secção transversal na resistência ao fogo da coluna em (a) Elemento sem proteção ao fogo (b) Elemento com proteção ao fogo (Han et al. 2003)

Após a realização dos ensaios experimentais, os autores verificaram ainda que o rácio da excentricidade da carga (e/r) assume uma influência moderada na resistência ao fogo das colunas em análise. Uma vez que a percentagem de carga aplicada ao elemento é constante em todos os ensaios, um aumento no rácio da excentricidade da carga (e/r) conduz a um valor de carga de dimensionamento ao fogo menor, o que por sua vez conduz a um aumento na resistência ao fogo por parte do elemento (Figura 2.9).

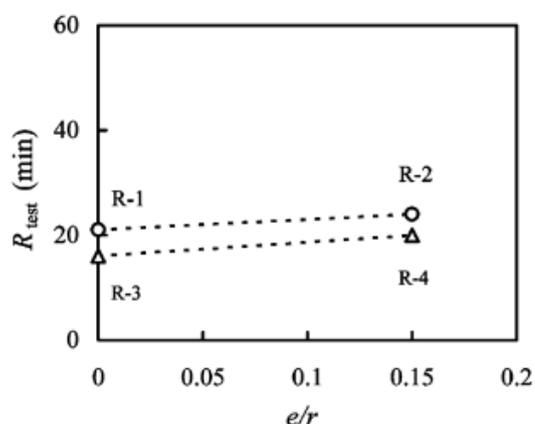


Figura 2.9–Influência da excentricidade de carga na resistência ao fogo(Han et al. 2003)

Pires et al. (2012) publicaram um estudo onde consideraram que as colunas tubulares mistas de aço e betão têm vindo a ser bastante usadas ao longo dos últimos anos devido a uma série de vantagens que estes elementos estruturais apresentam, tendo exaltado a sua alta capacidade de carga, a possibilidade de utilização de secções transversais de reduzida dimensão, o reduzido tempo de construção que estes elementos conferem, bem como o seu bom comportamento perante uma situação de incêndio. No entanto, os autores referem a sua preocupação perante o facto de que durante uma situação de incêndio, a restrição térmica do elemento possa provocar alterações no seu comportamento estrutural.

Uma série de ensaios experimentais foram então desenvolvidos, com o objetivo de analisar a resistência ao fogo de colunas tubulares mistas, de secção circular, com restrição à dilatação térmica. Parâmetros tais como a esbelteza da coluna, o seu nível de carregamento, a rigidez da estrutura periférica e a percentagem de armadura usada foram considerados pelos autores.

Os resultados obtidos nos ensaios experimentais permitiram que Pires et al. (2012) retirassem importantes conclusões para o estudo deste tipo de elementos, tais como: O aumento da rigidez da estrutura circundante ao elemento em análise não provoca alterações significativas na sua temperatura crítica, tal como já demonstrado por Correia e Rodrigues (2012), no entanto, é responsável pelo aumento das forças de restrição geradas no elemento; O nível de carregamento, bem como a esbelteza do elemento assumem uma importância significativa na resistência ao fogo das colunas em análise, sendo que reduzir estes fatores contribui para uma melhoria do seu comportamento estrutural; O preenchimento de betão e a utilização de armaduras de reforço assumem um papel essencial na resposta estrutural das colunas tubulares mistas de aço e betão, conduzindo a um aumento da sua temperatura crítica.

Pires et al. (2012) demonstraram ainda que o aumento da rigidez da estrutura circundante ao elemento em análise contribui para uma redução da sua deformação axial, como é perceptível pela análise da Figura 2.10, que representa o deslocamento axial registado para um nível de carga de 70%, numa coluna de secção circular com 168,3 mm de diâmetro.

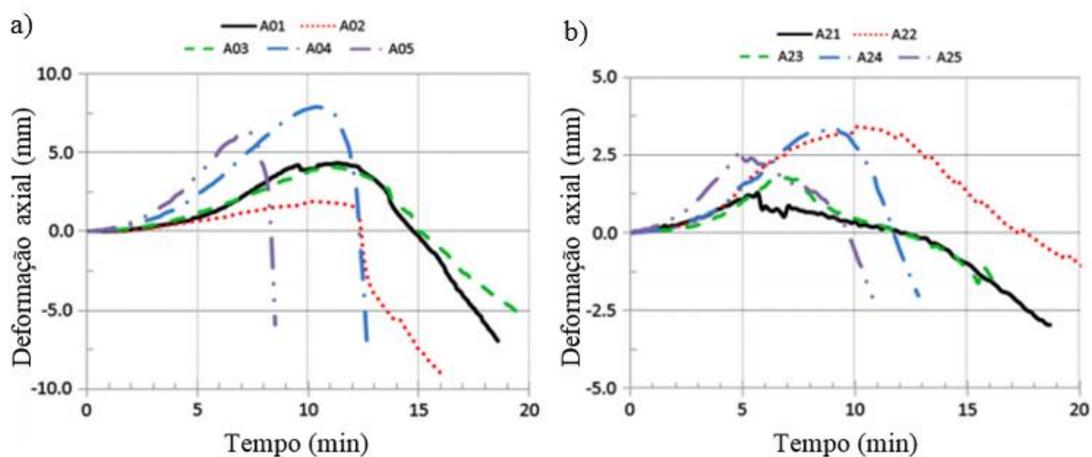


Figura 2.10– Deslocamento axial registado para uma rigidez axial da estrutura circundante de a) 13 kN/mm b) 128 kN/mm (Pires et al. 2012)

Espinosa et al. (2015) analisaram o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de secção retangular e elíptica, uma vez que os estudos existentes para este tipo de secções eram bastante escassos. A influência que o tipo de secção, a excentricidade da carga aplicada e a percentagem de armadura usada assumem na resistência ao fogo destas colunas foi investigada pelos autores, que apresentaram e compararam os resultados obtidos para um estudo experimental, no qual avaliaram o comportamento ao fogo de 18 colunas tubulares mistas, sendo que 12 destas colunas apresentavam uma secção retangular e as restantes 6 uma secção elíptica.

Para cada uma das secções analisadas pelos autores, duas das colunas foram sujeitas à aplicação de uma carga concêntrica, duas foram sujeitas à aplicação de uma carga excêntrica sobre o menor eixo e outras duas sobre o maior eixo da secção, utilizando um rácio para a excentricidade da carga (e/H) e (e/B) de 0,2 e 0,5. Todas as colunas analisadas encontravam-se encastradas em ambas as extremidades e apresentavam um comprimento de 3180 mm. O perfil tubular de aço apresentava uma força nominal de 355MPa, enquanto o preenchimento de betão apresentava uma força à compressão de 30MPa. O nível de carga aplicado às colunas em análise foi de 20% da sua capacidade resistente à temperatura ambiente e estas foram ensaiadas em concordância com a curva de incêndio ISO 834 (1975).

Os parâmetros geométricos, as características e propriedades dos materiais, bem como os resultados obtidos pelos autores são apresentados na Tabela 2.2 para as colunas de secção retangular e na Tabela 2.3 para as colunas de secção elíptica.

Coluna	Dimensões HxB [mm]	Armadura	ρ [%]	f_c [MPa]	f_y [MPa]	f_s [MPa]	e/H	e/B	Carga [kN]	Tempo Crítico [min]
R1	250x150	-	0	37.9	428.3	-	0	0	650.8	19
R2	250x150	4 ϕ 16	2.69	39.6	428.3	527	0	0	699.8	23
R3	250x150	-	0	32.0	428.3	-	0	0.2	374.7	23
R4	250x150	4 ϕ 16	2.69	36.3	457.7	527	0	0.5	276.9	27
R5	250x150	-	0	36.5	457.7	-	0.2	0	456.7	24
R6	250x150	4 ϕ 16	2.69	32.9	457.7	527	0.5	0	322.1	34
R7	350x150	-	0	42.5	474.0	-	0	0	929.9	30*
R8	350x150	4 ϕ 16 + 4 ϕ 10	2.61	38.2	474.0	527 e 575	0	0	988.8	21
R9	350x150	-	0	37.6	383.3	-	0	0.2	540.1	22
R10	350x150	4 ϕ 16 + 4 ϕ 10	2.61	37.3	474.0	527 e 575	0	0.5	383.9	25
R11	350x150	-	0	38.0	383.3	-	0.2	0	683.0	22
R12	350x150	4 ϕ 16 + 4 ϕ 10	2.61	39.7	383.3	527 e 575	0.5	0	481.4	18*

*Anomalia no teste

Tabela 2.2– Propriedades e resultados obtidos para as colunas de secção retangular
(Espinos et al. 2015)

Coluna	Dimensões HxB [mm]	Armadura	ρ [%]	f_c [MPa]	f_y [MPa]	f_s [MPa]	e/H	e/B	Carga [kN]	Tempo Crítico [min]
E7	320x160	-	0	37.3	516.4	-	0	0	589.8	30
E8	320x160	4 ϕ 16	2.57	41.2	516.4	527	0	0	681.9	31
E9	320x160	-	0	43.7	516.4	-	0	0.2	361.0	30
E10	320x160	4 ϕ 16	2.57	42.4	522.6	527	0	0.5	249.4	37
E11	320x160	-	0	36.5	522.6	-	0.2	0	440.4	32
E12	320x160	4 ϕ 16	2.57	35.5	522.6	527	0.5	0	286.5	38

Tabela 2.3– Propriedades e resultados obtidos para as colunas de secção elíptica
(Espinos et al. 2015)

Analisando os resultados experimentais obtidos, Espinos et al. (2015) concluíram que a aplicação de uma excentricidade na carga conduziu a um efeito prejudicial na resistência ao fogo dos elementos, enquanto a utilização de armaduras contribuiu para um aumento da sua capacidade de carga em situação de incêndio. Os autores verificaram ainda que as colunas tubulares mistas de secção elíptica conduzem a uma maior resistência ao fogo quando comparativamente com as colunas de secção retangular, possuindo ambas a mesma área para o perfil tubular de aço. No entanto, pelo fato de as colunas tubulares mistas de secção retangular estarem sujeitas a níveis de carga mais elevados, ou autores consideraram ser difícil de concluir em favor de uma ou outra secção. A Figura 2.11 apresenta uma comparação sumária entre as colunas de secção retangular e elíptica que foram analisadas pelos autores.

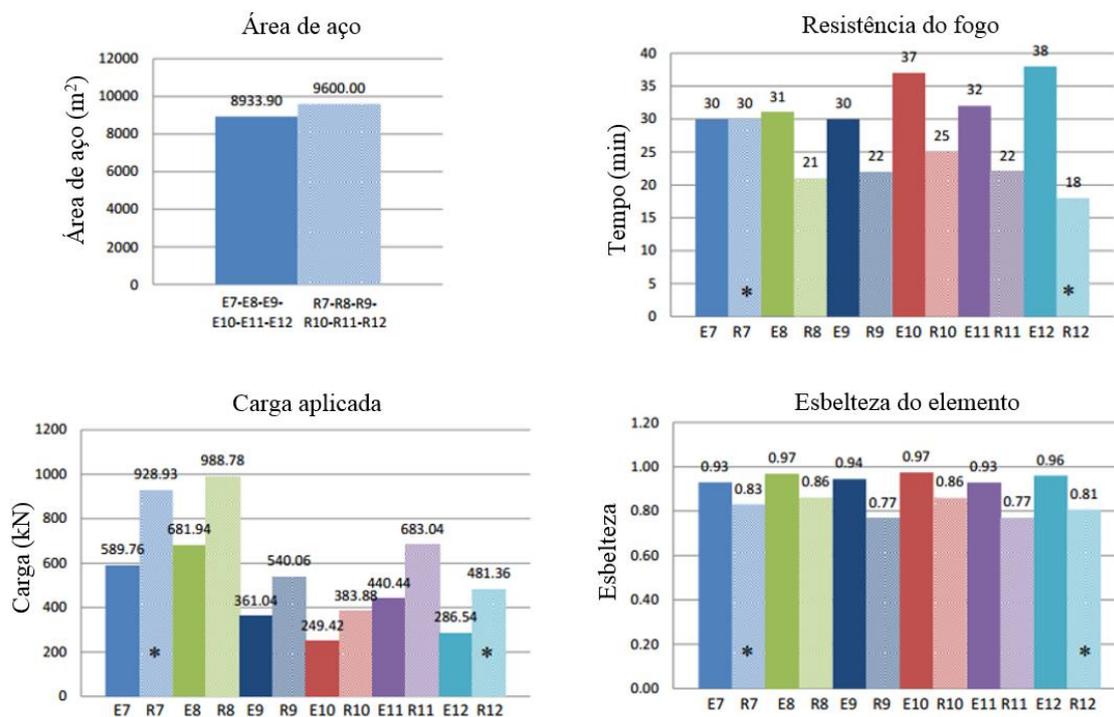


Figura 2.11– Comparação entre colunas tubulares mistas de secção retangular e elíptica (Espinos et al. 2015)

2.2.2 Estudos numéricos

Yin et al. (2006) apresentaram os resultados de uma investigação, na qual estudaram o comportamento de colunas tubulares mistas de aço e betão, com secção quadrada e circular, quando expostas a condições de elevadas temperaturas, originadas por uma situação de incêndio. Os autores apresentaram como principal desvantagem no uso deste tipo de colunas o facto de que o elemento metálico esteja diretamente exposto ao fogo, ao contrário do que acontece em colunas de betão armado, no entanto, reconhecem as inúmeras vantagens provenientes do uso deste tipo de elementos estruturais, nomeadamente a sua elevada capacidade de resistência a altos níveis de carga, o seu comportamento dúctil, a rapidez que conferem à construção e as poupanças em termos económicos que daqui advêm.

Yin et al. (2006) desenvolveram um modelo numérico de análise estrutural da resistência ao fogo destes elementos, que envolveu o estudo de diversas situações tais como a evolução e a distribuição da temperatura ao longo das colunas em análise, a interação entre os diferentes elementos constituintes da coluna, as variações nas propriedades dos seus materiais e a influência que o carregamento assume em todo o sistema estrutural, bem como a resposta estrutural que este sistema apresenta.

As conclusões apresentadas por Yin et al. (2006) demonstraram que quando comparamos colunas tubulares mistas de secção quadrada e circular, com diferentes dimensões, bem como com diferentes valores para a espessura do tubo metálico, as colunas de secção circular apresentam um comportamento de resistência ao fogo ligeiramente superior ao das colunas de secção quadrada (Figura 2.12), tal como já anteriormente referido por Han et al. (2014).

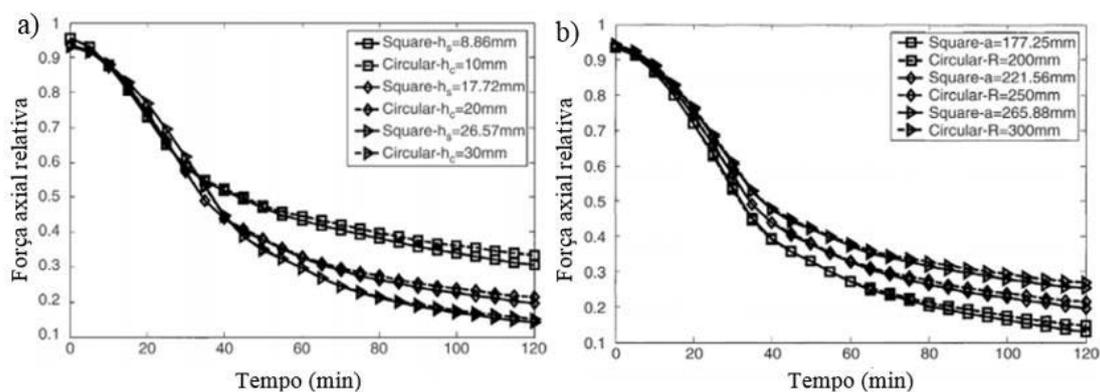


Figura 2.12– Comparação da resistência ao fogo entre colunas de secção circular e quadrada com a) espessura do tubo de aço equivalente e b) mesma área de secção transversal (Yin et al. 2006)

Guo et al. (2007) estudaram a ocorrência de encurvadura local em colunas tubulares de aço com e sem preenchimento de betão, bem como de que forma é que a relação largura-espessura do tubo de aço poderia afetar a resposta estrutural do elemento. Os autores consideraram que as colunas tubulares mistas, pela sua ductilidade e capacidade de absorção de energia, possuem um excelente comportamento de resistência sísmica, sendo essa uma das principais razões pela qual este tipo de elementos tem vindo a ser cada vez mais solicitado nos dias de hoje e usado em edifícios modernos, em pontes e nas mais diversas aplicações estruturais.

Uma série de 24 ensaios experimentais foram realizados com o intuito de avaliar de que forma a relação largura-espessura do tubo de aço influencia a resposta estrutural destes elementos. Após a realização da análise experimental, Guo et al (2006) observaram a importância que o preenchimento de betão assume na resposta estrutural, aumentando a resistência à ocorrência de encurvadura nos elementos, sendo que a encurvadura local ocorre para rácios largura-espessura superiores aos observados em colunas tubulares ocas. Os autores consideraram então ser de grande importância que no dimensionamento deste tipo de elementos mistos, seja avaliado, de forma precisa, qual o limite máximo para o rácio largura-espessura, sob o qual a encurvadura local pode ser ignorada.

Um modelo numérico desenvolvido, utilizando o software de elementos finitos ABAQUS (2010), foi validado de acordo com os resultados experimentais anteriormente obtidos. Do ponto de vista do dimensionamento estrutural, Guo et al. (2007) concluíram que os efeitos de encurvadura local, passíveis de ocorrer em colunas tubulares mistas mais esbeltas, poderiam ser ignorados aquando do seu dimensionamento ao fogo caso o rácio largura espessura fosse inferior a 50. Para situações em que o rácio é superior a este valor, o efeito de encurvadura local deve ser considerado no dimensionamento destes elementos mistos de aço e betão.

Espinos et al. (2010) apresentaram e validaram um modelo não linear tridimensional de elementos finitos, com o objetivo de estudar o comportamento de colunas tubulares mistas de aço e betão, com secção circular, expostas a compressão axial e em situação de incêndio.

O software de elementos finitos ABAQUS (2010) foi utilizado pelos autores e os principais parâmetros tidos em consideração na definição do modelo numérico foram o comprimento da coluna (L), o seu diâmetro externo (H), a espessura do seu tubo de aço (t), a excentricidade da carga aplicada (e), as condições de suporte do elemento, o nível de carregamento axial (u) e as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais.

As colunas em análise foram definidas pelos autores como um conjunto de elementos, definidos de forma separada, sendo eles o perfil tubular de aço, o preenchimento de betão, as armaduras e a chapa de carga, que consiste no elemento sobre o qual é aplicado o carregamento e por sua vez responsável em transmitir este carregamento aos outros dois elementos constituintes da coluna em análise.

A malha de elementos finitos foi definida como uma malha tridimensional de elementos sólidos com 8 nós para o perfil tubular de aço e para o preenchimento de betão (C3D8R) e com 2 nós para as armaduras de reforço usadas (T3D2). A densidade da malha foi também ela controlada para que o tamanho máximo do elemento fosse de 20 mm em todo o provete. A Figura 2.13 representa o efeito de uma simulação numérica, onde a distribuição da temperatura e o modo de encurvadura global ocorrido na coluna em análise são observáveis, bem como a imagem do ensaio experimental de resistência ao fogo do mesmo elemento.

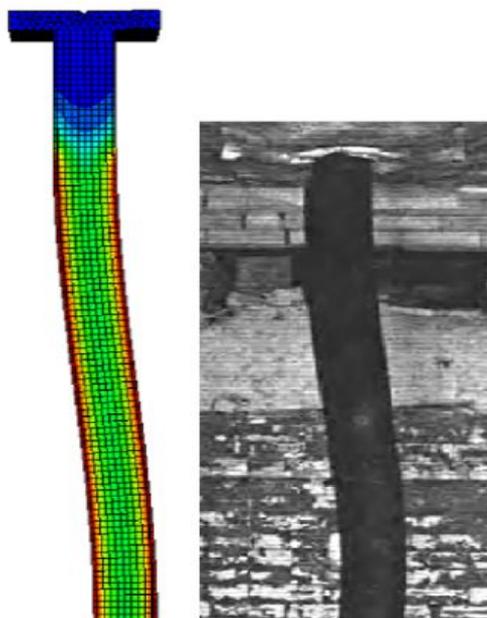


Figura 2.13– Modo de encurvadura após exposição ao fogo do elemento
(Espinós et al. 2010)

O modelo numérico apresentado pelos autores teve em consideração quer as propriedades térmicas quer as propriedades mecânicas dos materiais usados, tendo as propriedades térmicas do betão seguido as considerações da norma EN 1992-1-2 (2010). Para os elementos de aço estrutural, as propriedades térmicas e mecânicas presentes na norma EN 1993-1-2 (2010) foram as adotadas. Na definição das armaduras, as suas propriedades térmicas foram as anteriormente usadas para o aço estrutural, enquanto as suas propriedades mecânicas foram definidas em concordância com a EN 1992-1-2 (2010).

As imperfeições geométricas resultantes de possíveis falhas no processo de construção da coluna foram tidas em consideração no desenvolvimento do modelo numérico, sendo que o valor adotado pelos autores na definição da encurvadura inicial do elemento foi igual a $L/1000$.

O procedimento de análise do comportamento ao fogo das colunas tubulares mistas de aço e betão teve por base um estudo sequencial, que exige um esforço computacional mais reduzido, tendo para tal sido desenvolvido um modelo capaz de realizar uma análise térmica, onde a temperatura na coluna é determinada em função do tempo de ensaio e posteriormente introduzida num outro modelo, capaz de realizar uma análise mecânica, determinando assim qual a resposta estrutural da coluna em análise.

De forma a simular a distribuição da temperatura na coluna, Espinós et al. (2010) utilizaram a curva de incêndio ISO 834 (1975) ou a curva ASTM-E199, dependendo da

coluna em estudo, como sendo uma carga térmica aplicada à superfície do elemento, por via da utilização dos mecanismos de transferência de energia, convecção e radiação. Os valores recomendados na norma EN 1991-1-2 (2010) foram os adotados pelos autores no desenvolvimento do modelo de análise térmica.

A Figura 2.14 representa a distribuição da temperatura, obtida a nível numérico por Espinos et al. (2010), em comparação com os resultados experimentais, registada ao longo da secção transversal de uma coluna de secção circular, com 3810 mm de altura, 141,3 mm de diâmetro e com 6,55 mm de espessura para o perfil tubular de aço. O modelo numérico garantiu uma boa exatidão de resultados na distribuição da temperatura, no entanto, entre os 100°C e os 200°C é observado um desfasamento de resultados, que corresponde ao momento em que ocorre a evaporação da água no betão. O modelo numérico não foi capaz de prever de forma realística a ocorrência desta variação na massa volúmica do material.

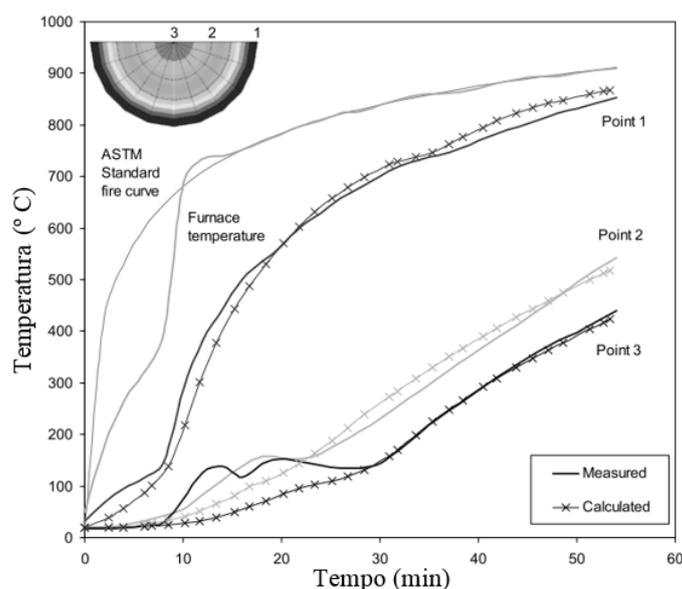


Figura 2.14– Comparação entre a temperatura obtida a nível experimental e numérico (Espinos et al. 2010)

Uma análise mecânica não linear foi então posteriormente realizada, de acordo com o valor das temperaturas registadas nos diferentes pontos da coluna, determinadas durante a realização da análise térmica. Propriedades com importância significativa na análise estrutural das colunas tubulares mistas de aço e betão, tais como o coeficiente de expansão térmica dos materiais e a configuração do contacto entre os diferentes elementos foram estudadas de forma aprofundada pelos autores, para que fosse possível obter uma correta precisão entre os ensaios experimentais e os obtidos a nível numérico.

A Figura 2.15 apresenta uma comparação entre os deslocamentos axiais obtidos de forma experimental e numérica, de acordo com o período de tempo de exposição ao fogo do elemento, em duas colunas circulares com 3810 mm de altura e 219,1 mm de diâmetro. A coluna C-13 apresenta um perfil tubular metálico com 4,78 mm de espessura de parede, enquanto a coluna C-17 apresenta uma espessura de 8,18 mm de parede. O modelo numérico demonstrou, uma vez mais, que garante uma correta precisão de resultados, quando comparativamente com os obtidos a nível experimental.

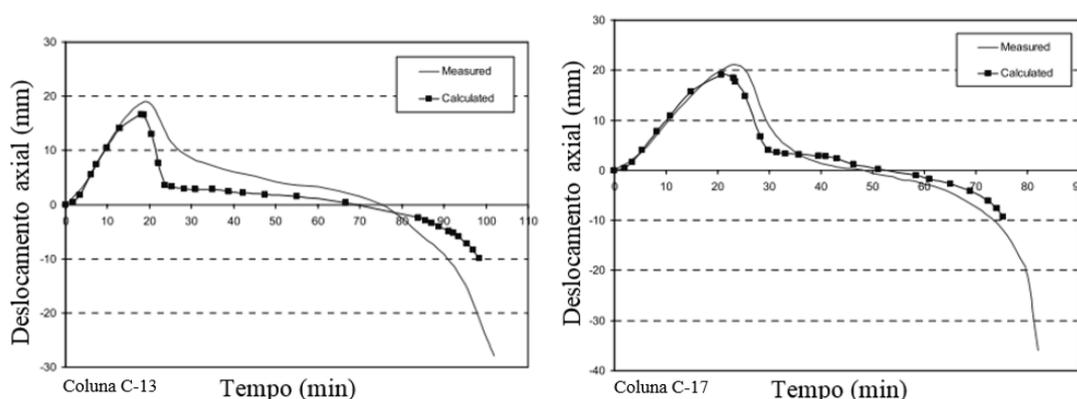


Figura 2.15– Comparação entre o deslocamento axial registado a nível experimental e numérico (Espinos et al. 2010)

Espinos et al. (2010), e tal como já anteriormente referido por Aribert et al. (2008), demonstraram que o modelo de cálculo apresentado pela EN 1994-1-2 (2011) não tem em consideração os efeitos do equilíbrio térmico de tensões, bem como os comportamentos locais de segunda ordem, e que estes são fatores essenciais para garantir a estabilidade da coluna em análise. Espinos et al. (2010) referiram ainda que a atual norma ignora os diferentes efeitos de expansão longitudinal que ocorrem no perfil de aço e no preenchimento de betão, assumindo que ambos os elementos se comportam como um todo. Todos estes fatores conduzem a importantes lacunas na forma como a EN 1994-1-2 (2011) define o modelo de cálculo simplificado do comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão.

Yang et al. (2013) estudaram o comportamento de colunas tubulares de aço, de secção retangular, preenchidas com betão e expostas a uma situação de incêndio em apenas três lados da sua secção, uma vez que consideraram esta ser uma situação bastante comum num cenário real de incêndio.

Os autores apresentaram este tipo de colunas tubulares mistas de aço e betão como elementos que garantem um excelente comportamento estrutural, e desenvolveram um estudo experimental no qual analisaram o seu comportamento ao fogo, até estes atingirem uma situação de colapso. Diferentes parâmetros tais como a distribuição da temperatura,

os deslocamentos axiais e laterais, bem como os modos de encurvadura registados foram analisados e discutidos. Após a realização dos ensaios experimentais, um modelo numérico foi desenvolvido, com o intuito de comparar e validar os seus resultados e assim estender a sua investigação a uma série de outros parâmetros considerados serem de grande importância, tais como o nível de carregamento, a excentricidade da carga aplicada, as dimensões da secção transversal do perfil tubular de aço, o nível de esbelteza da coluna e a resistência dos seus materiais.

Após terem desenvolvido e validado o modelo numérico capaz de simular o comportamento estrutural bem como a transferência de calor entre os diferentes elementos constituintes das colunas tubulares mistas de aço e betão, Yang et al. (2013) concluíram que parâmetros tais como o nível de carregamento da coluna, as dimensões da sua secção transversal e a excentricidade da carga aplicada assumem uma influência significativa na resistência ao fogo deste tipo de elementos, ao contrário do que acontece com parâmetros tais como o nível de esbelteza e a percentagem de armadura usada, que apesarem de serem características importantes no dimensionamento destes elementos, não assumem a mesma importância que os primeiros.

A Figura 2.16 apresenta a resistência ao fogo deste tipo de colunas, comparando os resultados obtidos em elementos expostos ao fogo em 3 e 4 lados da sua secção. O parâmetro n representa o nível de carregamento, enquanto que λ representa a esbelteza relativa do elemento. Os resultados apresentados demonstram que colunas tubulares mistas, de secção retangular e expostas ao fogo em 3 lados da sua secção, apresentam uma resistência ao fogo menor, em comparação com as mesmas colunas expostas ao fogo nos 4 lados da sua secção, quando o valor da esbelteza relativa do elemento é inferior a 30. Quando a esbelteza relativa do elemento é superior a este valor verifica-se exatamente o inverso.

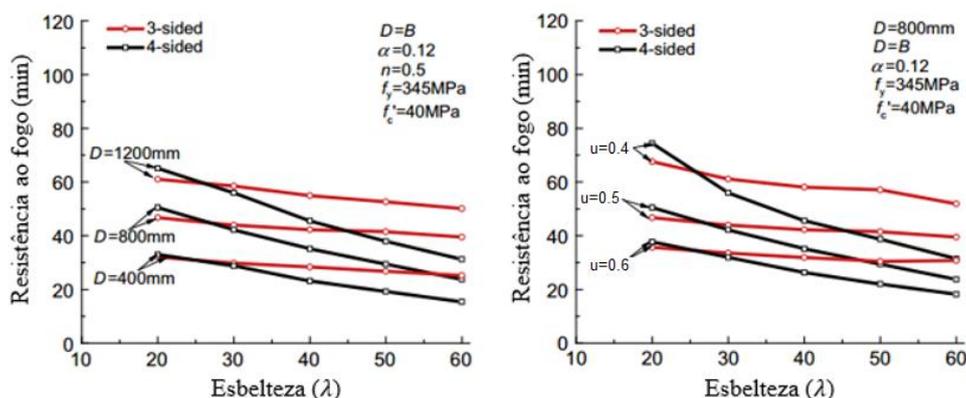


Figura 2.16– Diferenças na resistência ao fogo das colunas expostas ao fogo em 3 e 4 lados da sua secção (Yang et al. 2013)

2.3 Avaliação da resistência ao fogo segundo a EN 1994-1-2 (2011)

2.3.1 Modelos de cálculo simplificados

Os modelos de cálculo simplificados são métodos que normalmente não requerem um elevado esforço de cálculo, obtidos por via de uma abordagem mais conservadora, quando comparativamente com os ensaios experimentais ou com os modelos de cálculo avançado.

1.3.1.1 Método geral – Cláusula 4.3.5.1 da EN 1994-1-2 (2011)

O método geral de cálculo de resistência ao fogo para colunas tubulares mistas de aço e betão apresentado pela EN 1994-1-2 (2011) considera que a resistência à encurvadura da coluna deve ser obtida por via da seguinte fórmula:

$$N_{fi,Rd} = XN_{fi,pl,Rd} \quad (1)$$

X representa o coeficiente de redução correspondente ao modo de encurvadura mais relevante e que é obtido por via da análise da curva fornecida pela cláusula 6.3.1 da EN 1993-1-1 (2010) e que tem em consideração a esbelteza normalizada do elemento $\bar{\lambda}_\theta$.

$N_{fi,pl,Rd}$ representa o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial em situação de incêndio e é obtido pela seguinte fórmula:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{a \max,\theta}) / \gamma_{M,fi,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{s \max,\theta}) / \gamma_{M,fi,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c,\theta}) / \gamma_{M,fi,c} \quad (2)$$

$A_{i,\theta}$ corresponde à área de cada elemento da secção transversal, sendo que os índices a , s e c representam respetivamente o perfil de aço, as armaduras de reforço e o preenchimento de betão.

$\gamma_{M,fi,i}$ diz respeito aos coeficientes parciais de segurança dos diferentes materiais em situação de incêndio.

A rigidez à flexão efetiva do elemento pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$EI_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \bar{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \bar{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \bar{E}_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (3)$$

$\varphi_{i,\theta}$ é o fator de redução da rigidez à flexão, $I_{i,\theta}$ corresponde ao momento de inércia de cada elemento da secção transversal e $\bar{E}_{c,sec,\theta}$ representa o valor característico para o

módulo secante do betão em situação de incêndio. É usualmente admitido que estes fatores apresentam valor igual à unidade, pelo fato de não se encontrarem ainda muito desenvolvidos, sendo esta uma das principais limitações na utilização desta abordagem de cálculo.

Uma vez determinada a rigidez à flexão efetiva do elemento é então possível calcular a carga crítica de Euler em situação de incêndio, por via da utilização da equação (4), sendo que l_{θ} corresponde ao comprimento de encurvadura da coluna em situação de incêndio.

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_{\theta}^2 \quad (4)$$

Estamos agora em condições de determinar a esbelteza normalizada do elemento através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr}} \quad (5)$$

$N_{fi,pl,R}$ é determinado utilizando a equação (2), quando os coeficientes parciais de segurança dos diferentes elementos são considerados iguais à unidade. Desta forma, estamos então em condições de determinar a carga de encurvadura do elemento em situação de incêndio.

1.3.1.2 Método específico – Anexo H da EN 1994-1-2 (2011)

O método específico permite determinar o valor de cálculo da resistência de uma secção tubular de aço preenchida com betão, em compressão axial e sujeita a uma situação de incêndio. No entanto, este método de cálculo, tal como o método geral, também exige que seja conhecida a distribuição da temperatura ao longo da secção transversal da coluna em estudo.

De forma a determinar o valor de cálculo da carga de encurvadura de uma coluna mista de aço e betão, exposta a uma situação de incêndio, por via da utilização do método específico aplicamos a seguinte fórmula:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd} \quad (6)$$

$N_{fi,Rd}$ corresponde ao valor de cálculo da carga de encurvadura de uma coluna em situação de incêndio e $N_{fi,cr}$, que representa a carga crítica de Euler em situação de incêndio é determinada por:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 [E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s] / l_{\theta}^2 \quad (7)$$

$N_{fi,pl,Rd}$ consiste no valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial de toda a secção transversal e pode ser determinado por:

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a \sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a} + A_c \sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} + A_s \sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s} \quad (8)$$

De forma a determinar a capacidade resistente da coluna é então necessário realizar um processo iterativo até que ambas as expressões (7) e (8) convirjam para o mesmo valor.

Tal como o método geral de cálculo da resistência ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, também este método apresenta as suas limitações, nomeadamente ao nível da sua complexidade de aplicação e sendo apenas possível de utilizar mediante determinadas condições, tais como: aplicação exclusiva a colunas tubulares mistas de secção quadrada, retangular e circular; o comprimento de encurvadura do elemento deve ser inferior a 4500 mm; o diâmetro da secção transversal deve variar entre 140 mm e 400 mm; as classes de resistência do betão devem situar-se entre C20/25 e C40/50; a percentagem de armadura utilizada deve ser inferior a 5%; e a resistência ao fogo da coluna deve ser inferior a 120 minutos.

2.4 Considerações finais

Ao longo do presente capítulo foram apresentados uma série de estudos desenvolvidos ao longo dos últimos anos por diversos autores, com o intuito de compreender o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, sendo que foram também apresentadas importantes considerações referentes à norma de dimensionamento ao fogo atualmente em vigor na Europa (EN 1994-1-2, 2011). Vários estudos evidenciaram as limitações dos seus métodos de cálculo, considerando ser essencial efetuar uma profunda revisão da atual norma para que seja possível obter resultados que se adaptem à realidade.

A revisão bibliográfica aqui apresentada comprova, por via de um vasto número de ensaios experimentais e numéricos, que existe uma série de parâmetros fortemente condicionadores do comportamento ao fogo das colunas em análise. São exemplos destes parâmetros a dimensão da secção transversal do elemento, a espessura do perfil tubular metálico, a percentagem de preenchimento e de armadura utilizada, o nível de carregamento, a aplicação de uma carga excêntrica e a rigidez da estrutura circundante ao elemento em análise.

A secção transversal da coluna é, tal como esperado, um parâmetro que influencia fortemente a sua resistência ao fogo, sendo que quanto maior for a secção da coluna em análise, maior será a área da secção transversal dos seus elementos, o que origina um decréscimo na rapidez com que a sua temperatura aumenta e então maior será a resistência ao fogo da coluna (Han et al. 2003).

O reforço de armaduras é um parâmetro responsável pelo aumento da resistência ao fogo das colunas tubulares mistas, em comparação com a utilização de betão simples (Espinós et al. 2015). Outro tipo de reforço, por via da utilização de fibras de aço, foi analisado por vários autores. Kodur et al. (1999) consideraram esta ser uma solução vantajosa do ponto de vista económico e estrutural, ao contrário do que consideraram Romero et al. (2011), que admitem que esta técnica não apresenta qualquer vantagem a nível estrutural, comparativamente com a utilização de betão armado.

O nível de carregamento é outro dos fatores com bastante influência no comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, sendo que um aumento do nível de carregamento é responsável por uma diminuição da resistência ao fogo da coluna (Pires et al. 2012). O comprimento de encurvadura do elemento demonstrou também ser um fator prejudicial no seu comportamento ao fogo e como tal, a comunidade científica tem demonstrado um especial interesse no estudo de colunas tubulares mistas com uma esbelteza relativa elevada.

O aumento da rigidez da estrutura circundante à coluna em análise não provoca alterações significativas na sua temperatura crítica, uma vez que numa situação real, um aumento da restrição axial implica um aumento da sua restrição rotacional e enquanto o primeiro origina uma diminuição da resistência ao fogo da coluna, o segundo conduz a um aumento desta mesma resistência (Pires et al. 2012; Correia e Rodrigues 2012). No entanto, um aumento da rigidez da estrutura periférica contribui para uma redução da deformação axial na coluna (Pires et al. 2012).

As colunas tubulares mistas de secção circular apresentam uma resistência ao fogo ligeiramente superior, em comparação com as colunas de secção quadrada (Yin et al. 2006; Han et al. 2014).

A EN 1994-1-2 (2011) apresenta importantes limitações no dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, tornando os seus métodos de cálculo inadequados e pouco conservadores (Espinós et al. 2010; Aribert et al. 2008).

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo expor o estudo experimental realizado em colunas tubulares de aço, de secção quadrada e retangular, preenchidas com betão armado, em situação de incêndio. Foi desenvolvido no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra um sistema experimental capaz de simular a rigidez rotacional e axial da estrutura circundante a uma coluna em análise. Os resultados aqui obtidos irão permitir ter um melhor entendimento do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas, bem como servir de suporte à calibração e validação de um modelo numérico, que permitirá alargar este estudo a um vasto número de colunas com diferentes características e assim, contribuir para a definição de novos modelos de cálculo numérico.

3.2 Sistema experimental

O sistema experimental usado na realização destes ensaios experimentais foi concebido e construído na Universidade de Coimbra, contemplando um sistema variável que permite simular diferentes níveis de rigidez axial para a estrutura circundante à coluna em análise. A conceção de um sistema tridimensional permitiu ter em consideração não só a rigidez axial, mas também a rigidez rotacional à dilatação térmica da coluna em caso de incêndio. Este sistema experimental foi anteriormente usado em estudos desenvolvidos por outros autores, tais como: Martins e Rodrigues (2010), Correia e Rodrigues (2011), Pires et al. (2012), Correia et al. (2014) e Rodrigues et al. (2015).

O pórtico de restrição tridimensional (1 na Figura 3.1) é composto por quatro colunas do tipo HEB 300 e quatro vigas, sendo que estas últimas, dispostas ortogonalmente duas a duas, quer no topo, quer na base da estrutura, foram do tipo HEB 400 em aço de classe S355, perfuradas em zonas distintas nos banzos e com enrijecedores entre estes. O facto destas vigas serem perfuradas nos banzos possibilitou, tal como já referido, que a colocação das colunas do pórtico de restrição fosse variável e assim garantir que diferentes níveis de restrição axial fossem transmitidos à coluna em estudo. As ligações dos diferentes elementos estruturais constituintes do pórtico de restrição foram realizadas com parafusos M24 de classe 10.9, exceção feita à ligação entre as colunas e as vigas superiores (2), para a qual foram usados varões roscados M27 de classe 10.9.

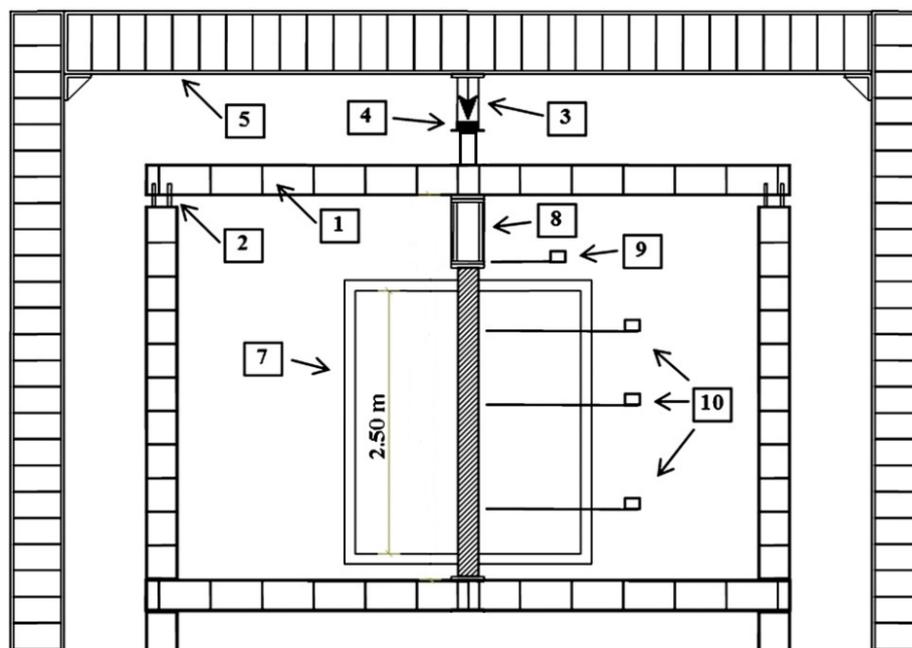


Figura 3.1– Esquema representativo do sistema experimental usado (Pires et al. 2012)

As colunas em análise foram sujeitas a uma carga de compressão constante, com o intuito de simular o carregamento em serviço a que uma coluna se encontra sujeita quando parte integrante da estrutura de um edifício. Esta carga de serviço foi aplicada por via da utilização de um macaco hidráulico de 3 MN de capacidade (3) e controlada por uma célula de carga de compressão de 2000 kN de capacidade máxima (4), colocada entre as vigas superiores do pórtico de restrição e o macaco hidráulico, que por sua vez se encontra apoiado num pórtico bidimensional de reação (5) constituído por duas colunas de secção HEB 500 e uma viga de secção HEB 600, ligadas por parafusos M24 de classe 10.9.

A ação térmica foi aplicada usando um forno vertical modular elétrico da marca TERMOLAB (7), constituindo uma câmara térmica de 1500x1500x2500 mm circundante à coluna em análise.

Um dispositivo foi ainda especialmente concebido para medir as forças de restrição geradas durante os ensaios de resistência ao fogo realizados nas colunas em análise (8), como resultado da dilatação térmica a que a coluna se encontra sujeita. Este dispositivo consiste num cilindro de aço, oco, ligado rigidamente ao pórtico de restrição, dentro do qual existe um outro cilindro de aço maciço, rigidamente ligado ao topo da coluna em análise. A superfície de contato entre ambos os cilindros é totalmente revestida por Teflon (PTFE), para que seja eliminado todo e qualquer atrito entre ambos os elementos. As forças de restrição foram então medidas usando uma célula de carga de capacidade 3 MN, localizada no interior do cilindro de aço oco, que é comprimida aquando do efeito de dilatação térmica ocorrido na coluna, durante o ensaio de resistência ao fogo a que esta se encontra sujeita.

Para medir os deslocamentos axiais da coluna em análise foram usados transdutores de deslocamento (LVDT), sendo que quatro destes transdutores foram colocados no topo (9) e outros quatro na base da coluna. Os deslocamentos laterais foram medidos, também eles por via da utilização de transdutores de deslocamento (10), sendo que ao longo de todo o elemento foram distribuídos três transdutores, colocados em cada uma das duas direções ($x1$ e $x2$).

A rigidez axial do pórtico de restrição tridimensional (K_{RA}) foi determinada indiretamente, efetuando uma média ponderada dos valores obtidos em cada um dos ensaios experimentais, onde a rigidez axial é determinada com base nos valores obtidos para o deslocamento e para as forças de restrição axial. A rigidez rotacional do mesmo pórtico (K_{RR}) foi determinada por via de um ensaio numérico realizado com o software de elementos finitos ABAQUS (2010).

A Figura 3.2 representa duas diferentes disposições do sistema experimental e que traduzem os dois diferentes níveis de restrição do pórtico tridimensional.

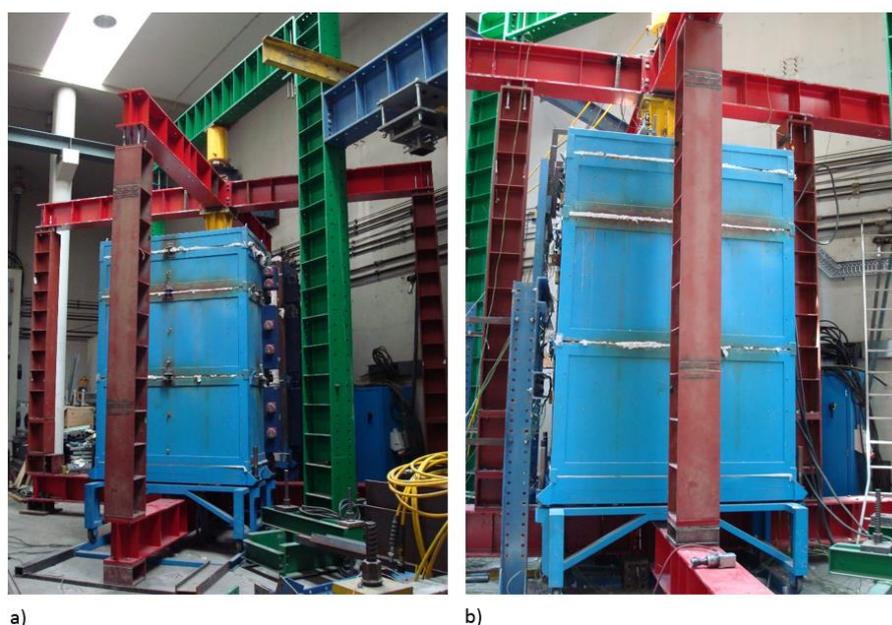


Figura 3.2– Vista geral do sistema experimental a) $K_{Ra} = 30$ kN/mm e b) $K_{Ra} = 110$ kN/mm

3.3 Modelos experimentais

As colunas em análise são colunas tubulares mistas de secção quadrada e retangular, em aço de classe S355, preenchidas com betão de classe C25/30. As dimensões das suas secções são de 150x150 mm, 220x220 mm, 250x150 mm e de 350x150 mm. As armaduras usadas são de classe S500. Cada um dos provetes em estudo apresenta 3150 mm de altura e um perfil tubular com 10 mm de espessura de parede, à exceção da coluna de dimensão 150x150 mm, que excepcionalmente apresenta um perfil tubular de aço com 8 mm de espessura de parede.

3.3.1 Construção e instrumentação dos provetes em análise

A construção e instrumentação dos provetes, realizada no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, consistiu numa demorada preparação e que agora será sumariamente descrita.

O primeiro trabalho consistiu na montagem das armaduras, sendo que de seguida foram dispostos os termopares (Figura 3.3), do tipo *K* (*cromel-alumel*), ao longo da altura da coluna em análise, bem como ao longo da sua secção transversal, desde a superfície de aço exterior até ao núcleo central de betão, para que seja caracterizado o gradiente térmico ao qual a coluna se encontra sujeita durante o teste de resistência ao fogo.



Figura 3.3– Pormenores de instrumentação a) Montagem de armaduras b) Ligação do provete à chapa de topo c) Pormenor de termopares

Após a montagem de todas as armaduras e após estas se encontrarem devidamente soldadas às chapas de topo e de base da coluna, foi então efetuada a montagem dos tubos metálicos. De forma a que os termopares soldados às armaduras transpusessem o tubo metálico e assim ser possível de efetuar uma correta leitura de todas as temperaturas, foram realizados furos com 6 mm de diâmetro através das quais estes termopares se fizeram passar. Após realizada toda a instrumentação necessária foi efetuada a betonagem de todos os provetes. Posteriormente, foi retificada a superfície de betão em contacto com o tubo de aço e soldada a chapa de topo, quer ao perfil tubular metálico quer às armaduras longitudinais, por intermédio de furos previamente realizados nas chapas de topo e coincidentes com as respetivas armaduras.

3.4 Programa experimental

O Programa experimental tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural ao fogo de colunas tubulares mistas, de aço e betão, e observar a influência da variação da secção transversal e da esbelteza de cada coluna, bem como de dois diferentes níveis de restrição axial do pórtico estrutural.

Foram assim realizados um total de oito ensaios experimentais, sendo que estamos perante duas diferentes secções - quadrada e retangular - duas diferentes esbeltezas para cada uma das secções e ainda perante dois diferentes níveis de restrição axial, motivados pela estrutura periférica, tal como já anteriormente referido. O programa experimental é então sumarizado na Tabela 3.1.

Coluna	Dimensões [mm]	t [mm]	K_{Ra} [kN/mm]	Armadura	A_s [cm ²]	ρ [%]	λ	N_{Rd} [kN]	$N_{Sd}=0.3N_{Rd}$ [kN]
S1_1k	150x150	8.0	30	4Ø12	4.52	2.58	0.65	1776	533
S1_hk	150x150	8.0	110	4Ø12	4.52	2.58	0.65	1776	533
S2_1k	220x220	10.0	30	4Ø16 + 4Ø10	11.18	2.88	0.44	3751	1125
S2_hk	220x220	10.0	110	4Ø16 + 4Ø10	11.18	2.88	0.44	3751	1125
R1_1k	250x150	10.0	30	4Ø16	8.04	2.76	0.63	3016	905
R1_hk	250x150	10.0	110	4Ø16	8.04	2.76	0.63	3016	905
R2_1k	350x150	10.0	30	4Ø16 + 2Ø10	9.61	2.29	0.61	3880	1164
R2_hk	350x150	10.0	110	4Ø16 + 2Ø10	9.61	2.29	0.61	3880	1164

Tabela 3.1– Programa experimental das colunas em análise

3.5 Procedimento de ensaio

O ensaio experimental teve início por via da aplicação de uma carga de serviço ao elemento em análise. De forma a garantir que toda a carga era transferida para o elemento, ao invés de ser também ela distribuída pela estrutura periférica, os varões roscados que efetuam a ligação entre as colunas do pórtico estrutural e as vigas superiores foram ligeiramente desapertados. Assim

que a carga aplicada no elemento em análise atingiu a carga de serviço, os parafusos foram novamente apertados e a estrutura periférica começou então a gerar um processo de restrição axial sobre a coluna experimentalmente ensaiada. Assim que tal situação ocorreu, foi então possível dar início ao ensaio de resistência ao fogo da coluna tubular mista de aço e betão.

Todos os elementos apresentam 3150 mm de altura, no entanto, tendo em conta as dimensões do forno elétrico, apenas 2500 mm do elemento estiveram expostos a altas temperaturas no interior do mesmo.

3.5.1 Descrição do procedimento adotado durante o pré-ensaio

Tendo em conta a grande complexidade dos ensaios experimentais, influenciados pelos mais diversos fatores, foi essencial sistematizar uma série de passos que tiveram que ser escrupulosamente cumpridos, de modo a garantir um correto funcionamento de todo o sistema.

A colocação dos provetes no sistema de ensaio foi um procedimento moroso e complexo, tendo em conta as grandes dimensões dos elementos. Para tal, foi utilizada uma ponte rolante e todas as colunas foram fixas ao pórtico de restrição utilizando parafusos M24 de classe 10.9.

Foram colocadas fichas nos fios termopares, que tinham como função ligar estes aos cabos de compensação, para que todo o processo de leitura de dados se realizasse de forma correta, utilizando um dispositivo de análise de dados (*datalogger* TDS530 da TML).

O isolamento térmico dos provetes assume grande importância nos ensaios de resistência ao fogo. Para garantir tal isolamento, as extremidades do elemento foram cuidadosamente isoladas, utilizando para tal lã cerâmica, o mesmo material utilizado na junção das duas partes do forno, tal como é perceptível pela visualização da Figura 3.4.

Tal como já anteriormente referido, houve a necessidade de utilizar transdutores de deslocamento (LVDT), com o intuito de medir os deslocamentos axiais da coluna. A última fase do pré-ensaio consistiu então na colocação de quatro transdutores quer no topo, quer na base de cada um dos elementos.



Figura 3.4– Pormenor de isolamento do provete e do forno eléctrico

3.5.2 Descrição do procedimento adotado durante o ensaio

3.5.2.1 Ação mecânica

A primeira etapa a realizar consistiu na aplicação de uma acção mecânica ao elemento em análise. Esta acção mecânica caracterizou-se pela aplicação de uma carga de compressão, por via de um macaco hidráulico da marca ENERPAC, com capacidade de 3 MN, e como é demonstrado na Figura 3.5.



Figura 3.5– Carga de compressão aplicada ao elemento por via de um macaco hidráulico

A aplicação desta carga teve como objetivo simular a carga de serviço a que uma coluna se encontra sujeita aquando de uma situação real e foi aplicada com uma velocidade de aproximadamente 1 kN/s sobre o nó central do pórtico de restrição. Tal como anteriormente já referido e para que a carga fosse transmitida apenas ao elemento em análise e não fosse também ela distribuída pela estrutura periférica, foi então libertado o movimento vertical das vigas do pórtico de restrição tridimensional.

3.5.2.2 Ação térmica

Após a aplicação da acção mecânica à coluna em análise e uma vez atingida a carga de serviço, os varões roscados do pórtico de restrição foram novamente apertados de forma a garantir uma correta execução da restrição axial aquando da análise do elemento.

Foi utilizado um forno elétrico modular, já anteriormente descrito, que pode atingir uma temperatura máxima na ordem dos 1200°C e que adota uma taxa de aquecimento aproximada à curva de incêndio ISO 834 (1975), como se pode verificar pela análise da Figura 3.6. O facto do forno elétrico ter experimentado uma inércia térmica mais elevada levou a um ligeiro desfasamento inicial verificado entre curvas, no entanto, na realização dos ensaios foi usada a curva real seguida pelo forno, que manteve uma taxa de aquecimento bastante idêntica ao longo de todos os ensaios realizados.

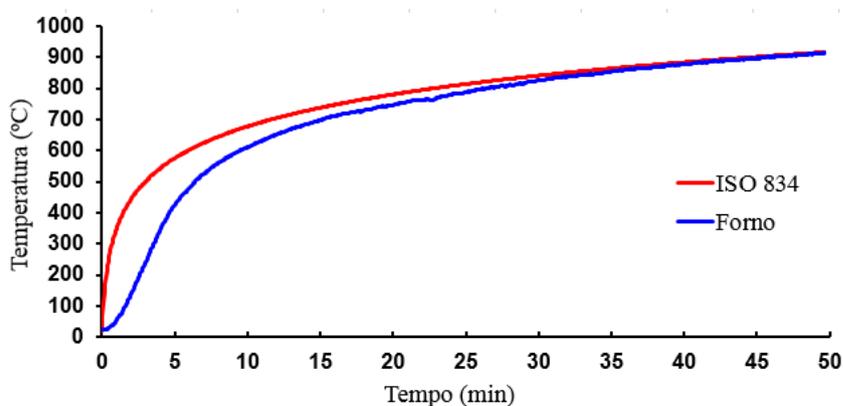


Figura 3.6– Evolução da temperatura em função do tempo no interior do forno elétrico e de acordo com a curva de incêndio ISO 834

3.5.3 Monitorização das grandezas

Várias grandezas foram medidas e controladas ao longo da realização dos ensaios experimentais, para que fosse efetuada uma caracterização cuidada da coluna em análise.

Durante a realização dos ensaios foram medidas e controladas, por via de um *Data logger*, grandezas tais como a carga aplicada, as forças de restrição, os deslocamentos axiais e laterais e as temperaturas registadas na coluna em análise.

Os transdutores utilizados na medição dos deslocamentos horizontais e verticais foram do tipo de fio e de êmbolo, respetivamente. Os transdutores de fio foram colocados ao longo da altura do elemento, com o intuito de efetuar uma correta medição dos deslocamentos laterais sofridos pela coluna ao longo do tempo, enquanto os transdutores de êmbolo foram colocados em grupos de quatro, quer no topo quer na base da coluna e tiveram como função registar os seus deslocamentos verticais. Quatro transdutores são necessários em cada uma das extremidades uma vez que para definir um plano de deformação é necessário conhecer um mínimo de três pontos, e assim, efetuando uma média dos deslocamentos obtidos em cada um dos quatro transdutores obtemos resultados mais facilmente comparáveis.

Fios termopares do tipo k foram dispostos em vários pontos ao longo da secção transversal da coluna em análise, desde a superfície de aço exterior até ao núcleo central de betão, para que fosse medido o gradiente térmico da coluna aquando da realização do ensaio experimental.

A Figura 3.7 representa as diferentes secções definidas ao longo da altura de uma das colunas e a posição dos diferentes transdutores de deslocamento (u_1 , u_2 e u_3), bem como a localização dos diferentes termopares ao longo das secções transversais das respetivas colunas em análise.

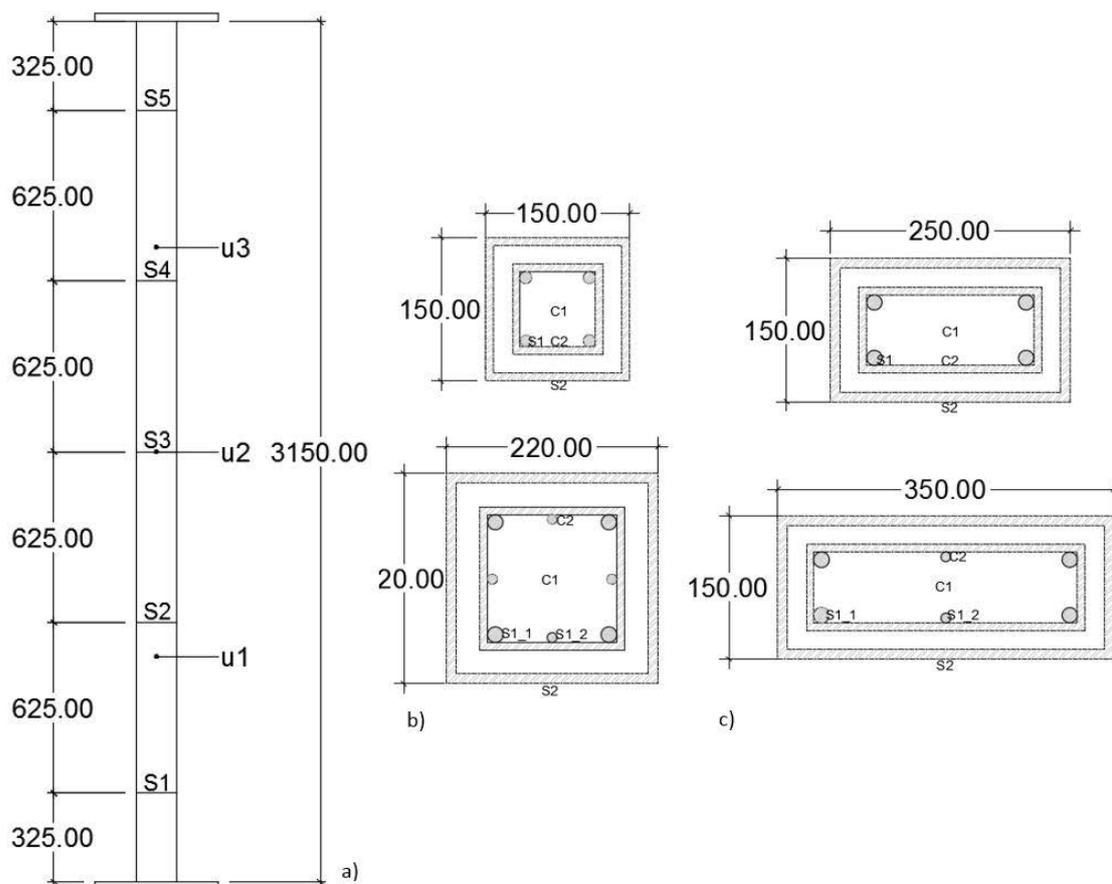


Figura 3.7– a) Localização das secções e dos transdutores ao longo da secção longitudinal e dos termopares ao longo da secção transversal de b) colunas quadradas e c) retangulares

3.6 Análise de resultados

O comportamento ao fogo dos elementos em estudo é aqui avaliado, apresentando uma análise cuidada dos resultados experimentalmente obtidos, por via da utilização da Tabela 3.2.

Coluna	P_0 [kN]	P_{max} [kN]	P_{rest_max} [kN]	P_{max}/P_0	Tempo crítico [min]
S1_lk	484.9	702.1	217.2	1.45	24.53
S1_hk	509.4	920.9	411.5	1.81	23.42
S2_lk	994.3	1334.6	340.3	1.34	32.22
S2_hk	1052.8	1846.9	794.1	1.75	32.28
R1_lk	803.7	1083.2	279.5	1.35	32.53
R1_hk	810.4	1584.5	774.1	1.96	29.50
R2_lk	1149.2	1290.1	140.9	1.12	28.43
R2_hk	1108.4	1943.3	834.9	1.75	32.00

Tabela 3.2– Resultados obtidos no ensaio experimental

3.6.1 Evolução das temperaturas

Tal como anteriormente já verificado, durante os primeiros dez minutos de ensaio é perceptível um ligeiro desfasamento entre a evolução da temperatura do forno elétrico, comparativamente com a curva de incêndio padrão ISO 834 (1975), isto porque o forno elétrico tem alguma dificuldade em vencer a inércia térmica que se observa. Independentemente desta situação, a distribuição da temperatura no forno elétrico foi muito semelhante em todos os ensaios realizados.

A Figura 3.8 apresenta a distribuição da temperatura em função do tempo para duas diferentes colunas, de secção quadrada, ao longo da secção número 4, para que seja possível analisar a influência que a secção transversal assume na distribuição da temperatura nos elementos.

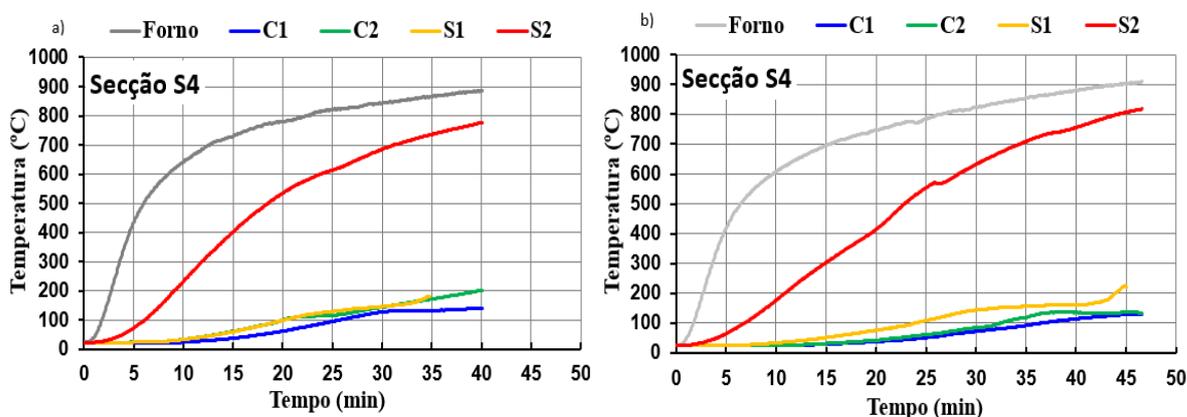


Figura 3.8– Distribuição da temperatura na secção transversal da coluna a) 150x150 mm e b) 220x220 mm

Por observação dos resultados aqui obtidos é possível concluir que a dimensão da secção transversal do elemento não afeta de forma significativa a distribuição da temperaturas na face do tubo de aço, sendo que o mesmo já não se verifica no núcleo do preenchimento de betão, ocorrendo ligeiras diferenças de acordo com a dimensão da secção, uma vez que o betão assume uma baixa condutibilidade térmica, pelo que quanto maior for a dimensão da secção transversal da coluna, menor será a taxa de aquecimento no seu interior.

A Figura 3.9 representa a distribuição da temperatura numa coluna retangular, com dimensão 350x150 mm, para uma secção localizada a meia altura da coluna. A temperatura registada na armadura de canto (S1_1) é superior à temperatura registada na armadura central (S1_2), uma vez que nestas zonas das secções prismáticas, com cantos bem definidos, ocorre uma distribuição da temperatura para uma menor área da secção.

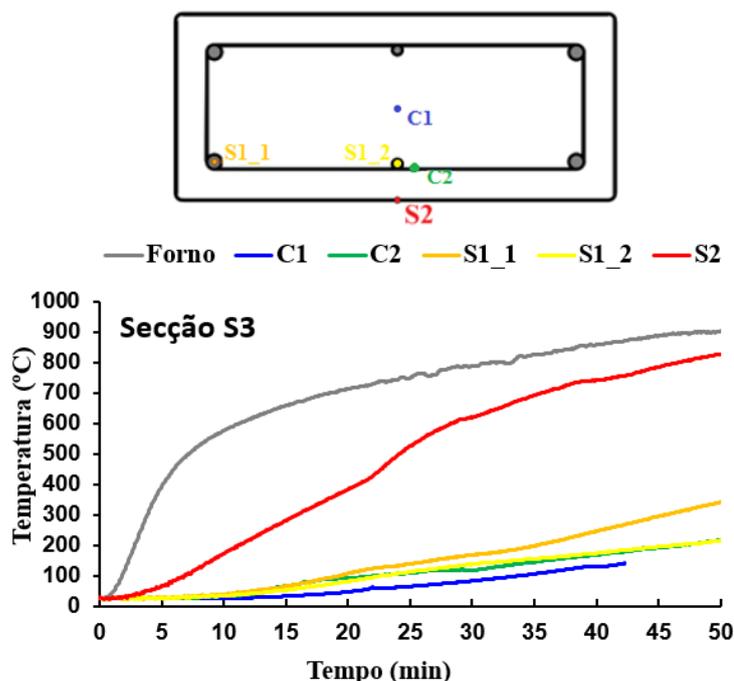


Figura 3.9– Distribuição da temperatura numa coluna de secção retangular 350x150 mm

A Figura 3.10 representa a distribuição da temperatura na secção transversal de uma coluna retangular, definida ao longo da sua altura, no instante $t=50$ min, que corresponde ao final do ensaio experimental. Tal como esperado, a distribuição da temperatura apresenta-se mais acentuada a meia altura da coluna, sendo que a mesma diminui à medida que nos aproximamos das regiões de suporte, devido às perdas de calor que aqui se fazem observar.

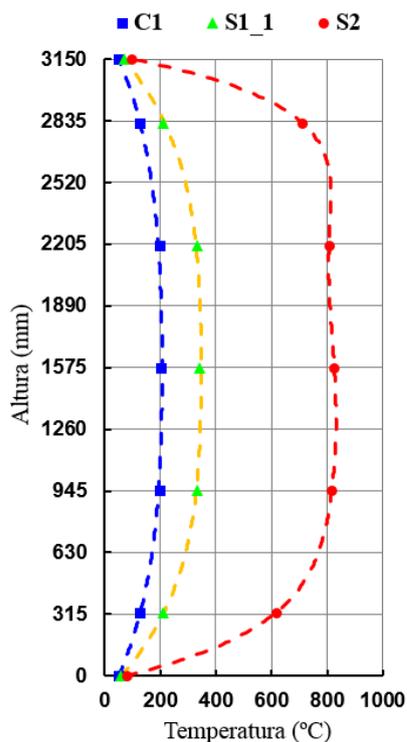


Figura 3.10– Distribuição da temperatura ao longo da altura da coluna 350x150 mm

3.6.2 Forças de restrição

As forças de restrição relativas geradas em função do tempo de ensaio são de seguida representadas para cada uma das colunas em análise e são um dos principais fatores de estudo na presente dissertação, permitindo comparar o comportamento ao fogo de várias colunas com características distintas. Estas forças de restrição relativas são representadas de forma não dimensional, dividindo o valor absoluto da força axial em cada instante pela carga inicialmente aplicada.

As forças de restrição relativas vão aumentando em função do aumento da temperatura a que a coluna se encontra sujeita e durante o seu período de restrição à dilatação, até atingir o seu máximo, momento a partir do qual começam a diminuir devido à degradação das propriedades mecânicas dos materiais.

As Figuras 3.11 e 3.12 apresentam, respetivamente, as forças de restrição axial geradas durante o período de restrição à dilatação térmica, em colunas tubulares mistas de secção quadrada e retangular. Em cada uma das figuras é apresentada uma comparação entre estas forças de restrição axial relativas, geradas na mesma coluna, para os dois diferente níveis de rigidez do pórtico estrutural analisados na presente dissertação – $K_{Ra}=30$ kN/mm e $K_{Ra}=110$ kN/mm.

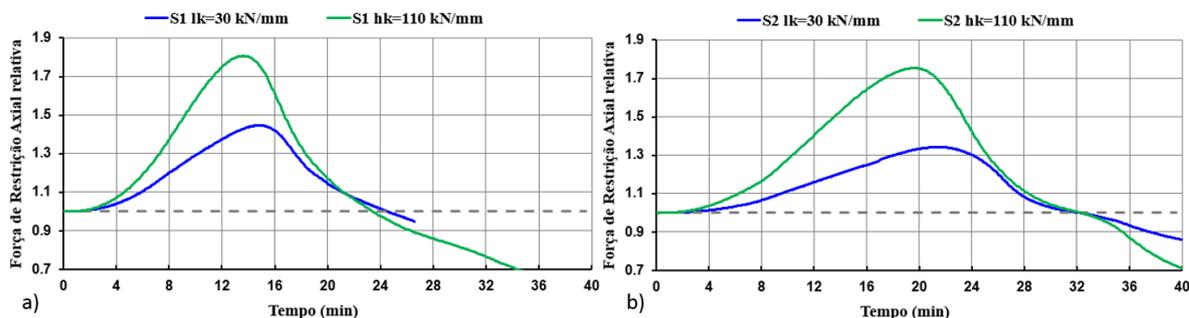


Figura 3.11– Forças de restrição axial relativas nas colunas de secção quadrada a) 150x150 mm e b) 220x220 mm

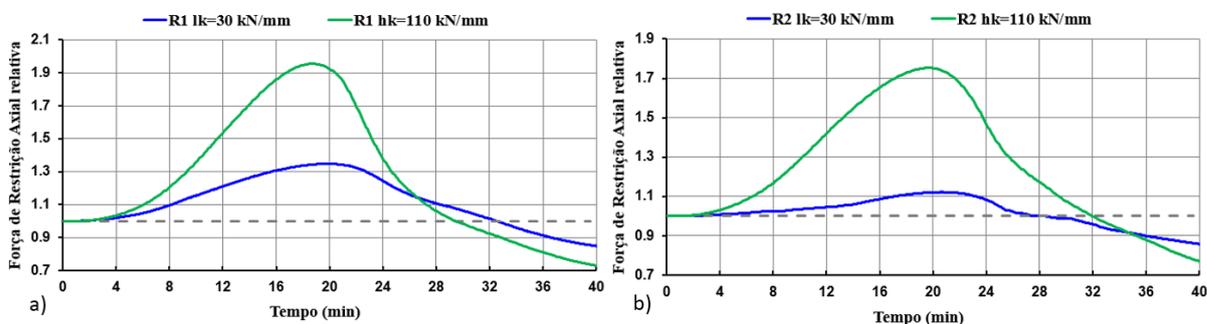


Figura 3.12– Forças de restrição axial relativas nas colunas de secção retangular a) 250x150 mm e b) 350x150 mm

Como pode ser observado nas Figuras 3.11 e 3.12, o coeficiente de restrição axial não assume uma influência muito significativa nos tempos críticos das colunas em análise, sendo que uma ou outra ligeira diferença que possa ser visível se deve a uma situação de imperfeição geométrica aquando da montagem do sistema de ensaio, situação sempre passível de ocorrer em qualquer trabalho experimental. Em contrapartida, o aumento do coeficiente de restrição axial resulta num acréscimo das forças de restrição, tal como seria de esperar, uma vez que uma maior rigidez da estrutura periférica conduzirá a uma maior restrição à dilatação térmica do elemento, originando assim maiores esforços adicionais.

A esbelteza relativa assume uma ligeira influência nos tempos críticos das colunas em análise, nomeadamente nos elementos de secção quadrada. Este facto permite concluir que a ideia de que uma secção menos esbelta apresenta uma resistência ao fogo maior é verdadeira, no entanto, não assume uma importância tão inequívoca como se possa inferir.

3.6.3 Deslocamentos

Os deslocamentos axiais, tal como as forças de restrição, assumem uma grande importância na análise do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão. As Figuras 3.13 e 3.14 apresentam, respetivamente, os deslocamentos axiais verificados nas colunas ensaiadas,

de secção quadrada e retangular. Em cada uma das figuras é apresentada uma comparação entre os deslocamentos axiais, registados na mesma coluna, para os dois diferente níveis de rigidez do pórtico estrutural analisados na presente dissertação – $K_{Ra}=30$ kN/mm e $K_{Ra}=110$ kN/mm. Tal como é possível de verificar, também os deslocamentos axiais aumentam até atingirem um valor máximo, verificando-se de seguida uma fase de declínio, até atingirem novamente a sua posição inicial.

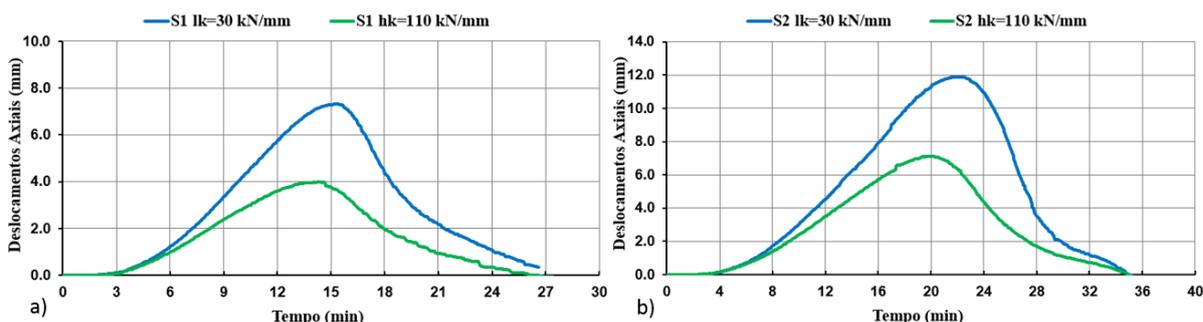


Figura 3.13- Deslocamentos axiais registados nas colunas de secção quadrada
a) 150x150 mm e b) 220x220 mm

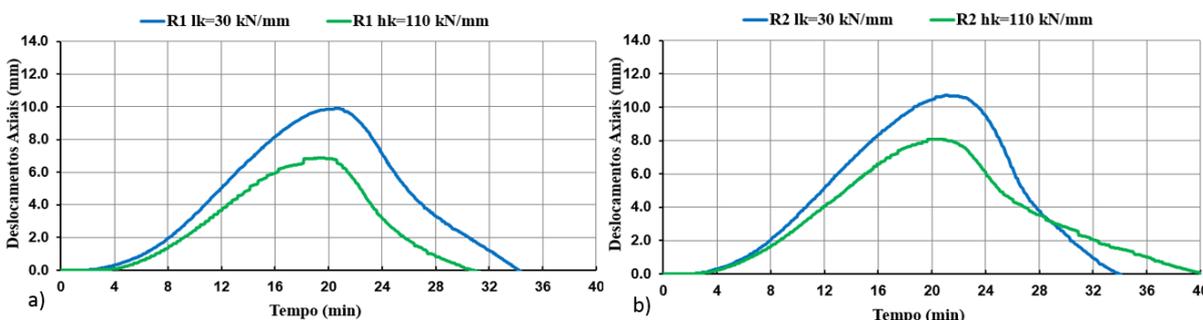


Figura 3.14– Deslocamentos axiais registados nas colunas de secção retangular
a) 250x150 mm e b) 350x150 mm

Como se observa nas Figuras 3.13 e 3.14, a rigidez do pórtico de restrição influencia a ocorrência de deslocamentos axiais na coluna em análise. De uma forma geral, o aumento deste parâmetro reduz de forma significativa o deslocamento axial registado na coluna, uma vez que o aumento da restrição do pórtico estrutural conduz a um conseqüente aumento da restrição axial do elemento.

3.6.4 Deformadas após ensaio

Os modos de instabilidade registados nas colunas experimentalmente ensaiadas ocorreram sobretudo sob a forma de encurvadura global, no entanto, era suscetível que em alguns elementos, nomeadamente nas colunas retangulares de maior esbelteza, a encurvadura local também pudesse ocorrer. A relação largura-espessura do perfil tubular de aço é outro dos

parâmetros que assume uma grande importância na ocorrência deste tipo de encurvadura, sendo que perfis de aço com valores mais reduzidos neste parâmetro estão mais suscetíveis à ocorrência de encurvadura local, como é o caso da coluna de secção retangular 350x150 mm, analisada neste estudo. A encurvadura global, em comparação com a encurvadura local, torna-se no entanto, mais suscetível de ocorrer devido à existência de um preenchimento total de betão, que neste tipo de colunas tubulares mistas de aço e betão assume uma grande preponderância na resistência à encurvadura do elemento.

A Figura 3.15 apresenta a deformada sofrida por uma coluna tubular mista de aço e betão, com secção retangular de 350x150 mm, para o instante de 50 minutos, momento este que corresponde ao final do ensaio experimental. É visível o efeito de encurvadura local e global ocorrido no elemento, sendo que a deformação máxima sofrida pela respetiva coluna foi de aproximadamente 20 mm, sobre ambos os eixos da secção transversal e a meia altura do elemento.

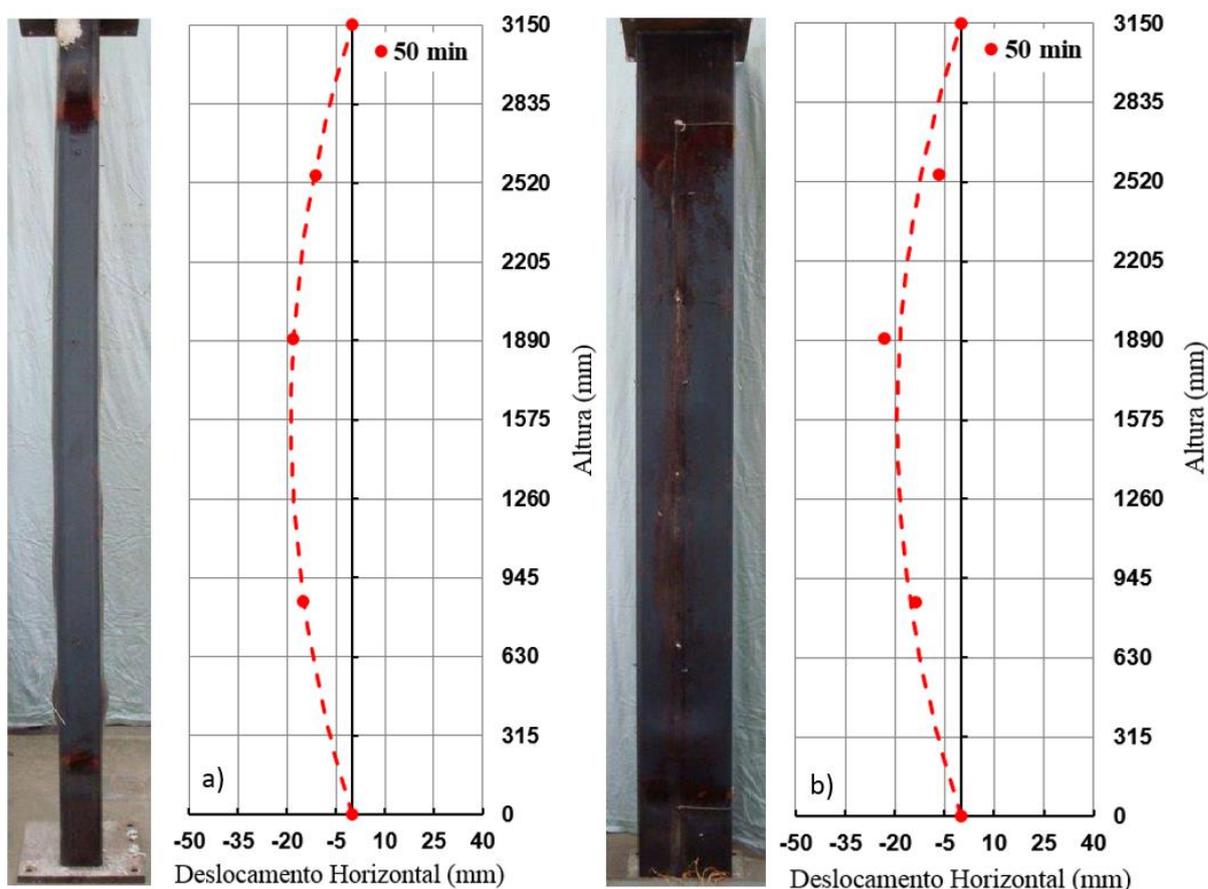


Figura 3.15– Deformada após ensaio para uma coluna retangular 350x150 mm registada a) sobre o eixo mais fraco e b) sobre o eixo mais forte

3.7 Considerações finais

Os ensaios experimentais realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra tiveram como principal objetivo estudar o comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, sujeitas a compressão axial e com restrição à dilatação térmica.

As principais considerações a retirar da realização de oito ensaios experimentais em provetes com 3150 mm de altura, com duas diferentes esbeltezas para cada uma das secções – quadrada e retangular – e sujeitos a dois diferentes coeficientes de restrição axial, $K_{Ra}=30$ kN/mm e $K_{Ra}=110$ kN/mm, são as seguintes:

- A dimensão da secção transversal dos elementos não afeta a distribuição da temperatura na superfície tubular de aço, no entanto, conduz a ligeiras diferenças na temperatura registada no núcleo do preenchimento de betão, pelo que quanto maior for a dimensão da secção transversal menor será a taxa de aquecimento no seu interior;
- As colunas de secção prismática, quadrada e retangular, uma vez que apresentam cantos bem definidos, possuem uma temperatura substancialmente superior nestas zonas, isto porque nos cantos da secção ocorre uma distribuição da temperatura para uma menor área;
- O aumento do coeficiente de rigidez do pórtico de restrição axial não assume uma influência significativa na definição do tempo crítico das colunas tubulares mistas de aço e betão em situação de incêndio;
- A carga de compressão aplicada ao elemento em análise conduz a um efeito significativo na definição do seu tempo crítico. Reduções no nível de carga aplicada contribuem para a obtenção de uma melhor resposta estrutural por parte do elemento;
- A esbelteza relativa do elemento assume uma ligeira influência na definição do seu tempo crítico. Reduções neste parâmetro contribuem para a obtenção de secções com maior resistência ao fogo;
- Um aumento na rigidez do pórtico de restrição contribui para um aumento das forças de restrição geradas nas colunas tubulares mistas de aço e betão, bem como para uma redução significativa dos deslocamentos axiais registados no elemento, uma vez que uma maior rigidez da estrutura circundante traduz-se numa maior restrição à dilatação térmica do elemento, originando assim maiores esforços adicionais;
- Os modos de instabilidade registados nas colunas tubulares mistas de aço e betão experimentalmente ensaiadas ocorreram sobretudo sob a forma de encurvadura global, no entanto, em elementos de maior esbelteza, como é o caso da coluna retangular 350x150 mm,

foi registado o efeito de encurvadura local, ainda que o preenchimento total de betão assumia uma grande preponderância na resistência à encurvadura do elemento;

- O tempo crítico registado em colunas tubulares de aço aumenta de forma considerável com o uso de um preenchimento de betão e de armaduras de reforço, contribuindo assim para uma melhor resposta estrutural por parte das colunas tubulares de aço em situação de incêndio. Em Tiago Pires et al. (2012) o tempo crítico de ensaio registado em colunas tubulares de aço sem preenchimento de betão é inferior a 15 minutos, enquanto que os resultados obtidos na presente dissertação demonstram que o tempo crítico de colunas tubulares mistas, de aço e betão, reforçadas com armadura e sujeitas a uma situação de incêndio é de aproximadamente 30 minutos. Estes valores demonstram de forma inequívoca a melhoria registada no comportamento estrutural dos elementos, como consequência do uso de um preenchimento em betão armado. No entanto, Kodur (1999) obteve valores de resistência ao fogo na ordem dos 60 minutos, que se revelaram muito superiores aos que aqui foram obtidos. Esse resultado deve-se, possivelmente, ao facto de o autor não ter considerado a rigidez axial e rotacional da estrutura circundante ao elemento em análise, que influencia de modo significativo o tempo crítico registado nas colunas.

4 ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 Introdução

O presente capítulo tem como objetivo expor a metodologia adotada no desenvolvimento de um modelo numérico por via do software de elementos finitos ABAQUS (2010), bem como analisar e discutir os resultados aqui obtidos, com o intuito de compreender qual o comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, sujeitas a um carregamento axial e com restrição à dilatação térmica.

Uma vez que a segurança contra incêndio é um aspeto chave do dimensionamento estrutural, é então essencial desenvolver métodos de cálculo simplificados, a inserir nos códigos de projeto disponíveis, para que possuamos uma completa perceção do comportamento estrutural de colunas tubulares mistas de aço e betão em situação de incêndio.

As simulações numéricas têm vindo a assumir cada vez mais influência no meio científico, uma vez que os ensaios experimentais para além de assumirem uma grande complexidade, são realizados para um número limitado de elementos, prolongam-se por um largo período de tempo e têm associado um custo monetário bastante elevado.

Os ensaios experimentais previamente apresentados, bem como os seus resultados, foram considerados e utilizados na calibração do modelo numérico, para que se possa então alargar as simulações a um vasto número de situações não ensaiadas experimentalmente.

4.2 Modelo numérico

De forma a simular o comportamento ao fogo das colunas tubulares de aço preenchidas com betão, previamente ensaiadas no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, foi desenvolvido um modelo tridimensional de elementos finitos, por via do software de análise numérica ABAQUS (2010), para que fosse possível estudar de forma o mais realista quanto possível o comportamento ao fogo deste tipo de colunas, quando sujeitas a um carregamento axial e com restrição à dilatação térmica, bem como para que fosse possível descrever todos os modos de instabilidade previamente observados aquando da realização dos ensaios experimentais.

Para que o modelo numérico possua as mesmas características do modelo experimental previamente desenvolvido, foi modelado um pórtico tridimensional, constituído por quatro colunas e quatro vigas, dispostas ortogonalmente duas a duas quer no topo, quer na base da coluna em análise, para que seja tida em consideração não só a rigidez axial mas também a rigidez rotacional de toda a estrutura periférica.

4.3 Características gerais do modelo numérico

Um modelo tridimensional de elementos finitos foi desenvolvido para simular o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de secção quadrada e retangular, em situação de incêndio. Os principais parâmetros tidos em consideração foram o comprimento da coluna, a sua esbelteza relativa, a espessura do perfil tubular de aço, a excentricidade da carga aplicada, as condições de suporte do elemento, o seu nível de carregamento e as propriedades térmicas e mecânicas dos materiais.

O modelo numérico aqui apresentado incorporou a condutância térmica da interface entre os diferentes materiais, tal como proposto e considerado por Espinos et al. (2010). A definição desta característica até então não muito explorada permite obter uma informação mais realista quanto à distribuição das temperaturas ao longo da secção transversal da coluna em análise.

4.3.1 Geometria e malha de elementos finitos do modelo

Por via da utilização do módulo *Part*, foi possível definir a geometria de todas as partes constituintes do modelo, nomeadamente o perfil tubular de aço; o preenchimento de betão; as armaduras; a chapa de aço onde é aplicado o carregamento; as vigas e colunas de restrição do pórtico tridimensional; a chapa de topo; e o maciço hidráulico, responsável por medir as forças de restrição geradas pela dilatação térmica do elemento. Uma vez definidas todas as suas partes, foi utilizado o módulo *Assembly* para que estas fossem dispostas em relação a um sistema de coordenadas global, definindo assim a geometria final do modelo.

A chapa de aço, sobre a qual é aplicado o carregamento foi modelada com um comportamento perfeitamente elástico e é através deste elemento que o esforço axial é transmitido à coluna, ou seja, ao perfil tubular de aço e ao respetivo preenchimento de betão armado.

O modelo numérico desenvolvido considerou a modelação de diferentes níveis de rigidez axial e rotacional para a estrutura circundante ao elemento, através da colocação das colunas do pórtico de restrição em diferentes posições, por via da utilização do módulo *Assembly*. Foi então com base nos valores obtidos experimentalmente que o pórtico de restrição tridimensional foi modelado, de forma a induzir estes mesmos valores e assim definir a rigidez axial mínima e a rigidez axial máxima do pórtico de restrição tridimensional (Figura 4.1).

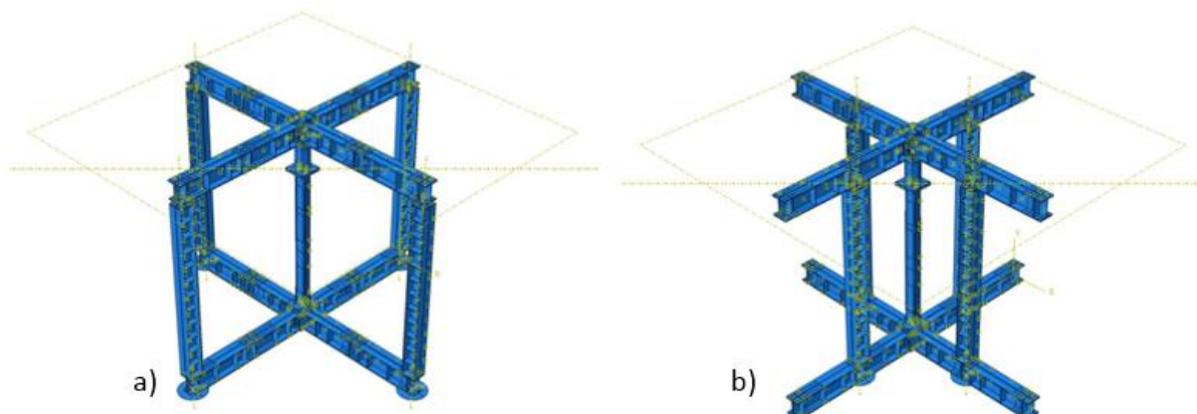


Figura 4.1– Pórtico de restrição tridimensional de a) rigidez mínima e b) rigidez máxima

A malha de elementos finitos adotada na modelação das diferentes partes constituintes do modelo foi definida por elementos sólidos tridimensionais com 8 nós, designados de C3D8R. A letra C representa um elemento contínuo, 3D representa um elemento tridimensional e o número 8 quantifica o número de nós de cada elemento. As armaduras de aço usadas foram especialmente definidas por uma malha de elementos finitos do tipo treliça (T) tridimensionais (3D) com 2 nós, designados de T3D2.

A malha de elementos finitos foi ainda definida de modo a que a sua dimensão máxima fosse de 2 cm para o perfil tubular de aço, de 1 cm para o preenchimento de betão e de 5 cm para as vigas e pilares do pórtico de restrição. Estes valores foram estabelecidos com base em estudos prévios (Espinosa et al. 2010) e provaram ser adequados para que fosse possível obter uma boa precisão, comparando os resultados numéricos com os resultados experimentais. Estudos à sensibilidade da malha permitiram concluir que um maior refinamento não levaria a melhores resultados, sendo que foi definida uma discretização que apresenta resultados de qualidade, com uma exigência computacional comportável. Os provetes em análise, considerando o perfil tubular de aço e o seu respetivo preenchimento de betão, contemplam uma média de 50 mil nós, enquanto toda a estrutura periférica ao elemento em análise contém uma média de aproximadamente 120 mil nós. A Figura 4.2 apresenta a malha de elementos finitos para o perfil tubular de aço e para o seu respetivo preenchimento de betão, de uma das colunas em análise.

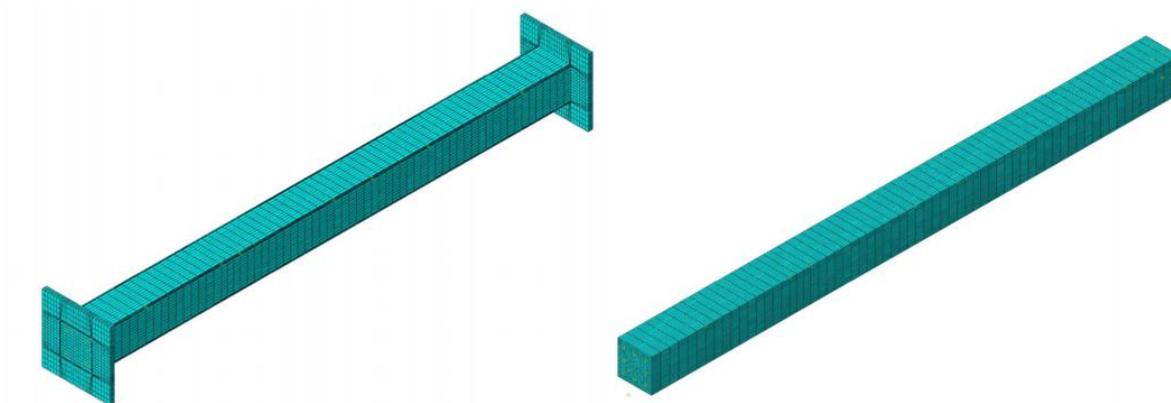


Figura 4.2– Malha de elementos finitos tridimensional para uma coluna 150x150 mm

4.3.2 Condições de apoio

Para que fosse possível simular as condições de apoio adequadas foi modelada uma chapa de topo, colocada na extremidade inferior e superior da coluna, constituída por elementos estruturais, também eles C3D8R, definidos de modo a impedir possíveis deslocamentos relativos entre si. Esta chapa encontra-se encastrada quer à base quer ao topo da coluna.

4.3.3 Propriedades dos materiais

O modelo numérico desenvolvido teve em consideração quer as propriedades térmicas quer as propriedades mecânicas dos materiais. Por via do módulo *Property*, o *software* utilizado permitiu-nos definir estas propriedades, em função da distribuição da temperatura nos elementos.

4.3.3.1 Propriedades térmicas

4.3.3.1.1 Aço

Para que fosse possível efetuar uma correta análise térmica foi necessário conhecer a massa volúmica, a expansão térmica, a condutibilidade térmica e o calor específico de cada material. Assim, as propriedades térmicas do aço estrutural quando sujeito a elevadas temperaturas, introduzidas no *software* de cálculo, seguiram as recomendações da EN 1993-1-2 (2010) e são possíveis de ser analisadas por observação da Figura 4.3.

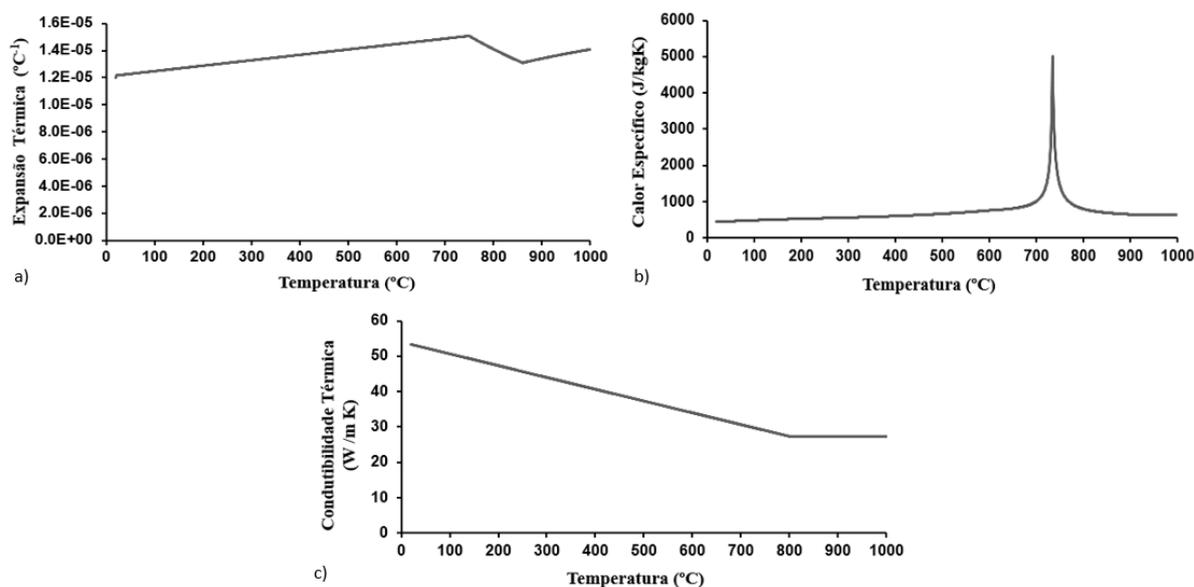


Figura 4.3– Propriedades térmicas do aço a elevadas temperaturas: a) Expansão térmica b) Calor específico c) Condutibilidade térmica – EN 1993-1-2 (2010)

A condutibilidade térmica consiste na capacidade de uma substância conduzir energia térmica, enquanto o calor específico é definido como a energia necessária para elevar a temperatura de uma unidade de massa do material em um grau Kelvin. Verifica-se um pico pouco antes do material atingir os 800°C, uma vez que a transformação cristalográfica endotérmica do aço ocorre aos 753°C.

A expansão térmica caracteriza-se pelo aumento das dimensões de um corpo devido ao aumento da sua temperatura. De uma forma geral, as dimensões dos corpos tendem a aumentar com o aumento da temperatura e a diminuir com a diminuição da mesma. Numa fase inicial, o valor admitido para a expansão térmica do perfil de aço e das armaduras foi de 70% do valor de cálculo definido pela norma EN 1993-1-2 (2010), no entanto, após a realização de uma análise de sensibilidade, foi possível concluir que o valor de 80% do valor de cálculo definido pela mesma norma conduz a uma maior concordância com os resultados obtidos experimentalmente, como é possível de observar pela análise da Figura 4.4.

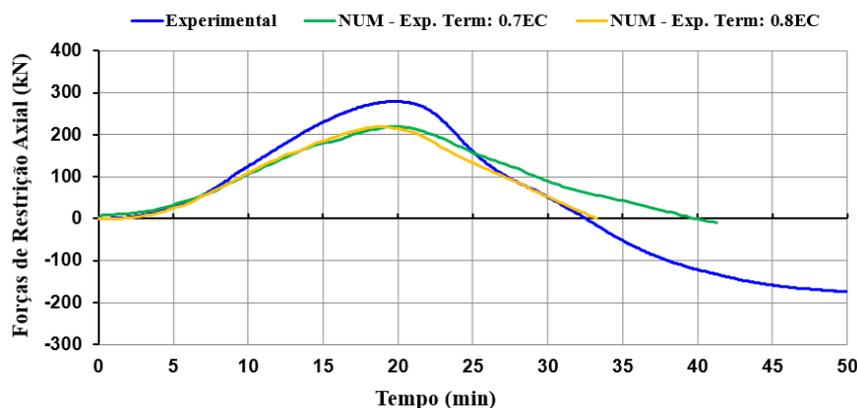


Figura 4.4– Influência que a expansão térmica do aço assume nas forças de restrição axial de uma coluna retangular 250x150 mm

Ainda de acordo com a norma EN 1993-1-2 (2010), a massa volúmica do aço é independente da temperatura, assumindo um valor constante de 7850 kg/m³.

4.3.3.1.2 Betão

As propriedades térmicas do betão seguiram as recomendações da norma EN 1992-1-2 (2010). Em colunas tubulares mistas, a modelação do betão assume uma grande importância, uma vez que o comportamento estrutural ao fogo destes elementos de aço e betão é fortemente condicionado pelo comportamento deste material. As propriedades térmicas do betão são apresentadas na Figura 4.5.

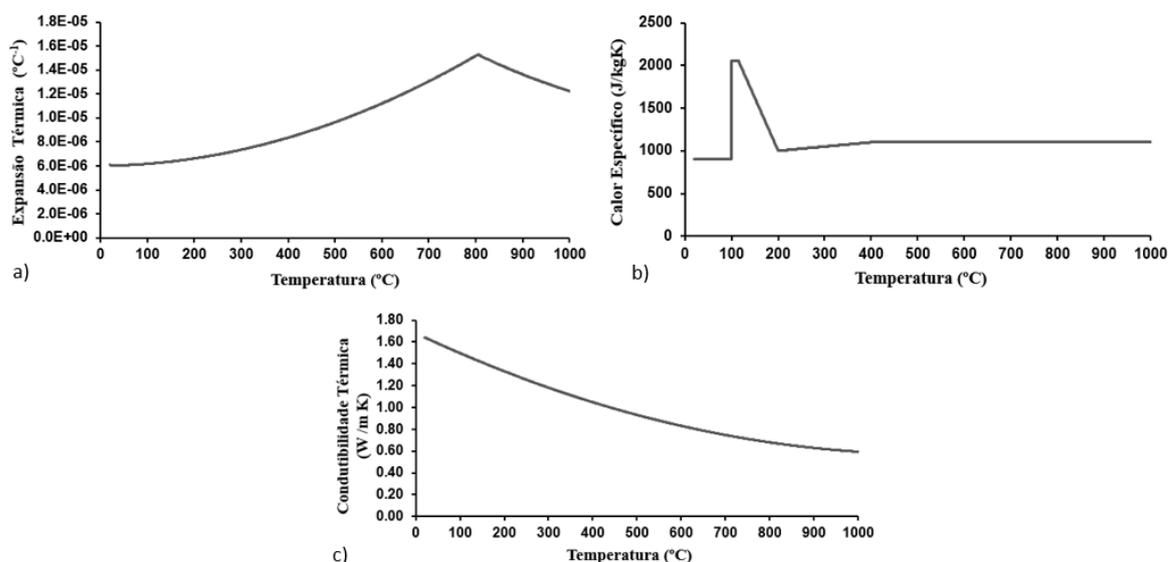


Figura 4.5– Propriedades térmicas do Betão a elevadas temperaturas: a) Expansão térmica b) Calor específico c) Condutibilidade térmica – EN 1992-1-2 (2010)

De acordo com a EN 1992-1-2 (2010), a condutibilidade térmica do betão é possível de ser determinada entre o valor inferior e superior da condutibilidade térmica, já estabelecido pela referida norma, sendo que para o desenvolvimento deste estudo foi adotado o valor de limite superior.

O calor específico é uma grandeza que se encontra dependente do teor de água do betão, sendo que aquando da definição do modelo numérico, esta grandeza foi determinada considerando um valor de teor de água igual a 3%, uma vez que experimentalmente o valor observado foi de 4%.

A expansão térmica é uma grandeza que varia de acordo com a temperatura e que difere de acordo com o tipo de agregado constituinte do betão. No desenvolvimento deste modelo numérico foi utilizada a correspondente a agradados calcários.

Romero et al. (2010) estudaram a variação da massa volúmica do betão de acordo com a formulação definida pela norma EN 1992-1-2 (2010), em contraste como a utilização do valor de 2300 Kg/m³ adotado pela maioria dos autores, e verificou que esta variação não origina uma diferença significativa no comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão. Como tal, na formulação do presente modelo numérico, para a massa volúmica do betão foi adotado o valor constante de 2300 Kg/m³.

Devido à evaporação da água no betão, à medida que a temperatura no material vai aumentando este sofre uma redução no valor da sua massa volúmica, num máximo de 10%, tal como é perceptível pela análise da Figura 4.6.

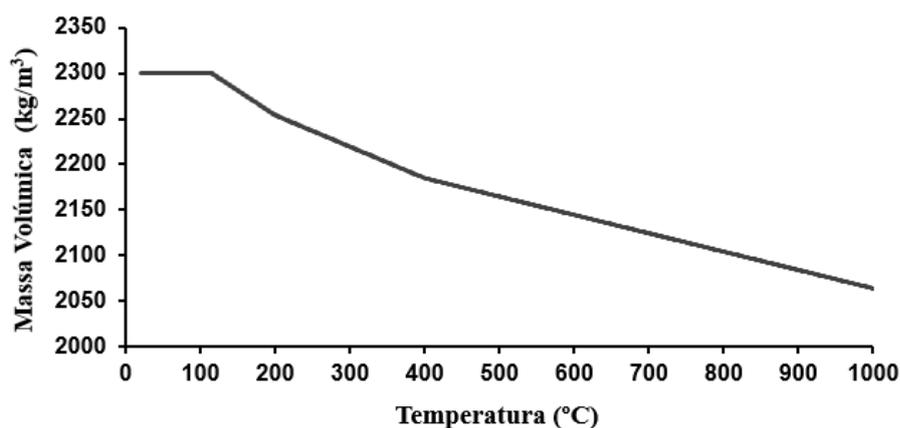


Figura 4.6– Variação da massa volúmica do betão em função da temperatura

4.3.3.2 Propriedades mecânicas

A degradação das propriedades mecânicas dos materiais é um fenómeno que ocorre de forma mais ou menos acentuada, consoante o tipo de material, ocorrendo uma alteração significativa nas suas capacidades resistentes em função do aumento da temperatura. Em seguida é apresentada a análise das propriedades mecânicas do aço e do betão.

4.3.3.2.1 Aço

As propriedades resistentes do aço a elevadas temperaturas foram obtidas em concordância com a EN 1992-1-2 (2010) e de acordo com a relação tensão-extensão do material (Figura 4.7), definida por três diferentes parâmetros: o módulo de elasticidade; a tensão limite de proporcionalidade; e a tensão de cedência, que foram obtidos por via de fatores de redução k , definidos pela mesma norma.

O valor do coeficiente de Poisson foi definido seguindo as considerações de Capilla (2012), que assumiu um valor independente da temperatura igual a 0,3, conduzindo a resultados adequados.

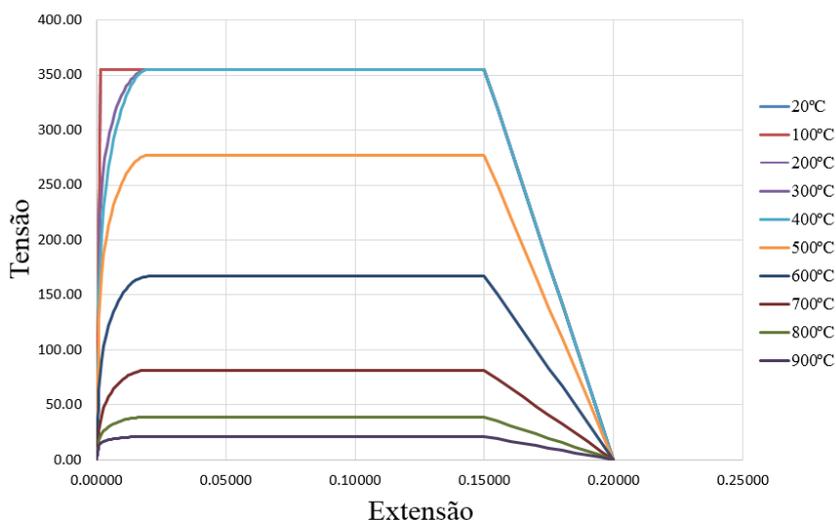


Figura 4.7– Diagrama tensão-extensão de um aço S355 como função da temperatura - EN 1992-1-2 (2010)

4.3.3.2.2 Betão

A EN 1992-1-2 (2010) apresenta um modelo que define as propriedades de resistência e de deformação do betão sob compressão a elevadas temperaturas a partir das suas relações tensão-extensão, definidas por dois parâmetros que são a resistência à compressão e a correspondente extensão do elemento, cujos valores são indicados pela mesma norma e são obtidos em função da temperatura do material.

Neste modelo numérico, para as propriedades mecânicas foi considerado um betão de agregados calcários com f_{cm} igual a 35 MPa, uma vez que estas propriedades são mais conservativas e permitem obter melhores resultados. As curvas tensão-extensão foram assim obtidas em concordância com a referida norma e são apresentadas nas Figuras 4.8 e 4.9.

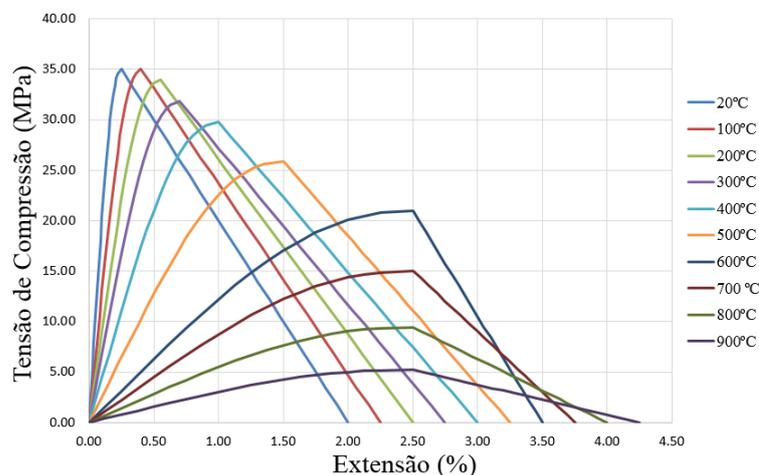


Figura 4.8– Diagrama tensão-extensão de um betão C25/30 à compressão como função da temperatura – EN 1992-1-2 (2010)

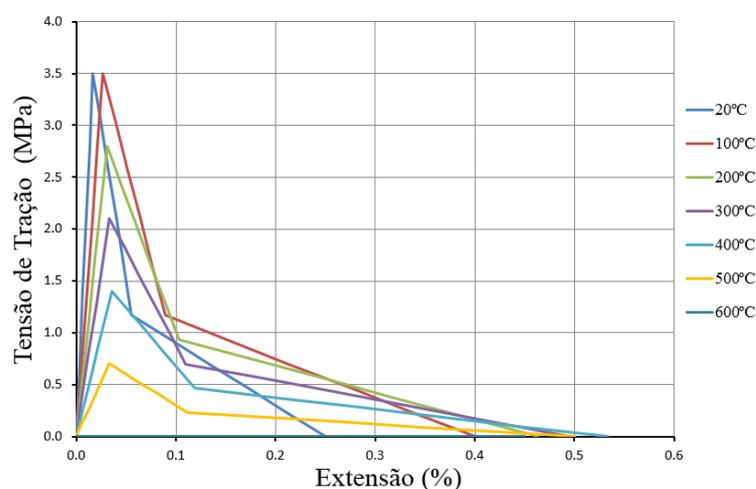


Figura 4.9– Diagrama tensão-extensão de um betão C25/30 à tração como função da temperatura – EN 1992-1-2 (2010)

O modelo utilizado para simular o comportamento não linear do betão foi o modelo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), que é um modelo de dano contínuo e que pretende simular as características plásticas não-lineares do betão e de outros materiais granulares e frágeis. A fissuração sob tração e o esmagamento por compressão são os dois principais mecanismos de rotura assumidos. Este modelo foi utilizado por vários outros autores e caracteriza-se por ser um modelo geral e bastante abrangente, sendo o mais adequado para situações de altas temperaturas em caso de incêndio.

4.3.4 Imperfeições geométricas

O modelo numérico desenvolvido com o intuito de analisar o comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão teve em consideração as imperfeições geométricas das colunas em análise, que podem ocorrer durante o seu processo de construção e que fazem com que estas não sejam exatamente perfeitas.

Estas imperfeições geométricas foram consideradas de acordo com o modo de encurvadura global e local da coluna, sendo que para tal foi necessário efetuar uma primeira análise elástica linear (*buckle*) do elemento. Coeficientes de imperfeição inicial global e de imperfeição inicial local foram admitidos, assumindo respetivamente um valor igual a $L/250$ e $H/200$, incluindo assim os efeitos das imperfeições geométricas (de fabrico e instalação), das tensões residuais e das variações da resistência do aço (cláusula 2.4.2 (2) do EN 1993-1-1 (2010)).

O valor do coeficiente de imperfeição inicial global foi determinado, após uma análise de sensibilidade ter sido efetuada, considerando entre outras possibilidades, a utilização de um valor igual a $L/1000$ para este coeficiente, tal como sugerido por Espinos et al. (2010). Foi ainda estudada a consideração de uma excentricidade na carga aplicada à coluna, igual à dimensão de um elemento finito, de valor igual a aproximadamente 2 cm.

A Figura 4.10 apresenta uma comparação entre as forças de restrição axial registadas numa coluna retangular, quando esta foi modelada com uma imperfeição inicial global de $L/250$ e de $L/1000$. Em concordância com o resultado obtido e ainda que a diferença entre curvas seja reduzida, foi admitido um valor igual a $L/250$ para a imperfeição inicial global das colunas tubulares mistas de aço e betão.

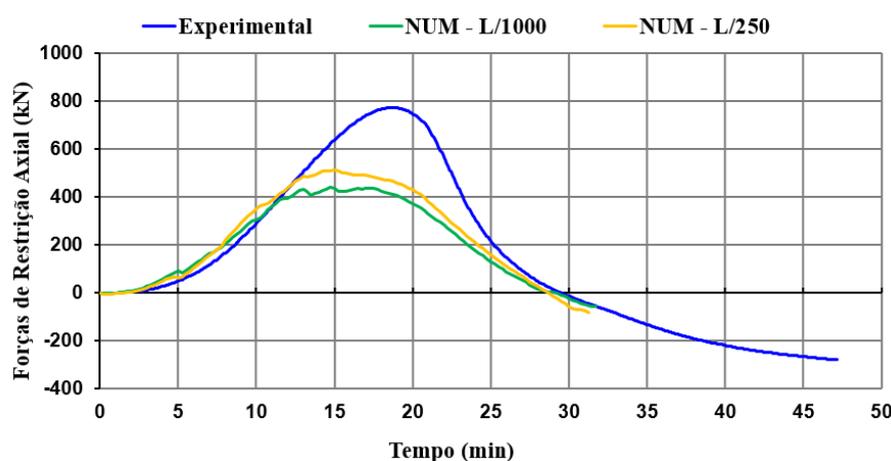


Figura 4.10– Comparação entre as forças de restrição axial geradas numa coluna retangular com uma imperfeição inicial global de $L/1000$ e $L/250$

A análise das Figuras 4.11 e 4.12 permite verificar que a aplicação de uma carga excêntrica ao elemento, na direção contrária à do seu módulo de instabilidade, origina uma irrealidade numérica, uma vez que conduz a uma deformação inicial da coluna na direção contrária à sua direção de colapso. Assim, e em concordância com a análise da Figura 4.10, os elementos estudados foram modelados com uma encurvadura inicial de valor igual a $L/250$ e por via da aplicação de uma carga concêntrica no elemento.

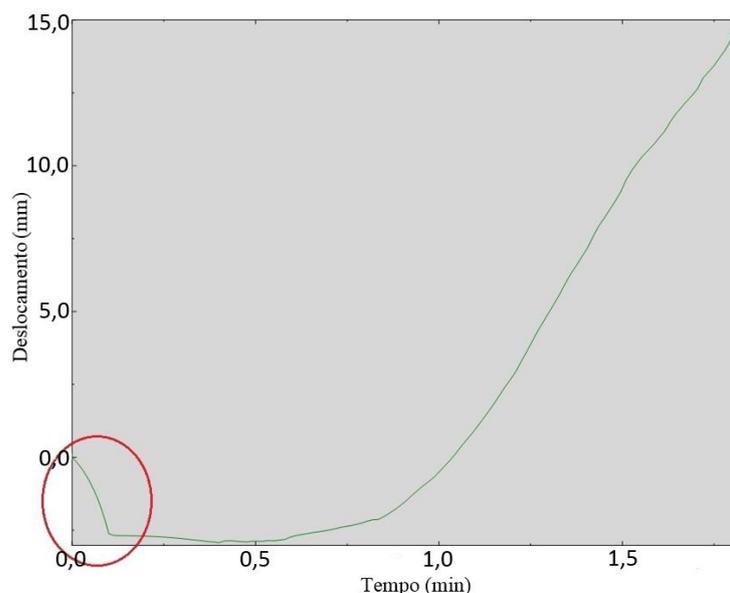


Figura 4.11– Deslocamentos laterais provocados a meia altura da coluna por aplicação de uma carga excêntrica (ABAQUS 2010)

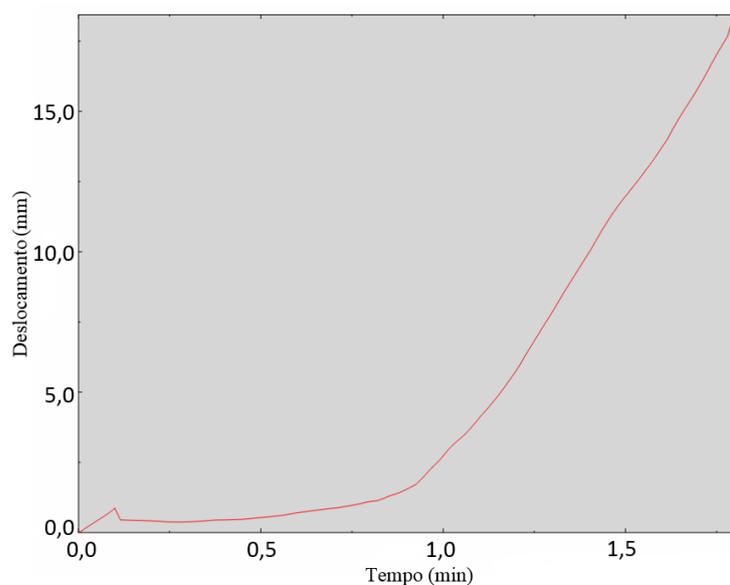


Figura 4.12– Deslocamentos laterais provocados a meia altura da coluna por aplicação de uma carga concêntrica (ABAQUS 2010)

4.3.5 Modelação da interface aço-betão

A interação mecânica entre a superfície de aço e a superfície de betão foi definida, uma vez que é de grande importância caracterizar o tipo de contacto existente entre estes dois materiais. O betão, ao ser carregado axialmente tende a expandir-se, entrando em contacto com o perfil tubular de aço, que por sua vez reage gerando pressão sobre o betão. É assim necessário definir as faces destes dois elementos como superfícies de contacto, utilizando para tal os comandos existentes na biblioteca do ABAQUS (2010).

É então assumido um *hard contact* entre ambas as superfícies, do betão e do aço, para que seja considerada a existência de qualquer pressão quando as superfícies se encontram em contacto e para que tal não aconteça quando se verifica o oposto. O coeficiente de atrito tangencial considerado foi de 0,2, que já provou transmitir bons resultados em simulações desenvolvidas por outros autores. Este valor é geralmente consensual, isto porque a sua variação para valores compreendidos entre 0,1 e 0,5 não conduz a grandes alterações nos resultados obtidos, como referem Romero et al. (2010), uma vez que o coeficiente de atrito na interface aço-betão não assume uma grande influência na análise do comportamento ao fogo da coluna, visto que o perfil de aço e o preenchimento de betão deslizam um sobre o outro em situação de incêndio.

A definição de um contacto entre duas superfícies exige sempre a consideração de uma superfície *master* e de uma superfície *slave*. A superfície *master* deve ser aquela que possui uma maior rigidez e/ou aquela que tem a malha menos refinada. De acordo com estas diretrizes, foi definida a superfície do aço como *master* e a superfície do betão como *slave*, visto que este último é o elemento mais refinado. O contacto foi definido utilizando o comando *surface-to-surface*, que formula o contacto através da ponderação média dos pontos junto aos nós dos elementos, tornando assim a convergência mais fácil.

Durante a aplicação da carga foi assumido um *hard contact*, sem a ocorrência de atrito, entre as vigas e os parafusos de aço do pórtico de restrição e um *rough contact*, também ele sem a ocorrência de atrito, aquando da aplicação da acção térmica à coluna em análise, modelando assim, respetivamente, o comportamento de um movimento de corpo rígido das vigas superiores do pórtico de restrição durante a aplicação da carga e a impossibilidade de translações nos apoios durante a fase de incêndio (Figura 4.13). Todos os outros contactos foram modelados utilizando o comando **TIE Constraint*.

Uma vez que considerar a não existência de resistência térmica entre o perfil tubular de aço e o preenchimento de betão não é uma consideração realística, que conduziria a resultados bastante conservativos, a resistência térmica na fronteira entre estes dois materiais foi modelada por via da utilização de um valor igual a 200 W/m^2 para a condutância ao longo de toda a coluna, tal como recomendado por Romero et al. (2010), como sendo um valor que apresenta resultados realistas e perfeitamente aceitáveis.

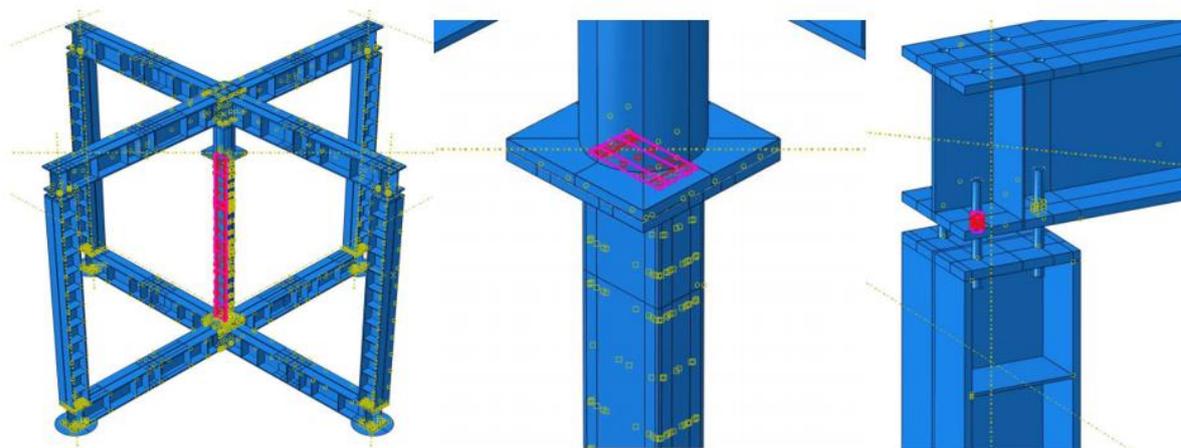


Figura 4.13– Configuração do contacto entre elementos

4.4 Procedimento de análise

Para que seja possível efetuar uma correta análise do problema aqui proposto existem duas abordagens possíveis de considerar. A primeira abordagem, altamente não linear e que exige um esforço computacional muito elevado, consiste em analisar o problema como um todo na sua globalidade, realizando um cálculo completo, desde a análise térmica à análise estrutural. A segunda abordagem, mais básica e que portanto exige um esforço computacional menor, e que por esse motivo foi a considerada na análise deste problema, consiste em realizar três análises sequenciais. Em primeiro lugar é efetuada uma análise elástica linear (*buckle*), de forma a estabelecer os modos de instabilidade no elemento e consequentemente definir as suas imperfeições geométricas, para que as possamos introduzir no modelo estrutural, tal como sugerido na cláusula 5.3.2 da EN 1993-1-1 (2010). Em segundo lugar é efetuada uma análise térmica, no sentido de estimar a distribuição da temperatura ao longo da secção transversal do elemento, e por último, é então realizada uma análise mecânica, simulando o comportamento global da coluna perante uma situação de incêndio, para que seja assim possível obter a resposta estrutural do elemento.

É razoável assumir que apesar do comportamento estrutural de um elemento sujeito a altas temperaturas estar dependente do seu campo térmico, não existe interdependência entre estes. Espinos et al. (2010) demonstraram que a carga aplicada a um elemento e a sua correspondente deformação assumem uma influência insignificante na distribuição térmica a que o elemento se encontra sujeito perante uma situação de incêndio.

Uma vez obtida uma boa precisão de resultados por via de uma abordagem sequencial na determinação da resposta estrutural do elemento, como será possível de observar pela análise dos resultados obtidos nesta investigação, é então admissível de concluir que não há necessidade de realizar uma abordagem global do elemento, o que originaria um esforço

computacional muito mais elevado, sendo que a análise sequencial já por si só é bastante morosa, prolongando-se por cerca de seis dias a análise de cada uma das simulações.

4.5 Análise térmica

Para o desenvolvimento de um modelo de análise não linear para a transferência de calor em cada uma dos elementos em estudo foi utilizada a curva real da temperatura seguida pelo forno e não a curva ISO 834 (1975), uma vez que o forno elétrico tem alguma dificuldade em acompanhar a referida curva e assim, é garantida uma maior precisão de resultados em comparação com os ensaios experimentais.

Na análise térmica, a acção do fogo foi definida no *software* ABAQUS (2010) por via da aplicação de uma carga térmica, tendo sido utilizados dois mecanismos de interação, denominados de *film condition* e *radiation to ambient*, que correspondem à transferência de calor por convecção e radiação, respetivamente. A radiação foi definida com um coeficiente de emissividade (ϵ) igual a 0,80, enquanto o coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c) foi considerado ser de $20\text{W/m}^2\text{C}$. A constante de proporcionalidade de Stephan-Boltzman (σ) é igual a $5,67 \times 10^{-8} \text{W/m}^2\text{K}^{-4}$.

A ação térmica foi transmitida ao modelo no módulo *Interaction* por convecção e radiação, enquanto a acção mecânica foi transmitida por via do módulo *Load*.

Para que fosse possível uma leitura eficiente da temperatura em cada um dos nós, aquando da análise térmica a malha adotada foi também ela definida por elementos tridimensionais, designados de DC3D8 para o perfil de aço tubular e para o preenchimento do betão e de DC12 para as armaduras de reforço.

Os resultados obtidos para a análise não linear da transferência de calor são avaliados por um diagrama de curvas temperatura-tempo, definido de acordo com os resultados obtidos para todos os nós do modelo tridimensional, sendo que estes resultados são posteriormente introduzidos no modelo mecânico como sendo uma carga térmica aplicada ao elemento.

A Figura 4.14 representa a distribuição da temperatura numa coluna de secção quadrada, de dimensão $150 \times 150 \text{ mm}$, no instante correspondente ao final do ensaio - 50 minutos - obtida utilizando o *software* de elementos finitos ABAQUS (2010).

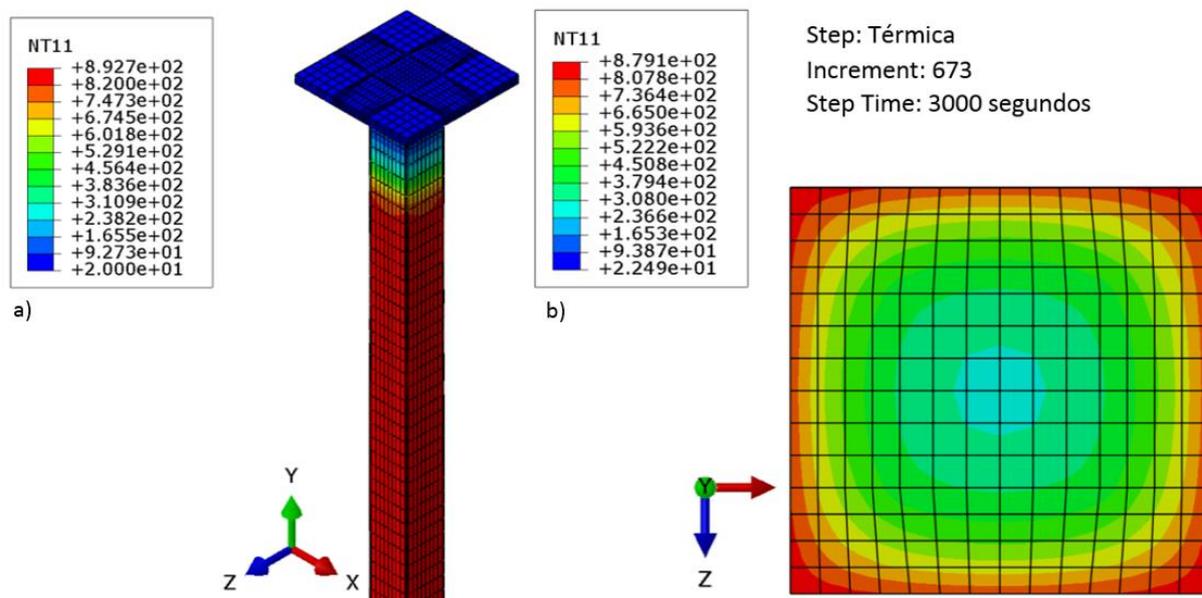


Figura 4.14– Distribuição da temperatura no a) Tubo de aço e b) Preenchimento de betão
ABAQUS (2010)

4.6 Validação do modelo numérico

Comparando os resultados obtidos por via da análise numérica com os obtidos experimentalmente é então possível discutir e validar o modelo numérico desenvolvido, com vista à sua utilização no estudo termomecânico do comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão.

4.6.1 Calibração térmica

A calibração térmica dos elementos em estudo consiste em efetuar uma comparação da evolução das temperaturas em função do tempo de ensaio, registadas em cada um dos elementos, durante a análise experimental e a análise numérica. Estes valores foram experimentalmente determinados por via da utilização de termopares localizados ao longo da altura da coluna e ao longo da sua secção transversal.

Como anteriormente já referido, na modelação numérica foi utilizada a curva real de temperaturas seguida pelo forno, ao invés da curva de incêndio ISO 834 (1975), sob pena de ocorrerem importantes erros que poderiam interferir com a validação do modelo numérico. Como é possível observar pela Figura 4.15, a temperatura registada no interior do forno foi bastante uniforme em todos os ensaios realizados.

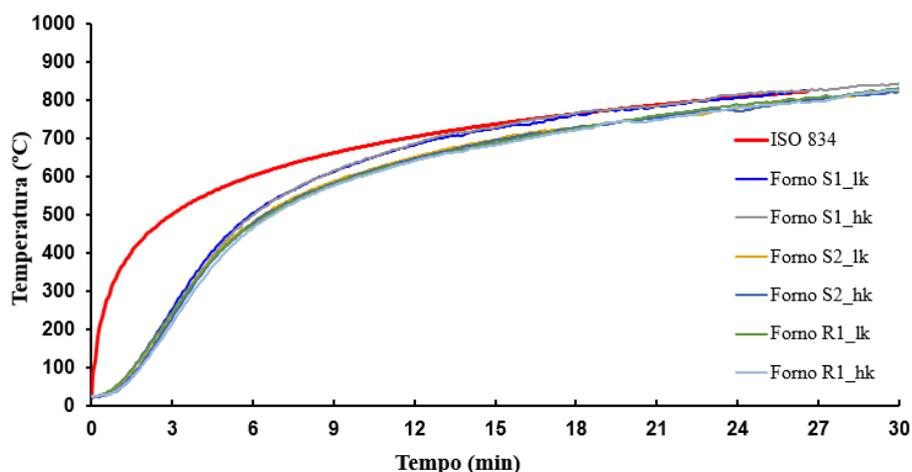


Figura 4.15– Distribuição das temperaturas em função do tempo registadas no interior do forno

Durante a realização das simulações numéricas um gradiente térmico foi observado, desde a superfície do perfil tubular de aço até ao núcleo do preenchimento de betão. As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam a distribuição da temperatura, em função do tempo de ensaio, para a secção transversal e a meia altura da coluna retangular 350x150 mm e da coluna quadrada 150x150 mm, comparando os resultados obtidos nos ensaios experimentais com os resultados obtidos através do modelo numérico aqui desenvolvido. Estamos perante uma excelente concordância de resultados, o que garante a validação do modelo de transferência de calor aqui definido.

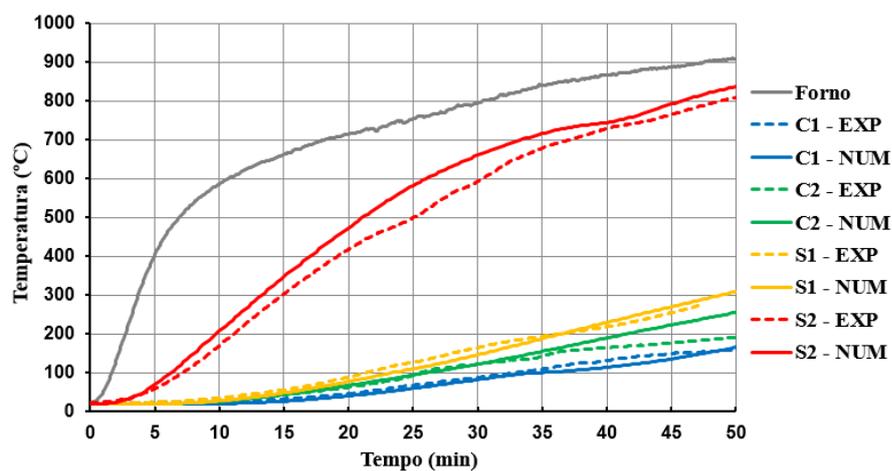


Figura 4.16– Comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos para a distribuição da temperatura na secção transversal da coluna retangular 350x150 mm

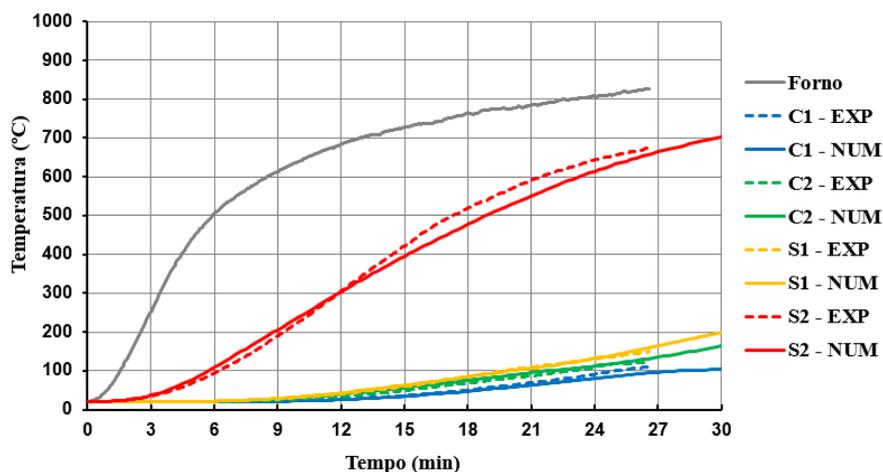


Figura 4.17- Comparação dos resultados experimentais e numéricos obtidos para a distribuição da temperatura na secção transversal da coluna quadrada 150x150 mm

4.6.2 Calibração estrutural

O comportamento estrutural ao fogo de colunas tubulares mistas pode ser analisado de acordo com a análise dos resultados aqui apresentados, por comparação com os experimentalmente obtidos, onde é possível avaliar os deslocamentos axiais registados em cada coluna, quando estas se encontram sujeitas a um carregamento axial e a uma situação de incêndio, bem como avaliar as forças de restrição axiais geradas em cada um dos elementos, resultado da sua dilatação térmica aquando de um elevado aumento da temperatura.

4.6.2.1 Forças de restrição axial

As forças de restrição axial geradas em colunas tubulares mistas de aço e betão, sujeitas à ação de elevadas temperaturas, são de seguida apresentadas em função do tempo de ensaio a que cada elemento se encontra sujeito. Os resultados aqui expostos encontram-se sob forma unidimensional, como forças de restrição axial relativas, uma vez que o valor da carga de dimensionamento aplicada é diferente para todos os elementos, o que permite efetuar uma comparação mais adequada entre os resultados obtidos para as diferentes colunas. Estas forças de restrição axial relativas são obtidas dividindo o valor absoluto da carga aplicada em cada instante pelo valor do carregamento inicial no elemento (P/P_0).

As forças de restrição axial geradas nos elementos em estudo aumentam durante os primeiros minutos de ensaio, até atingirem um valor máximo, representativo do momento em que ocorre a degradação mecânica dos materiais constituintes da coluna, o aço e o betão. Após este momento, as forças de restrição iniciam uma fase descendente, até atingirem novamente o valor da carga inicialmente aplicada ao elemento, momento este representativo do tempo crítico para cada um dos elementos em estudo.

As Figuras 4.18 a 4.25 apresentam a evolução das forças de restrição axial relativas, geradas em cada uma das colunas em análise, como resultado da sua dilatação térmica, comparando os resultados obtidos por via da análise numérica com aqueles já previamente apresentados e obtidos experimentalmente.

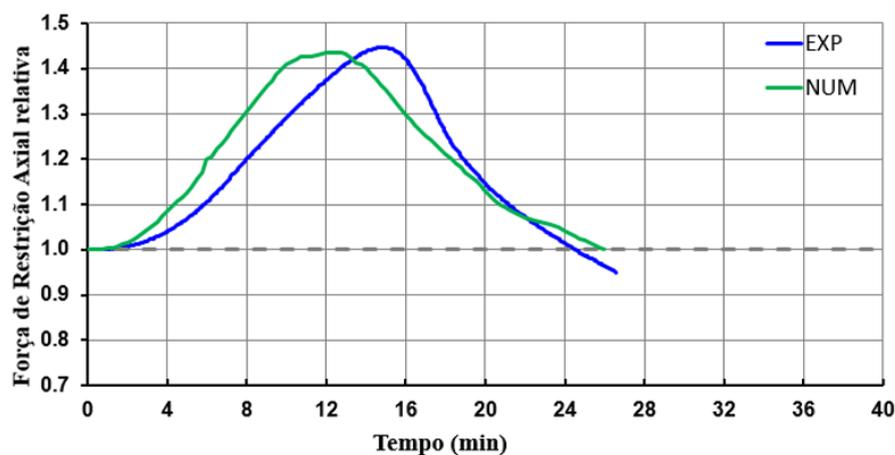


Figura 4.18- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 150x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$

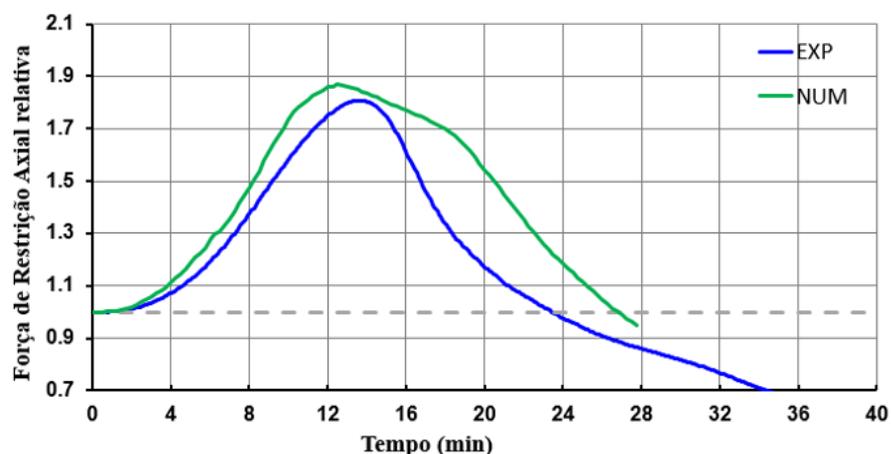


Figura 4.19- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 150x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$

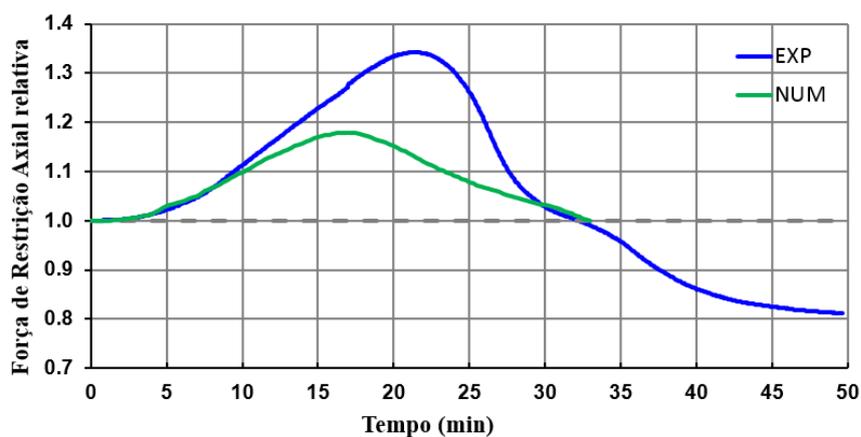


Figura 4.20- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 220x220 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$

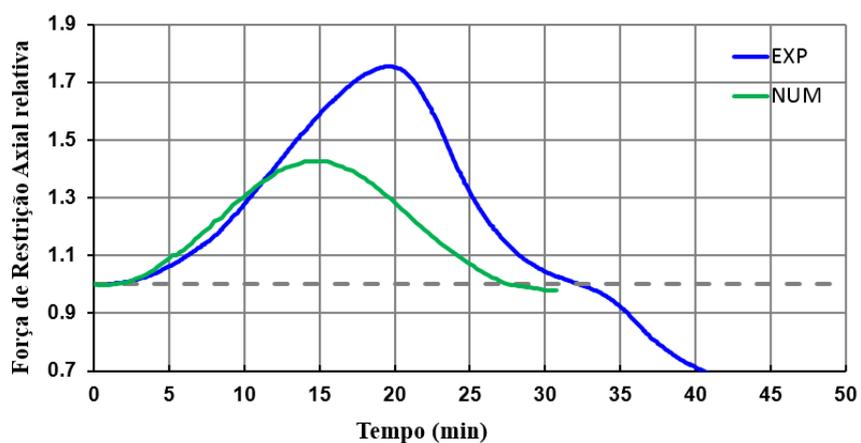


Figura 4.21- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna quadrada 220x220 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$

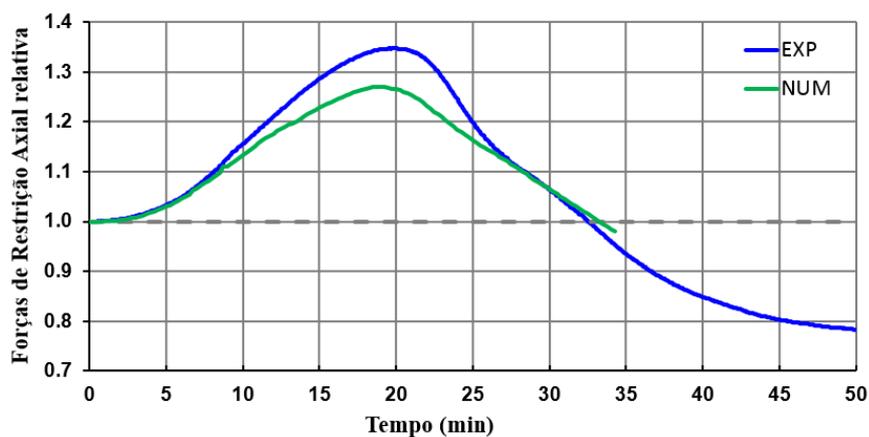


Figura 4.22- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$

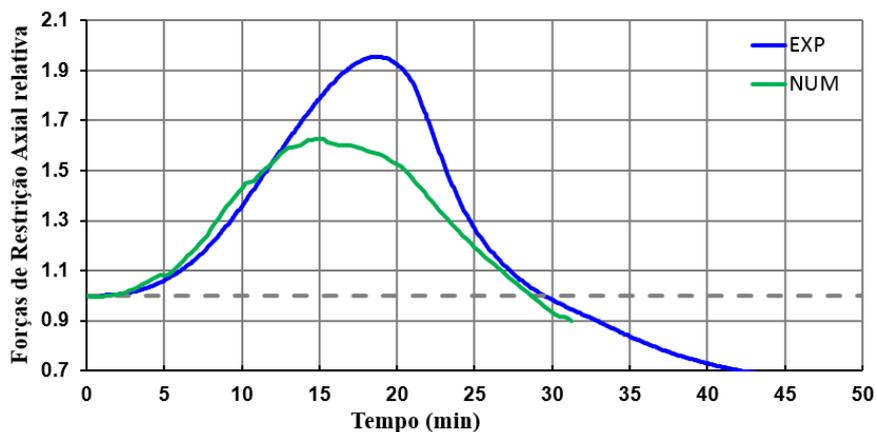


Figura 4.23- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$

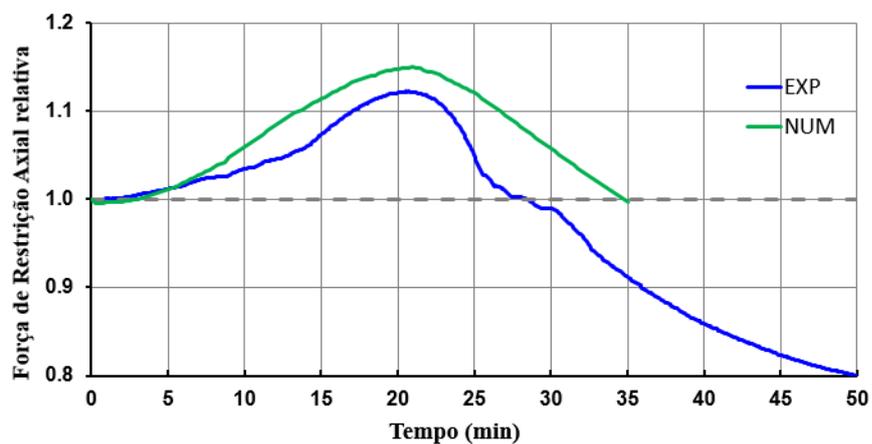


Figura 4.24- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 350x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=30\text{kN/mm}$

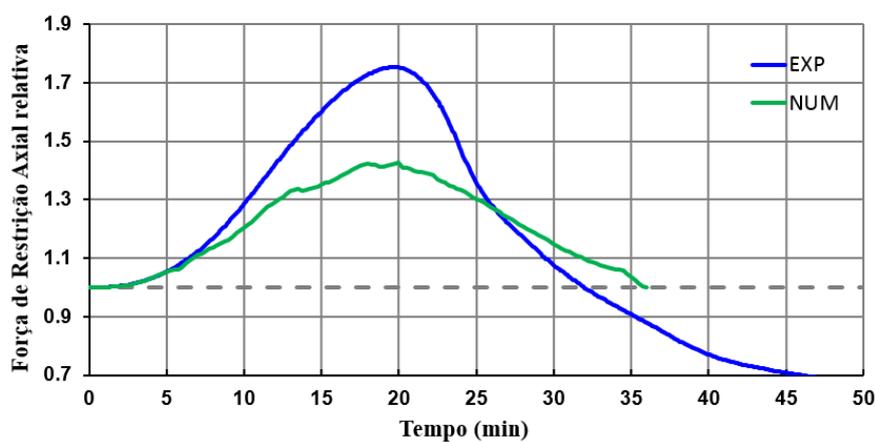


Figura 4.25- Forças de restrição axial relativas geradas na coluna retangular 350x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra}=110\text{kN/mm}$

O tempo crítico é definido na presente dissertação como o instante em que as forças de restrição axial atingem o valor da carga de dimensionamento inicialmente aplicada. A Tabela 4.1 apresenta uma análise comparativa sumária, entre os tempos críticos obtidos em ambos os ensaios, experimentais e numéricos, para os diferentes elementos em estudo.

Coluna	Tempo Crítico Exp. (min)	Tempo Crítico Num. (min)	ξ (%)
S1_1k	24.53	26.00	6
S1_hk	23.42	26.50	13
S2_1k	32.22	33.00	2
S2_hk	32.28	27.50	15
R1_1k	32.53	33.25	2
R1_hk	29.50	28.50	3
R2_1k	28.43	34.50	21
R2_hk	32.00	36.00	13
Erro médio	-	-	9,4

Tabela 4.1- Comparação entre o tempo crítico registado a nível experimental e numérico

As Figuras 4.18 a 4.25 permitem considerar que o modelo numérico desenvolvido na presente dissertação garante uma considerável exatidão de resultados no dimensionamento ao fogo de colunas tubulares de aço e betão, sujeitas a compressão axial e com restrição à dilatação térmica.

Os resultados numéricos apresentados na Tabela 4.1 sustentam a validação e calibração do modelo de cálculo computacional desenvolvido, sendo que este apresenta um erro de 9,4% em comparação com os respetivos ensaios experimentais. Este valor, representativo do erro médio de cálculo é bastante aceitável e revela que o modelo numérico desenvolvido pode ser considerado como uma importante ferramenta de cálculo em estudos paramétricos futuros.

4.6.2.2 Deslocamentos

Para cada uma das colunas em análise o seu deslocamento axial, em função do tempo de exposição ao fogo do elemento, analisado quer no topo quer na base da coluna é aqui apresentado, efetuando uma comparação entre as curvas de deslocamento obtidas no modelo numérico com as respetivas obtidas experimentalmente.

A curva representativa dos deslocamentos axiais verificados nas colunas tubulares mistas de aço e betão, sujeitas a um carregamento axial e em situação de incêndio, desenvolve-se de uma forma muito similar à curva representativa das forças de restrição axial, sendo que também os deslocamentos axiais atingem um máximo, valor a partir do qual iniciam uma fase descendente até atingirem novamente o seu valor inicial.

A Figuras 4.26 e 4.27 representam o deslocamento axial registado no elemento de secção retangular, de dimensão 250x150 mm, para os diferentes níveis de rigidez assumidos, apresentando as respetivas curvas referentes ao ensaio experimental e à simulação numérica.

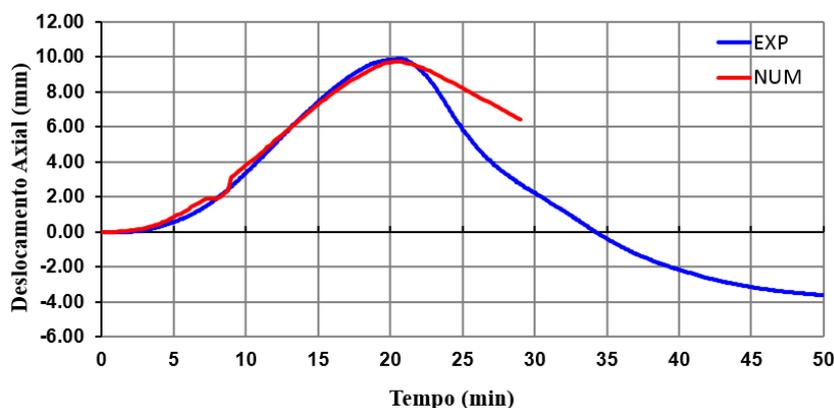


Figura 4.26– Deslocamento axial registado na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra} = 30$ kN/mm

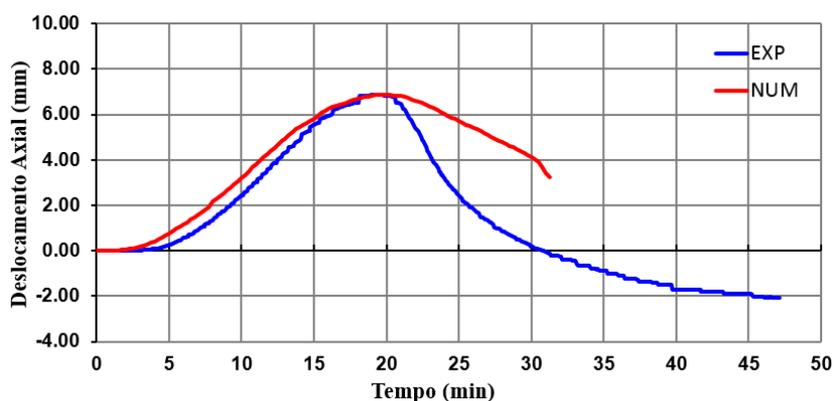


Figura 4.27- Deslocamento axial registado na coluna retangular 250x150 mm para um coeficiente de rigidez de $K_{Ra} = 110$ kN/mm

As curvas representativas dos deslocamentos axiais, registados a nível numérico nas colunas em análise e em comparação com os resultados experimentais, demonstram uma instabilidade de resultados após a coluna experimentar a sua deformação máxima e durante o período em que esta tende a assumir o seu valor inicial. O autor acredita que esta instabilidade de resultados se deve ao facto de a rotação das chapas na fase descendente da carga não ser centrada no pilar, pelo que o deslocamento experimental não deveria ser representado como a média dos resultados registados em cada um dos diferentes transdutores. O autor considera ainda, que tal instabilidade pode também ser devida à ocorrência de um aquecimento ligeiro nas vigas superiores da estrutura circundante, na ordem dos 40°C, conduzindo assim a uma conseqüente ligeira dilatação do pórtico estrutural. É no entanto, possível de observar que o modelo numérico determina de forma bastante precisa o valor do deslocamento vertical máximo registado em cada uma das colunas.

4.7 Comparação com a EN 1994-1-2 (2011)

A EN 1994-1-2 (2011) é atualmente a norma de referência na Europa para o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão. No Capítulo 2 foram apresentados dois modelos de cálculo simplificados, com base na referida norma, com o intuito de avaliar a resistência ao fogo deste tipo de elementos – Método geral e Método de cálculo específico.

4.7.1 Método de cálculo específico

O método de cálculo específico permite determinar o valor de cálculo da resistência de secções tubulares de aço preenchidas com betão, em compressão axial e sujeitas a uma situação de incêndio em todas as faces da sua secção. Este método exige, no entanto, que seja conhecida a distribuição da temperatura ao longo da secção transversal da coluna.

Em seguida é apresentada de forma pormenorizada o dimensionamento ao fogo de um dos elementos aqui estudados, de secção quadrada e com dimensão de 220x220 mm, em concordância com o presente modelo de cálculo.

De forma a determinar o valor de cálculo da carga de encurvadura da referida coluna aplicamos a equação (6) do Capítulo 2:

$$N_{fi,Rd} = N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$$

A Tabela 4.2 apresenta a temperatura registada para os diferentes elementos constituintes da coluna em análise, ao longo da sua secção transversal e após a realização do ensaio experimental.

Elemento	Temperatura Experimental (°C)
Tubo Aço	685
Armadura	150
Betão	200

Tabela 4.2– Temperatura registada experimentalmente para os diferentes elementos da coluna de secção quadrada 220x220 mm

De acordo com as temperaturas obtidas experimentalmente para os diferentes elementos constituintes da coluna em análise, são de seguida apresentados os seus respetivos diagramas tensão-extensão (Figuras 4.28 a 4.30), necessários no dimensionamento ao fogo das colunas tubulares mistas de aço e betão, com base no método de cálculo específico da EN 1994-1-2 (2011).

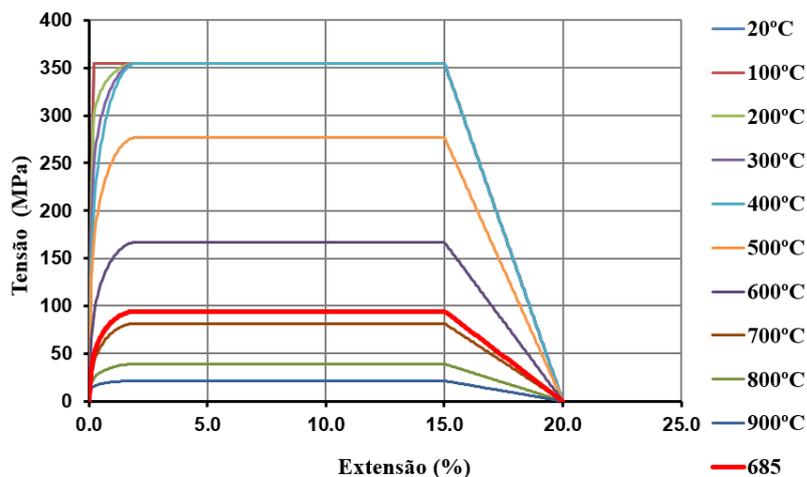


Figura 4.28- Diagrama tensão-extensão do perfil tubular de aço a uma temperatura de 685°C

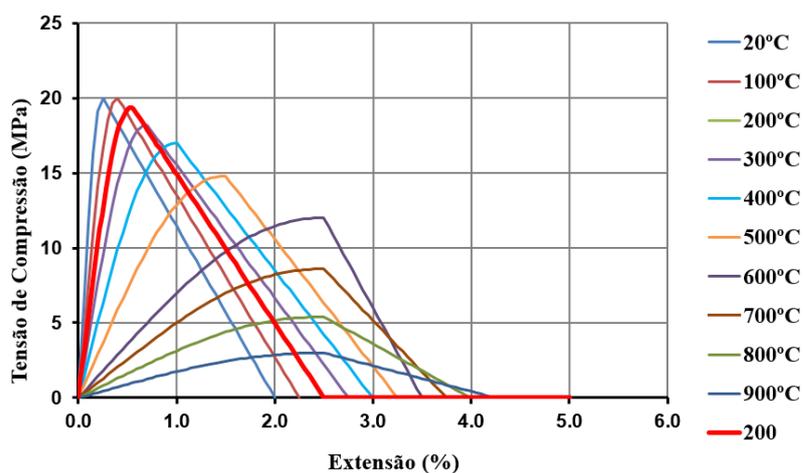


Figura 4.29- Diagrama tensão-extensão do betão à compressão a uma temperatura de 200°C

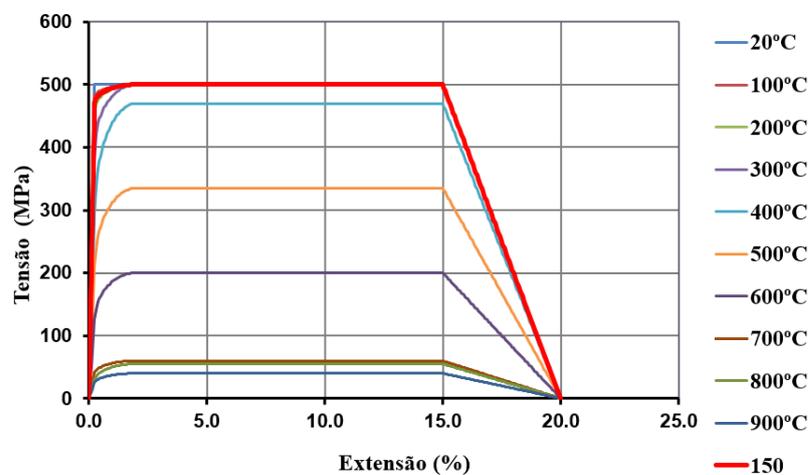


Figura 4.30- Diagrama tensão-extensão das armaduras de aço a uma temperatura de 150°C

Uma vez obtidos os respetivos diagramas tensão-extensão para os diferentes elementos constituintes da coluna, de acordo com as respetivas temperaturas registadas, será agora determinado o valor de $N_{fi,cr}$, de acordo com a equação (7) do capítulo 2 e que representa a carga crítica de Euler em situação de incêndio, bem como o valor de $N_{fi,pl,Rd}$, de acordo com a equação (8) do mesmo capítulo e que consiste no valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial.

Para determinar a capacidade resistente da coluna em análise é necessário realizar um processo iterativo até que ambas as expressões (7) e (8) convirjam para o mesmo valor e assim possamos obter $N_{fi,cr} = N_{fi,pl,Rd}$ (Tabela 4.2).

$N_{fi,cr}$ kN	$N_{fi,pl,Rd}$ kN	$N_{fi,cr}$ kN	$N_{fi,pl,Rd}$ kN
7130	0	1448	1728
7130	140	1331	1758
7129	281	1215	1784
7126	421	1102	1808
7122	562	992	1828
6755	701	886	1846
5364	825	785	1861
4835	937	688	1874
4524	1044	597	1884
4304	1147	283	1888
4130	1246	266	1888
3982	1343	249	1887
2745	1437	234	1886
2213	1489	219	1886
2065	1536	205	1884
1934	1581	192	1883
1810	1622	179	1881
1688	1660	166	1880
1567	1696	155	1878

Tabela 4.3– Processo iterativo para o cálculo de $N_{fi,cr}$ e $N_{fi,pl,Rd}$

Ao passo que os valores de $N_{fi,cr}$ diminuem em função do módulo tangencial, obtido de acordo com os diagramas tensão-extensão dos diferentes elementos constituintes da coluna tubular mista, e em função das temperaturas registadas, os valores de $N_{fi,pl,Rd}$ aumentam em função da tensão, também ela obtida para os mesmos elementos constituintes da coluna em análise. Uma vez que no processo iterativo ambos os coeficientes não convergem para um mesmo valor, é necessário efetuar uma média entre ambos os valores aproximados, para que então possamos determinar a capacidade resistente da coluna tubular mista de dimensão 220x220 mm, de acordo com a EN 1994-1-2 (2011). Assim, e em concordância com a equação (6) do capítulo 2, o valor de cálculo obtido para a carga de encurvadura do elemento é de $N_{fi,Rd} = 1674$ kN.

A Tabela 4.4 apresenta uma análise comparativa sumária, entre os valores da carga de encurvadura dos elementos, determinados de acordo com o método de cálculo específico presente no Anexo H da EN 1994-1-2 (2011) e os valores de cálculo da mesma carga, admitidos na análise experimental. O confronto de resultados permite determinar o erro médio registado - 41% - demonstrando que o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, sujeitas a compressão axial e em concordância com a EN 1994-1-2 (2011) regista um erro bastante elevado, determinando resultados pouco conservadores e inadequados à realidade.

Coluna	N_{Exp} kN	N_{EC4} kN	ξ (%)
S1_lk	533	714	34
S1_hk	533	811	52
S2_lk	1125	1658	47
S2_hk	1125	1674	49
R1_lk	905	1024	13
R1_hk	905	1193	32
R2_lk	1164	1848	59
R2_hk	1164	1649	42
Erro médio	-	-	41%

Tabela 4.4- Comparação entre a carga de encurvadura do elemento no ensaio experimental e de acordo com a EN 1994-1-2 (2011)

4.8 Considerações finais

O presente capítulo contemplou um estudo numérico do comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, de secção quadrada e retangular, por via da utilização do *software* ABAQUS (2010). Foi desenvolvido um pórtico tridimensional de elementos finitos, com o intuito de simular a rigidez axial e rotacional da estrutura periférica e assim, ir de encontro às características do modelo experimental que serviu de suporte à calibração e validação do modelo numérico apresentado.

O modelo de análise não linear para a transferência de calor conduziu a uma excelente exatidão de resultados na distribuição da temperatura em cada um dos elementos constituintes da coluna tubular mista de aço e betão. A curva real da temperatura seguida pelo forno foi utilizada em detrimento da curva de incêndio ISO 834 (1975).

As forças de restrição axial são geradas nas colunas em análise como resultado da sua restrição à dilatação térmica em caso de incêndio. O modelo numérico de análise mecânica registou o valor destas forças de restrição, apresentando um erro médio de 9,4% na determinação do tempo crítico nos elementos, em comparação com os respetivos ensaios experimentais, o que sustenta a validação do referido modelo.

O método de cálculo específico, presente no Anexo H da EN 1994-1-2 (2011) revelou determinar resultados pouco conservadores e inadequados à realidade no dimensionamento ao fogo de colunas tubulares de aço e betão em situação de incêndio. Foi realizada uma comparação entre os valores da carga de encurvadura dos elementos, definidos a nível experimental e obtidos de acordo com a referida norma, tendo sido registado um erro médio de 41%.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As colunas tubulares mistas de aço e betão têm vindo a assumir uma grande preponderância na construção civil, sendo hoje usadas como uma solução estruturalmente vantajosa e eficaz em edifícios de alta dimensão e em construções industriais, devido à sua alta capacidade de carga e resistência ao fogo.

Apesar da existência de vários estudos relacionados com a resistência deste tipo de colunas, o estudo do seu comportamento estrutural ao fogo não se encontra ainda hoje completamente definido, nomeadamente em colunas com restrição à dilatação térmica. Este fator é um importante parâmetro a ter em consideração no estudo da resposta estrutural destes elementos, considerando a rigidez axial e rotacional da estrutura circundante ao elemento em análise, situação esta passível de ocorrer quando a coluna é parte integrante de um edifício.

A presente dissertação constou de um estudo aprofundado do comportamento ao fogo de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, de secção quadrada e retangular, sujeitas a compressão axial e com restrição à dilatação térmica. Foi considerado um estudo experimental, realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, com o objetivo de caracterizar o comportamento termomecânico deste tipo de elementos. Adicionalmente, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional, utilizando o *software* de elementos finitos ABAQUS (2010), com o intuito de desenvolver uma ferramenta de cálculo, capaz de no futuro realizar uma série de estudos paramétricos em elementos e situações não ensaiadas experimentalmente e assim, contribuir para a elaboração de novos métodos de cálculo simplificados, em concordância com a atual norma em vigor na Europa, a EN 1994-1-2 (2011).

5.1 Resistência ao fogo de colunas tubulares mistas com secção quadrada e retangular

Os tempos críticos registados nas colunas são um importante fator de análise, que permite efetuar um confronto de resultados, entre os obtidos a nível experimental e os registados a nível numérico, e assim conhecer a resistência ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, bem como compreender quais os parâmetros que influenciam a sua resistência.

- O valor do nível de carga aplicado ao elemento assume uma considerável influência na definição do seu tempo crítico, sendo que quanto menor for o nível de carga aplicado na coluna, maior será o tempo crítico registado, logo maior a sua resistência ao fogo;

-
- A esbelteza do elemento influencia a definição do seu tempo crítico em caso de incêndio, sendo que quanto maior for a dimensão da secção transversal da coluna – menor esbelteza – melhor será a sua resposta estrutural ao fogo;
 - O coeficiente de rigidez do pórtico de restrição estrutural não contribui de forma significativa na definição do tempo crítico de colunas tubulares mistas de aço e betão em situação de incêndio, ainda que influencie o seu comportamento estrutural;
 - Um aumento da rigidez da estrutura periférica conduz a um aumento das forças de restrição à dilatação térmica geradas no elemento em análise;
 - Um aumento da rigidez da estrutura periférica conduz a uma redução dos deslocamentos axiais registados na coluna;
 - A dilatação térmica do elemento aumenta de forma considerável com o aumento das dimensões da sua secção transversal, devido à existência de uma maior área de secção dos materiais que o constituem;
 - O principal modo de instabilidade registado nas colunas em análise foi o efeito de encurvadura global, no entanto, na coluna de dimensão 350x150 mm foi verificada a ocorrência de encurvadura local, como resultado da sua maior esbelteza relativa;
 - As colunas tubulares mistas de aço e betão, de secção quadrada e retangular, nas quais os cantos da secção se encontram bem definidos, apresentam uma distribuição da temperatura consideravelmente superior nestas zonas da secção.

O modelo numérico desenvolvido e refinado na presente dissertação apresenta um elevado nível de complexidade, sendo que a caracterização do comportamento estrutural dos diferentes materiais constituintes do elemento é de grande importância na definição de uma abordagem de cálculo adequada e realista.

O modelo de transferência de calor desenvolvido garante uma excelente concordância de resultados, em comparação com a distribuição da temperatura registada nos diferentes elementos constituintes das colunas tubulares de aço e betão, obtida a nível experimental.

A validação e calibração do modelo de cálculo computacional aqui desenvolvido, com um erro médio de 9.4% para o tempo crítico registado nas colunas, em comparação com os respetivos ensaios experimentais, demonstra que este pode ser considerado como uma importante ferramenta de cálculo em estudos paramétricos futuros, para colunas tubulares mistas com diferentes secções e avaliando diferentes parâmetros, contribuindo assim para a revisão dos atuais modelos de cálculo simplificado, presentes na norma em vigor, a EN 1994-1-2 (2011).

5.2 Comparação de resultados com a EN 1994-1-2 (2011)

O método de cálculo específico, exposto no capítulo 2 da presente dissertação e apresentado no Anexo H da EN 1994-1-2 (2011), apresenta um modelo analítico que permite determinar o valor de cálculo da resistência de uma secção tubular de aço preenchida com betão, em compressão axial e sujeita a uma situação de incêndio em todos os lados da sua secção transversal.

Confrontando os resultados obtidos para os valores de cálculo da carga de encurvadura com os definidos experimentalmente e determinado o erro médio registado - 41% - é possível de concluir que o dimensionamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço e betão, de acordo com a EN 1994-1-2 (2011), determina resultados pouco conservadores e inadequados à realidade, não garantindo a segurança essencial ao dimensionamento deste tipo de elementos.

5.3 Desenvolvimentos futuros

O modelo numérico desenvolvido e validado na presente dissertação pode vir a ser utilizado em estudos paramétricos futuros, como uma ferramenta de cálculo na análise termomecânica de colunas tubulares de aço preenchidas com betão, avaliando diferentes secções, bem como uma série de outros parâmetros ainda pouco estudados e conhecidos, contribuindo assim para a revisão da atual norma em vigor na Europa, a EN 1994-1-2 (2011).

Colunas de maior esbelteza, bem como colunas de dupla pele, com um perfil tubular metálico duplo, e colunas com núcleos internos em aço devem vir ser alvo de uma especial atenção por parte da comunidade científica, com o intuito de investigar a resistência ao fogo destes elementos e assim, estender os modelos numéricos já desenvolvidos a uma série de colunas com secções e características inovadoras e cada vez mais solicitadas nos dias de hoje.

O autor da presente dissertação sugere ainda que em estudos futuros sejam tidos em consideração diferentes coeficientes de restrição axial e rotacional do pórtico estrutural, adequados à realidade, bem como a aplicação de cargas excêntricas e concêntricas nos elementos e a utilização de aço inox no perfil tubular metálico de diferentes colunas tubulares mistas de aço e betão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS (2010). "Abaqus User's Manual - Version 6.10", Dassault Systèmes Simulia Corp, Providence, RI, USA.

Aribert, J. M., Renauld, C., Zhao, B. (2008). "Simplified fire design for composite hollow section columns." *Struct. Build.*, Vol. 161, pp. 325-336.

Capilla, A. (2012). "Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns". Doctoral Thesis, Department of Construction Engineering and Civil Engineering Projects, Valencia.

Correia, A. J. M. e Rodrigues, J. P. C. (2011). "Fire resistance of partially encased steel columns with restrained thermal elongation." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 593-601.

Correia, A. J. M., Rodrigues, J. P. C., Vila Real, P. (2014). "Thermal bowing on steel columns embedded on walls under fire conditions." *Fire Safety Journal*, Vol. 67, pp. 53-69.

DBJ13-51-2003 (2003). Technical specification for concrete-filled steel tubular structures, Fuzhou: The Construction Department of Fujian Province, China.

EN 1991-1-2 (2010). Eurocode 1 - Action on structures. Part 1-2: General action - Actions on structures exposed to fire. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1992-1-2 (2010). Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1993-1-1 (2010). Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1993-1-2 (2010). Eurocode 3 - Design of steel structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1994-1-1 (2011). Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

EN 1994-1-2 (2011). Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules: Structural fire design. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

Espinos, A., Romero, M. L., Hospitaler, A. (2010). "Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, pp. 1030-1046.

Espinos, A., Romero, M. L., Serra, E., Hospitaler, A. (2015). "Experimental investigation on the fire behavior of rectangular and elliptical slender concrete-filled tubular columns." *Thin-Walled Structures*, Vol. 93, pp. 137-148.

Guo, L., Zhang, S., Kim, W., Ranzi, G. (2007). "Behaviour of square hollow steel tubes and steel tubes filled with concrete." *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, pp. 961-973.

Han, L. H., Li, W., Bjorhovde, R. (2014). "Developments and advanced application of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 100, pp. 211-228.

Han, L. H., Yang, Y. F., Xu, L. (2003). "An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, pp. 427-452.

Kodur, V. K. R. (1999). "Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, pp. 21-36.

Martins, A. M. B., Rodrigues, J. P. C. (2010). "Fire resistance of reinforced concrete columns with elastically restrained thermal elongation." *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 330-337.

Pires, A. C., Rodrigues, J. P. C., Silva, J. J. R. (2012). "Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 77, pp. 82-94.

Rodrigues, J. P. C., Correia, A. J. M., Pires, A. C. (2015). "Behaviour of composite columns made of totally encased steel sections in fire." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 105, pp. 97-106.

Romero, M. I., Moliner, V., Espinos, A., Ibanez, C., Hospitaler, A. (2011). "Fire behavior of axially loaded slender high strength concrete-filled tubular columns." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 67, pp. 1953-1965.

Sewel, J. S. (1902). "Columns for buildings" *Engineering news* 48 (1902), pp. 36-39.

Yang, H., Liu, F., Gardner, L. (2013). "Performance of concrete-filled RHS columns exposed to fire on 3 sides." *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 1986-2004.

Yin, J., Zha, X., Li, L. (2006). "Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, pp. 734-729.