



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

Francisco Martim Pereira Santos

**MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO  
AO FOGO DE COLUNAS MISTAS DE SECÇÃO  
CIRCULAR DE DUPLA-PELE E DUPLO-TUBO**

**Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de  
Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor João Paulo  
Correia Rodrigues e pela Professora Doutora Aline Lopes Camargo e  
apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de  
Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.**

outubro de 2021

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra  
Departamento de Engenharia Civil

Francisco Martim Pereira Santos

# Modelação Numérica do Comportamento ao Fogo de Colunas Mistas de Secção Circular de Dupla- Pele e Duplo-Tubo

## Numerical Modeling of the Fire Behavior of Double-Skin and Double-Tube Circular Composite Columns

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,  
orientada pelo Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues e pela Professora Doutora Aline Lopes Camargo

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

outubro de 2021



UNIVERSIDADE D  
COIMBRA

## AGRADECIMENTOS

Começo por expressar toda a minha gratidão a todas as pessoas que de uma forma ou de outra me motivaram e ajudaram a evoluir ao longo desta dissertação de mestrado.

Assim quero começar por agradecer ao meu orientador Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues a forma como sempre me acolheu e me apoiou nas minhas dúvidas e incertezas, a sua disponibilidade e todo o incentivo que dele recebi para fazer a minha dissertação e a procurar a excelência.

À minha coorientadora Engenheira e Arquitecta Doutora Aline Lopes Camargo quero agradecer também todo o apoio e disponibilidade que sempre manifestou, por tudo o que me ensinou, pelas dúvidas sanadas, e pela ajuda inestimável na estruturação e orientação desta minha dissertação.

Ao Engenheiro Rúben Lopes quero agradecer todos os obstáculos e dúvidas que dia e noite me ajudou a superar, pelo muito que com ele aprendi, pelo seu grau de exigência na procura de excelência e por tudo aquilo que com ele evoluí, o meu bem-haja.

Ao meu caro amigo e colega João Sousa não posso deixar de agradecer também a inspiração, o apoio e a amizade manifestada ao longo de todo o nosso percurso académico, e pelo facto de ter sido ele o inspirador na escolha do tema desta minha dissertação de mestrado.

Aos meus pais, Luís Jorge Santos e Cecília Jesus Pereira, meus melhores amigos, eu quero agradecer todo o apoio que sempre me deram e por estarem sempre ao meu lado.

À minha querida namorada Mariana Guerra quero agradecer a sua presença na minha vida e todo o apoio, paciência que sempre me deu, nos bons e maus momentos, um enorme bem-haja por tudo.

Por último, à minha restante família, inestimáveis colegas e amigos quero agradecer a amizade e todos os momentos vividos e o que muito convosco aprendi.

Um enorme bem-haja a todos.

## RESUMO

Nos últimos anos, a utilização de elementos mistos de aço e betão tornou-se cada vez mais popular, em particular as colunas mistas de perfil tubular de aço preenchidas com betão. A dispensa de cofragens, maior capacidade resistente axial e as reduzidas dimensões da secção transversal são algumas das razões para o sucesso deste tipo de coluna. Porém, num mercado onde se constrói edifícios cada vez mais altos, a utilização de elementos esbeltos implica a existência de soluções que assegurem sua capacidade resistente não só em temperatura ambiente como também em situação de incêndio. Na busca deste tipo de soluções, surgiram estudos experimentais e numéricos em colunas mistas de duplo-tubo, uma variação das colunas mistas de dupla-pele já utilizados em situação de sismo. As colunas de dupla-pele são compostas por dois tubos de aço, um externo e outro interno, com o anel entre eles preenchido por betão, enquanto nas colunas de duplo-tubo a secção é completamente preenchida por betão. Desta forma, nas colunas de duplo-tubo, o núcleo de betão e o tubo interno podem proporcionar uma maior capacidade resistente em situação de incêndio, visto que se encontram submetidos a temperaturas relativamente mais baixas que o tubo externo e o anel de betão. O trabalho consiste numa análise numérica, pelo Método de Elementos Finitos, de colunas de dupla-pele e duplo-tubo em situação de incêndio e que tinham sido ensaiados anteriormente na Universidade de Coimbra. Os estudos experimentais e numéricos tiveram como objetivo analisar o nível de carregamento e a rigidez axial e rotacional em situação de incêndio. Os resultados numéricos são então comparados com os resultados experimentais para se validar o modelo, analisando os deslocamentos axiais e as forças de restrição, e a influência de diversos parâmetros na capacidade de resposta do modelo.

**Palavras-chave:** coluna mista; fogo; duplo-tubo; dupla-pele; simulação numérica.

## ABSTRACT

In recent years, the use of composite elements of steel and concrete has become increasingly popular, in particular concrete filled steel tubular composite columns. Dispensing with formwork, greater axial strength and reduced cross-sectional dimensions are some of the reasons for the choice of this type of columns. However, in a market where increasingly taller buildings are built, the use of slender elements implies the existence of solutions that ensure their loadbearing capacity not only at ambient temperature but also in a fire situation. In the search for this type of solutions, experimental and numerical studies on double-tube composite columns emerged, a variation of the double-skin composite columns already used for earthquake situation. The double-skin columns are composed of two steel tubes, one external and the other internal, with the ring between them filled with concrete, while in the double-tube columns the section is completely filled with concrete. Thus, in double-tube columns, the concrete core and the inner tube can provide a greater loadbearing capacity in a fire situation, as they are subjected to relatively lower temperatures than the outer tube and the concrete ring. The work consists in a numerical analysis, using the Finite Element Method, of double-skin and double-tube columns fire tested some years ago at the University of Coimbra. The experimental and numerical studies aimed to analyze the influence of the loading level and axial and rotational stiffness in fire situation. The numerical results are then compared with the experimental results to validate the model, the axial displacements and restraint forces, and the influence of several parameters on the responsiveness of the model are analyzed.

**Keywords:** composite column; fire; double-tube; double-skin; numerical simulation.

---

## ÍNDICE

Agradecimentos .....	i
Resumo .....	ii
Abstract.....	iii
Índice .....	iv
Índice de Figuras .....	vi
Índice de Tabelas .....	ix
Abreviaturas.....	x
Simbologia.....	xi
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento Geral .....	1
1.2 Objetivos da dissertação .....	2
1.3 Estrutura da dissertação .....	3
2 Estado da arte .....	5
2.1 Introdução .....	5
2.2 Colunas mistas de aço e betão à temperatura ambiente.....	5
2.3 Colunas mistas de secção de tubular sujeitas a altas temperaturas.....	9
2.4 Colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele sujeitas a altas temperaturas .....	15
2.5 Análise de Benchmark.....	28
2.6 Considerações finais .....	32
3 Modelação numérica de colunas de duplo-tubo e dupla-pele sujeitas a altas temperaturas	33
3.1 Introdução .....	33
3.2 Ensaios experimentais .....	33
3.2.1 Sistema experimental.....	33
3.2.2 Provetes .....	36
3.2.3 Plano de ensaios.....	38
3.3 Modelos numéricos.....	39

---

3.3.1	Geometria .....	39
3.3.2	Propriedades dos materiais .....	39
3.3.3	Procedimento da análise .....	46
3.3.4	Interações entre os materiais.....	48
3.3.5	Condições de carregamento e de fronteira .....	49
3.3.6	Malha .....	50
4	Análise de resultados.....	53
4.1	Temperaturas .....	53
4.2	Forças de restrição .....	56
4.3	Deslocamento axial.....	60
4.4	Considerações finais .....	65
5	Conclusões e desenvolvimentos futuros .....	66
5.1	Conclusões.....	66
5.2	Desenvolvimentos futuros .....	67
	Referências Bibliográficas.....	68
	Lista de Web Sites Visitados .....	72

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – a), b) e c) secções revestidas, d), e) e f) secções preenchidas (EN 1994-1-1:2004)	6
Figura 2.2 - Confinamento do betão para os diferentes tipos de secção (Adaptado de Nardin, 1999, <i>apud</i> Branco, 2017)	8
Figura 2.3 - Edificações onde foram aplicadas colunas mistas de secção circular e quadrada: (a) First City Tower, Houston, Tx (Fonte: houstonarchitecture.com); (b) Exchange Plaza, Perth (Fonte: Skyscrapercenter.com); (c) Bank of China, Hong Kong (Fonte: Pintrest.com); (d) Comerica Bank Tower, Dallas (Fonte: Wikipedia.com)	8
Figura 2.4 – Expansão axial das colunas mistas de secção tubular preenchidas com betão durante a exposição ao incêndio padrão (adaptado de Kodur, 1998)	10
Figura 2.5 – Deformação axial de colunas mistas preenchidas com diferentes tipos de betão expostas ao fogo, (adaptado de Kodur, 1999)	11
Figura 2.6 – Efeito do tipo de preenchimento de betão (NSC – betão normal, HSC – betão de alta resistência, HFC - betão de alta resistência reforçado com fibras de aço e HRC – betão armado de alta resistência) em colunas mistas CFST, (adaptado de Kodur, 2006)	14
Figura 2.7 – Combinações e dimensões de colunas CFDST (adaptado de Zhao <i>et al.</i> , 2010, <i>apud</i> Zhao e Han, 2006)	16
Figura 2.8 – Ensaio à temperatura ambiente: a) dimensões das secções transversais; b) pormenor das várias secções transversais (Romero <i>et al.</i> , 2015)	18
Figura 2.9 – Resultados experimentais dos ensaios: a) temperatura ambiente; b) altas temperaturas, (adaptado de Romero <i>et al.</i> , 2015)	19
Figura 2.10 – Dimensões da secção transversal utilizado no estudo paramétrico (Série 1): a) CFST; b) CFDTST; c) CFST-HEB; d) CFSTES (Espinós <i>et al.</i> , 2016)	20
Figura 2.11 – Dimensões das secções transversais utilizadas no estudo paramétrico (Série 2): a) CFDTST; b) CFST-HEB; c) CFSTES (Espinós <i>et al.</i> , 2016)	21
Figura 2.12 -Tipo de secções transversais das colunas e respetivo posicionamento dos termopares (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2019)	22
Figura 2.13 – Forças de restrição para 30% do nível de carregamento – influência da restrição a) – $K_l$ e b) – $K_h$ - (Camargo <i>et al.</i> , 2019)	24
Figura 2.14 – Forças de restrição para a restrição mínima – influência do nível de carregamento - (Camargo <i>et al.</i> , 2019)	24
Figura 3.1- Forno de ensaios pronto a ser utilizado: a) constituintes; b) vista esquemática. (Correia <i>et al.</i> , 2013, <i>apud</i> Camargo, 2019)	34
Figura 3.2 – Diferentes configurações do pórtico de restrição para diferentes valores da rigidez da estrutura circundante. (Correia <i>et al.</i> , 2013, <i>apud</i> Camargo, 2019)	35



---

Figura 3.3 – Dispositivo para medir as forças geradas pela imposição da restrição. (Correia e Rodrigues, 2012) .....	36
Figura 3.4 – Representação esquemática das secções ensaiadas (Camargo, 2019) .....	37
Figura 3.5 - Calor específico do aço em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005) .....	40
Figura 3.6 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005)	41
Figura 3.7 - Variação da massa volúmica do betão em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005).....	42
Figura 3.8 – Calor específico do betão em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005).....	42
Figura 3.9 – Condutibilidade térmica do betão em função da temperatura (NF 1992-1-2/NA) .....	43
Figura 3.10 – Expansão térmica do betão em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004) ....	43
Figura 3.11 – Modelo matemático para as relações tensões-extensões do aço estrutural a temperaturas elevadas e modelo de parametrização proposto (EN 1994-1-2:2005) .....	45
Figura 3.12 – Diagrama de tensão-extensão do aço em função da temperatura .....	46
Figura 3.13 – Vista do modelo numérico da coluna com as molas de rigidez axiais e rotacionais.....	49
Figura 3.14 – Elementos finitos tridimensionais para os modelos das colunas de duplo-tubo e de dupla-pele.....	51
Figura 3.15 – Elementos finitos tridimensionais para as chapas de extremidade das colunas.	51
Figura 4.1 Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30 .....	53
Figura 4.2 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30 .....	54
Figura 4.3 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50 .....	54
Figura 4.4 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30.....	55
Figura 4.5 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30.....	55
Figura 4.6 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50.....	56
Figura 4.7 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30 .....	57
Figura 4.8 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30 .....	57
Figura 4.9 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50 .....	58
Figura 4.10 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30 .....	59

---

---

Figura 4.11 - Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30 .....	59
Figura 4.12 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50 .....	60
Figura 4.13 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30 .....	61
Figura 4.14 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30 .....	62
Figura 4.15 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50 .....	62
Figura 4.16 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30 .....	63
Figura 4.17 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30 .....	64
Figura 4.18 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50 .....	64

---

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades das colunas e resultados dos ensaios (adaptado de Romero <i>et al.</i> , 2015).....	19
Tabela 2.2 – Programa de ensaios (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2019).....	23
Tabela 2.3 – Tempos Críticos (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2019) .....	25
Tabela 2.4 – Comparativo dos resultados dos ensaios experimentais com os valores obtidos através dos métodos analíticos referidos para o tempo crítico (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2019).....	27
Tabela 2.5 – Comparativo dos resultados dos ensaios experimentais com os valores obtidos através dos métodos analíticos para o tempo de rotura último (adaptado de Camargo <i>et al.</i> , 2019).....	28
Tabela 2.6 – Parâmetros e conclusões dos diversos autores.....	29
Tabela 3.1 - Propriedades do betão normal (Camargo, 2019).....	38
Tabela 3.2 - Plano de ensaios (Camargo, 2019).....	38
Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios (Camargo, 2019).....	44
Tabela 3.4 - Fatores de redução $k_{E,\theta}$ do módulo de elasticidade (Camargo, 2019) .....	44
Tabela 3.5 - Fatores de redução $k_{y,\theta}$ da tensão de cedência (Camargo, 2019) .....	45
Tabela 3.6 – Parâmetros para o modelo térmico .....	47
Tabela 3.7 - Malha e tipos de elementos finitos usados nos modelos numéricos .....	52

## ABREVIATURAS

CFST – *Concrete-filled steel tube* (Coluna tubular de aço preenchida com betão)

CFST-HEB – *Concrete-filled steel tube with inner HEB profile* (Coluna tubular de aço com perfil HEB interno preenchida com betão)

CFDST – *Concrete-filled double skin steel tubular column* (Coluna tubular de aço de dupla-pele preenchida com betão)

CFSTES – *Concrete-filled steel tube with embedded steel core* (Coluna tubular de aço com nucleo de aço preenchida com betão.)

CFDTST – *Concrete-filled double tube steel tubular column* (Coluna tubular de aço de duplo-tubo preenchida com betão)

CHS – *Circular hollow section* (Secção circular oca)

FC – *Fiber-reinforced concrete* (Betão reforçado com fibras de aço)

HFC – *High strength fiber-reinforced concrete* (Betão de alta resistência reforçado com fibras de aço)

HRC – *High strength bar-reinforced concrete* (Betão de alta resistência armado)

HSC – *High strength concrete* (Betão de alta resistência)

LWC – *Lightweight concrete* (Betão leve)

NSC – *Normal strength concrete* (Betão de resistência normal)

PC – *Plain concrete* (Betão normal)

RC – *Bar-reinforced concrete* (Betão normal armado)

RSI – *Residual strength ratio* (Rácio residual da resistência)

SCC – *Self-consolidation concrete* (Betão auto-compactável)

SHS – *Square hollow section* (Secção quadrada oca)

## SIMBOLOGIA

### *Letras Maiúsculas*

$A$	área da secção transversal
$A_a$	área de aço, tubo externo
$A_c$	área de betão
$A_s$	área da armadura, tubo interno
$D_{ext}$	diâmetro do tubo externo
$D_{int}$	diâmetro do tubo interno
$E_a$	módulo de elasticidade do aço estrutural, tubo externo, à temperatura ambiente
$E_c$	módulo de elasticidade secante inicial do betão em temperatura ambiente
$E_{c,\theta}$	módulo de elasticidade do betão a altas temperaturas
$E_{a,\theta}$	módulo de elasticidade do aço a altas temperaturas
$E_s$	módulo de elasticidade do aço da armadura (tubo interno) em temperatura ambiente
$I_a$	momento de inércia da secção transversal do perfil de aço (tubo externo)
$I_c$	momento de inércia da secção transversal do betão não fendilhado
$I_s$	momento de inércia da secção transversal da armadura (tubo interno)
$K_1, K_2$	conjunto de valores da rigidez da estrutura circundante
$L$	comprimento da coluna
$N_{ed}$	carregamento crítico elástico em temperatura ambiente

---

$N_{fi,cr}$	carregamento crítico elástico em situação de incêndio
$N_{fi,pl,Rd}$	força axial de plastificação de cálculo em situação de incêndio
$N_{Rd}$	força axial de compressão resistente de cálculo à temperatura ambiente
$P$	força aplicada na coluna
$P_0$	força inicial aplicada na coluna

*Letras Minúsculas*

$b_0$	largura da seção mista
$c_{a,\theta}$	calor específico do aço a altas temperaturas
$c_{c,\theta}$	calor específico do aço a altas temperaturas
$d_0$	altura da seção mista
$f_{cd}$	tensão de rotura de cálculo do betão à compressão à temperatura ambiente
$f_{ck}$	tensão de rotura característica do betão à compressão à temperatura ambiente
$f_{ck,\theta}$	tensão de rotura característica do betão à compressão a altas temperaturas
$f_y$	tensão de cedência do aço à temperatura ambiente
$f_{yd}$	tensão de cedência de cálculo do aço à temperatura ambiente
$k_a$	rigidez axial da estrutura circundante
$k_r$	rigidez rotacional da estrutura circundante
$r_{i,ext}$	raio interno do tubo externo
$r_{i,int}$	raio interno do tubo interno

---

$t_{ext}$	espessura do tubo externo
$t_{int}$	espessura do tubo interno
$t_{anel}$	espessura do anel de betão

### *Letras Gregas*

$\alpha_k$	nível de restrição axial na coluna
$\chi$	fator de redução associado à resistência à compressão
$\eta_{fi}$	nível de carregamento
$\varphi_{i,\theta}$	coeficiente de redução específico do material
$\lambda$	parâmetro de esbelteza à temperatura ambiente
$\lambda_{a,\theta}$	condutibilidade térmica do aço a altas temperaturas
$\lambda_{c,\theta}$	condutibilidade térmica do betão a altas temperaturas
$\lambda_0$	índice de esbelteza reduzida para barras comprimidas à temperatura ambiente
$\lambda_{0,fi}$	índice de esbelteza reduzida para barras comprimidas a altas temperaturas
$\theta$	temperatura
$\theta_a$	temperatura do aço (tubo externo)
$\theta_c$	temperatura do betão
$\theta_s$	temperatura da armadura (tubo interno)
$\rho_{c,\theta}$	massa volúmica do betão a altas temperaturas
$\varepsilon$	deformação

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento Geral

A utilização de alvenarias constitui a solução construtiva mais antiga, que remonta à mais longínqua antiguidade, com a exceção de alguns casos pontuais onde se utilizava cimento pozolânico, composto por calcário e areias vulcânicas reativas. A utilização deste tipo de cimento ocorria em edifícios em que a arquitetura o impunha, designadamente na edificação de cúpulas de basílicas romanas (Carvalho, 2009).

Com a Revolução Industrial, entre o final do século XVIII e início do século XIX, o cimento Portland, tal como o ferro e depois o aço, foram sendo gradualmente introduzidos na construção de edificações. Mais tarde, a Segunda Guerra Mundial fez com que as grandes potências mundiais (Estados Unidos da América e Europa) mergulhassem numa grave crise económica e financeira. Isto criou condições ideais para a utilização massiva do cimento Portland, devido à facilidade de produção, utilização em obra e baixos custos de produção, permitindo ainda ganhos de produtividade consideráveis face a outros materiais até então utilizados. Tudo isto deu lugar a um desenvolvimento arquitetónico que se traduziu em novos padrões e a métodos construtivos com elementos estruturais mais esbeltos (Kaefer, 1998).

Portugal acompanhou esta evolução e a respetiva regulamentação legal, com a publicação em 1929 do primeiro código de dimensionamento de estruturas em aço (REAE - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios) e em 1935 do primeiro código de dimensionamento de estruturas de betão armado (REBAP - Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-esforçado), posteriormente atualizados em 1965 e 1986 e em 1967 e 1983, respetivamente. A par destes diplomas legais surgiu ainda um outro diploma não menos importante, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Contudo, nenhum deles regulamentava métodos de cálculo para estruturas mistas, os quais só na última atualização do REBAP, em 1983, foram referenciados. As estruturas mistas são constituídas por aço e betão em que o perfil de aço trabalha em conjunto com o betão, praticamente sem escorregamento relativo entre os dois materiais nas superfícies de contato e com uma capacidade de resistência às cargas mecânicas superior às estruturas de betão armado ou apenas de aço.

Na Europa surgiram os Eurocódigos que compilam grande parte da legislação aplicável aos mais variados setores da engenharia civil. Na legislação nacional, através da introdução da Norma Portuguesa EN 1994 (Eurocódigo 4), passou a existir o primeiro código específico para o dimensionamento de estruturas mistas de aço e betão.



Tal norma encontra-se estruturada em três partes. A parte 1-1 descreve as regras gerais e regras para edifícios; a parte 1-2 fala sobre as verificações de segurança em situação de incêndio e a parte 2 versa sobre as regras gerais e regras para pontes.

O crescimento exponencial de estruturas mistas aço-betão em todo o mundo, especialmente na zona este da Ásia devido à sua elevada sismicidade, despoletou o estudo do seu comportamento ao fogo, o qual é residual quando comparado com o das estruturas de betão armado ou em aço.

Nos edifícios constituídos por estruturas mistas é usual a utilização de colunas tubulares de aço preenchidas com betão (CFST), as quais são geralmente constituídas por um perfil de aço de secção tubular preenchido com betão sem proteção externa ao fogo. Tais colunas são economicamente mais vantajosas em relação às colunas de aço em virtude da ausência de material de proteção contra incêndio. Contudo, segundo Romero *et al.* (2011), para colunas esbeltas, onde a secção de betão é reduzida, torna-se necessária a busca de soluções mais seguras para situações de incêndio. Razão pela qual, tem sido crescente o interesse por novas alternativas capazes de apresentar melhor o comportamento ao fogo, entre as quais, a mudança do betão de preenchimento (betão de alta resistência, betão reforçado com fibras de aço, betão leve, betão auto-compactável), novas formas de configurar a secção transversal e a distribuição do aço dentro da coluna. As mais recentes soluções construtivas de colunas mistas atualmente em estudo são as colunas tubulares mistas de secção elítica, de núcleo maciço e de duplo-tubo e dupla-pele.

As colunas tubulares de aço de duplo-tubo preenchidas com betão (CFDTST), constituídas por dois tubos de aço concêntricos completamente preenchidas com betão e as colunas tubulares de aço de dupla-pele preenchidas com betão (CFDST), constituídas por dois tubos de aço concêntricos parcialmente preenchidas com betão constituem o objeto do presente estudo em situação de incêndio.

## 1.2 Objetivos da dissertação

O principal objetivo deste trabalho foi desenvolver um modelo numérico para estudar o comportamento de colunas de dupla-pele e duplo-tubo sujeitas a altas temperaturas, assim em situação de incêndio.

Este estudo surge na sequência de uma série de ensaios experimentais em colunas de dupla-pele e duplo-tubo a altas temperaturas, realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, levado a cabo por Camargo (2019). Foi desenvolvido um modelo numérico recorrendo ao *software* de elementos finitos Abaqus 6.14-5 que pretende analisar a influência de determinados parâmetros no comportamento ao fogo, nomeadamente,

os tipos de restrição impostos nas colunas, tais como, a restrição axial e rotacional e a influência do nível de carregamento aplicado.

O modelo numérico foi calibrado e validado de acordo com os resultados obtidos por Camargo (2019), tendo em vista os carregamentos de restrição e o deslocamento axial. Uma vez o modelo calibrado, o mesmo poderá ser utilizado para alargar as simulações realizadas neste tipo de solução e para o desenvolvimento futuro de simulações paramétricas em colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele, com características diferentes das inicialmente estudadas.

Conhecendo com exatidão o comportamento destas colunas ao fogo, é possível apresentar soluções do ponto de vista arquitetónico mais modernas, métodos de dimensionamento mais sofisticados e conseqüentemente, processos construtivos mais eficientes.

### **1.3 Estrutura da dissertação**

A presente dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos distintos, através dos quais se procura fazer uma abordagem abrangente das principais temáticas relacionadas com as colunas tubulares mistas de duplo-tubo e dupla-pele, em situação de incêndio.

Assim, no capítulo 1 dedicado à introdução, procura dar-se uma breve visão da génese e da evolução histórica das estruturas mistas na edificação de infraestruturas arquitetónicas e de engenharia civil e bem ainda, de quais os objetivos a alcançar com a presente dissertação.

No capítulo 2 dedicado ao estado da arte, procura apresentar-se, ainda que de forma sucinta, as referências bibliográficas e de trabalhos de investigação usados como suporte na realização da presente dissertação, fazendo alusão aos principais trabalhos científicos realizados nesta área a nível experimental e a nível numérico. Neste contexto, apresentam-se as principais particularidades do comportamento das colunas mistas à temperatura ambiente e numa segunda fase e de forma mais específica, analisou-se o comportamento ao fogo das colunas tubulares mistas preenchidas com betão (CFST). Por último, foi feita uma abordagem do comportamento ao fogo das colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo (CFDST e CFDTST), com recurso à principal bibliografia atualmente existente.

No capítulo 3, fazendo uso do *software* Abaqus 6.14-5, fez-se a caracterização dos modelos numéricos do comportamento ao fogo das colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo (CFDST e CFDTST), estudo este desenvolvido no seguimento da campanha experimental de resistência ao fogo em colunas de dupla-pele e duplo-tubo de secção circular, restringidas axial e rotacionalmente, realizados por Camargo *et al.* (2017 e 2019) e Camargo (2019). Inicialmente descreveu-se os ensaios experimental realizados por Camargo (2019), concretamente o sistema experimental adotado, os provetes e o plano de ensaios. De seguida, abordou-se os temas que

---

são o objeto de estudo nesta dissertação, descrevendo-se os modelos numéricos quanto à sua geometria, propriedades dos materiais, procedimento de ensaios, interações entre os materiais constituintes das colunas, condições de carregamento e de fronteira e malha adotada.

O capítulo 4 apresenta o estudo comparativo entre os resultados dos ensaios experimentais e os resultados dos modelos numéricos, a nível das temperaturas, das forças de restrição ( $P/P_0$ ) e dos deslocamentos axiais. Tal estudo comparativo comporta ainda uma análise crítica, modelo a modelo, sobre as eventuais divergências de resultados.

O capítulo 5 encerra a presente dissertação apresentando as conclusões finais obtidas do estudo realizado, fazendo uma análise crítica de tais resultados, deixando em aberto a possibilidade de novos estudos de investigação nesta área.

## 2 ESTADO DA ARTE

### 2.1 Introdução

Este estado de arte apresenta uma pesquisa bibliográfica sobre colunas mistas constituídas por perfis tubulares de aço com o núcleo preenchido com betão, sujeitos a altas temperaturas.

Primeiramente apresenta-se algumas considerações gerais que são inerentes às colunas mistas de aço-betão (CFST - Coluna tubular de aço preenchido com betão), à temperatura ambiente. Aborda-se as diversas formas e particularidades que este tipo de coluna assume, bem como as diversas vantagens que estas têm para as mais importantes temáticas relacionadas com a engenharia civil. Seguidamente refere-se os mais importantes estudos de colunas CFST sujeitas a altas temperaturas, e quais os parâmetros que mais condicionam o seu comportamento ao fogo, nomeadamente os tipos de betão de preenchimento, espessuras dos tubos, geometria da secção, nível de carregamento, entre outros.

Posteriormente abordam-se as colunas mistas de duplo-tubo (CFDTST - Coluna tubular de aço de duplo-tubo preenchida com betão) e as colunas mistas de dupla-pele (CFDST - Coluna tubular de aço de dupla-pele preenchida com betão), os efeitos das restrições axial e rotacional e os tipos de betão de preenchimento do núcleo bem como a sua influência no comportamento ao fogo da coluna. Esta abordagem tem como objetivo perceber quais os ganhos e perdas deste tipo de solução inovadora e cada vez mais usual, face às secções mistas mais antigas e tradicionais.

Embora a pesquisa bibliográfica tenha partido da revisão de colunas tubulares mistas preenchidas com betão, o foco recai na pesquisa relacionada das colunas mistas de dupla-pele e duplo-tubo, analisando o que já se conhece sobre esta nova tipologia de coluna e como se pode avançar.

### 2.2 Colunas mistas de aço e betão à temperatura ambiente

As colunas mistas aço-betão consistem num sistema misto em que o perfil de aço trabalha em conjunto com o núcleo de betão, armado ou não, no seu interior, com o escorregamento relativo entre os dois materiais praticamente nulo. No que trata a colunas mistas de aço betão, estas podem ser classificados em dois grupos distintos: as colunas revestidas e as colunas preenchidas. As colunas revestidas são constituídas por um ou mais perfis metálicos revestidos por uma secção de betão, em que o betão confere proteção externa ao incêndio. Já as colunas preenchidas são normalmente constituídas por um perfil tubular de aço preenchido com betão,

em que o betão garante uma proteção interna ao fogo, por ter capacidade de absorver e dissipar calor proveniente do incêndio.

Uma coluna tubular mista de aço preenchida com betão (CFST – Coluna tubular de aço preenchida com betão) corresponde a um perfil tubular metálico preenchido com betão, que pode assumir várias formas, podendo receber betão normal, betão reforçado com fibras metálicas, betão armado e até mesmo um outro perfil metálico embebido no betão, como demonstra a figura 2.1. No caso da secção metálica interna assumir uma secção tubular, a coluna passa a denominar-se coluna tubular mista de dupla-pele ou de duplo-tubo, consoante existir betão dentro do tubo interno (duplo-tubo), para além do anel entre os dois tubos. A função essencial para este tipo de peças é resistir a esforços de compressão, dado o bom comportamento da união dos materiais aço e betão.

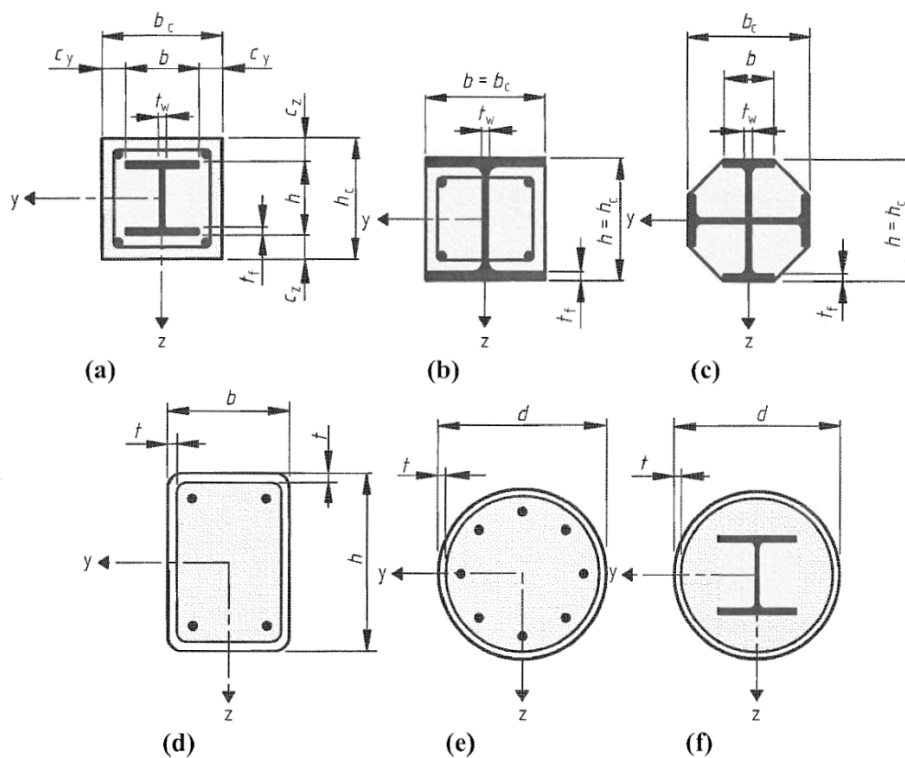


Figura 2.1 – a), b) e c) secções revestidas, d), e) e f) secções preenchidas (EN 1994-1-1:2004)

De uma maneira em geral, as estruturas mistas apresentam diversas vantagens relativamente às estruturas tradicionais construídas integralmente por betão ou aço. As principais vantagens são:

- **Engenharia:** conjugar os dois materiais mais usados em engenharia civil, para aproveitar as melhores características que os dois materiais podem oferecer, conseguindo uma solução com melhor desempenho e eficiência estrutural, e melhor estética.
- **Estrutural:** Uma das características mais relevantes de colunas mistas é a sua esbelteza, uma vez que é possível atingir grandes capacidades de carregamento para uma secção transversal de dimensões reduzidas (Espinosa *et al.*, 2011). O uso dos dois materiais em conjunto aumenta a rigidez da estrutura a forças horizontais (originados essencialmente pelo vento e sismo), reduzindo, por sua vez, problemas de instabilidade local e global. Este tipo de coluna tem boa resistência ao fogo, uma vez que o enchimento de betão retém o calor proveniente do incêndio, desta forma, é dispensado o uso de proteção do tubo metálico externo. (Chung *et al.*, 2008).
- **Sustentabilidade:** O tubo metálico exterior serve de cofragem para o betão, resultando numa redução substancial de custos de cofragens e de mão de obra necessária. Na fase construtiva, o tubo de aço exterior funciona como cofragem perdida. Tais factos aceleram o processo construtivo, garantindo uma execução sem desperdício e ecológica (Han *et al.*, 2003).

O confinamento provocado pelo tubo metálico ao núcleo de betão confere às colunas mistas de secção tubular preenchidas com betão uma resistência mais elevada, devido à interação dos dois materiais. As colunas mistas, quando sujeitas a um carregamento axial de compressão, desenvolvem pressões radiais na interface aço-betão. A resistência do elemento é influenciada diretamente pelo confinamento conferido ao betão. O acréscimo do grau de confinamento do núcleo de betão relaciona-se diretamente com uma série de fatores, como por exemplo: a espessura do perfil tubular metálico; a forma da secção transversal do perfil; a esbelteza da coluna; a excentricidade do carregamento aplicado e a resistência dos materiais (Abdalla, 2012).

Dos parâmetros supra referenciados, a forma da secção do perfil metálico é um dos fatores mais significativos, dado que o grau de confinamento do betão está diretamente relacionado com a secção considerada. Para os dois tipos de secções tubulares mais usuais, secções circulares e secções quadradas/retangulares, temos diferentes tipos de grau de confinamento do betão dentro da secção. Para as secções circulares o grau de confinamento é igual em todo o seu perímetro, por outro lado, nas secções quadradas, a presença de cantos origina concentrações de tensões, o que leva a um grau de confinamento do betão variável ao longo da secção (Abdalla, 2012). A figura 2.2 ilustra a variação do grau de confinamento do núcleo de betão para as secções supramencionadas.

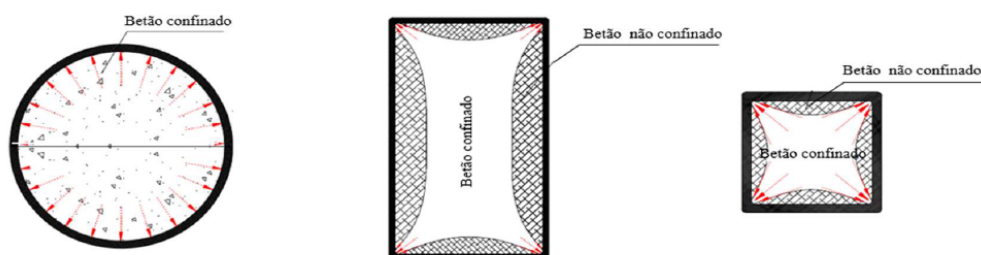


Figura 2.2 - Confinamento do betão para os diferentes tipos de secção (Adaptado de Nardin, 1999, *apud* Branco, 2017)

Dadas as vantagens deste tipo de solução (CFST), a sua utilização é cada vez mais popular nas edificações contemporâneas, nomeadamente em edifícios com grande desenvolvimento em altura (arranha-céus), em colunas de suporte de silos de armazenamento ou até pontes quer rodoviárias, quer ferroviárias. Estes elementos, aliados a betões de alta resistência, possibilitam secções com dimensões significativamente mais reduzidas do que elementos de betão armado, tornando-se em soluções mais interessantes do ponto de vista arquitetónico. A popularização deste tipo de soluções é cada vez maior, estendendo-se até aos continentes norte americano, europeu e asiático (Branco, 2017). A figura 2.3 apresenta alguns exemplos de obra executadas com colunas tubulares mistas.

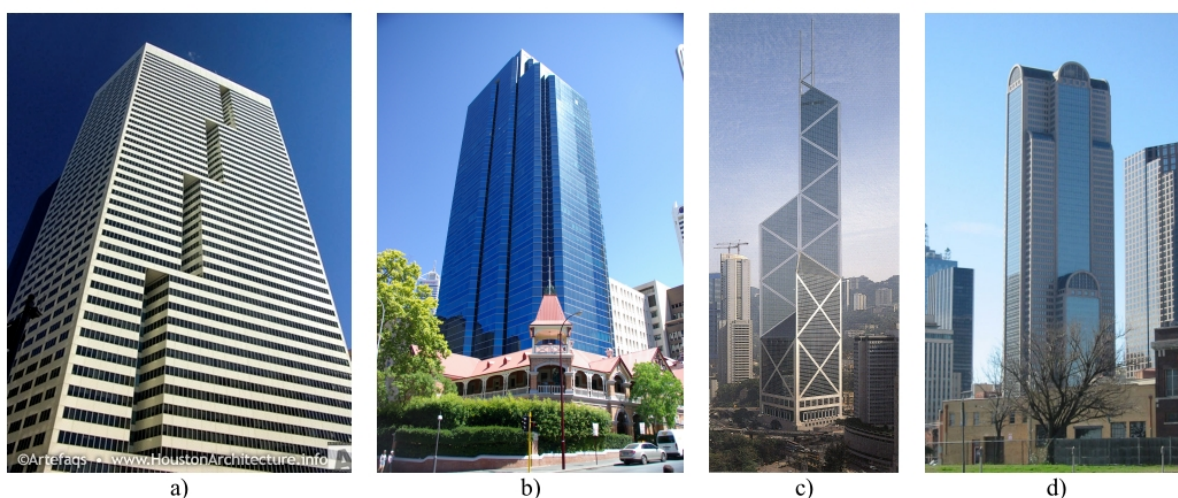


Figura 2.3 - Edificações onde foram aplicadas colunas mistas de secção circular e quadrada: (a) First City Tower, Houston, Tx (Fonte: houstonarchitecture.com); (b) Exchange Plaza, Perth (Fonte: Skyscrapercenter.com); (c) Bank of China, Hong Kong (Fonte: Pinterest.com); (d) Comerica Bank Tower, Dallas (Fonte: Wikipedia.com)

### 2.3 Colunas mistas de secção de tubular sujeitas a altas temperaturas

Em situação de incêndio, existem inúmeros trabalhos científicos, experimentais e numéricos, para colunas mistas de secção tubular circular preenchidas com betão. Da investigação experimental realizada até à data, destaca-se o estudo desenvolvido pelo NRCC - National Research Council of Canada, em parceria com o AISI - American Iron and Steel Institute (Kodur, 1999), os ensaios de Han *et al.* (2003), os ensaios de Romero *et al.* (2011) e os ensaios de Espinós *et al.* (2013). Como complemento dos ensaios experimentais, salienta-se os estudos numéricos realizados por Hong e Varma (2009) e Espinós *et al.* (2010). Relativamente aos efeitos de restrição ao alongamento térmico, Pires (2013) e Pires *et al.* (2012) apresentaram um estudo experimental, numérico e paramétrico de colunas mistas de secção circular preenchidas com betão e sujeitas altas temperaturas. Nele é salientado a importância das condições de fronteira, isto é, se a coluna está isolada ou inserida numa estrutura, dado que esta restrição desempenha um papel fundamental na sua estabilidade, dada as diferentes interações entre a coluna sujeita a altas temperaturas e a estrutura circundante fria. O aumento da rigidez quer axial, quer rotacional da estrutura circundante aumenta a magnitude das respetivas restrições. Embora a restrição axial diminua o tempo crítico (resistência ao fogo), a restrição rotacional aumenta (Pires, 2013).

Relativamente aos estudos realizados pelo NRCC, destacam-se os ensaios experimentais a colunas mistas de secção tubular, preenchidas com betão comum, betão armado e betão de alta resistência, além do betão reforçado com fibras de aço, bem como o estudo paramétrico, onde se recorre a simulações numéricas para determinar a influência do betão na capacidade de carregamento e resistência ao fogo das mesmas secções realizadas por Kodur, (1999) e Kodur e Fike, (2009). Cerca de setenta e cinco ensaios foram realizados em colunas de secção quadrada e circular com dimensões reais, com o propósito de avaliar a influência dos seguintes fatores: geometria da coluna, tipo de betão usado, resistência do betão e a intensidade do carregamento. No que diz respeito à variação das características geométricas do ensaio, nas colunas de secção circular o diâmetro do tubo oscilou entre 141 e 406mm, nas colunas de secção quadrada a largura variou de 152 a 305mm, e a espessura da parede para ambas as configurações geométricas variou entre 4,8 e 12,7mm. Todas as colunas tinham 3810mm de comprimento e o aço não recebeu qualquer tipo de proteção externa ao fogo.

No que diz respeito às ações impostas nas colunas durante os ensaios, o carregamento aplicado nas colunas variou de 10 a 45% do carregamento resistente nominal à compressão da coluna mista, sendo que, para as secções de ensaio, o carregamento foi dimensionado de acordo com a norma em vigor CAN/CSA-S16.1-M94 (2000). O carregamento foi mantido constante durante todo este processo, com recurso a uma central servo-controlada e a um macaco hidráulico. Quanto à ação térmica exercida após o carregamento, as colunas foram expostas a



uma variação de temperatura de acordo com a curva de incêndio padrão ASTM E119-88 ou CAN/ULC-S101. Os autores deste ensaio recolheram dados relativos à temperatura do forno, betão e aço, bem como as deformações axiais e rotacionais até à rotura das colunas.

Analisando os resultados obtidos no ensaio, constatou-se que à temperatura ambiente, o carregamento imposto às colunas é absorvido por ambos os materiais. Quando a coluna começa a ser exposta à ação térmica proveniente do incêndio, o aço absorve a maior parte do carregamento, dada a sua rápida expansão relativamente ao betão, como é demonstrado na figura 2.4. Decorridos entre vinte a trinta minutos do ensaio, devido à sua exposição a altas temperaturas, a resistência do aço começa a decrescer, resultando na cedência da secção. Com a consequente perda de resistência do aço, o núcleo de betão começa a absorver o carregamento imposto. Como o betão possui uma maior capacitância térmica (*heat capacity, J/°C*) e menor condutividade térmica do que o aço, faz com que perca a sua capacidade resistente mais lentamente. Com a perda de resistência do betão ao longo do ensaio, dá-se a rotura da coluna, quando esta não consegue suportar o carregamento aplicado.

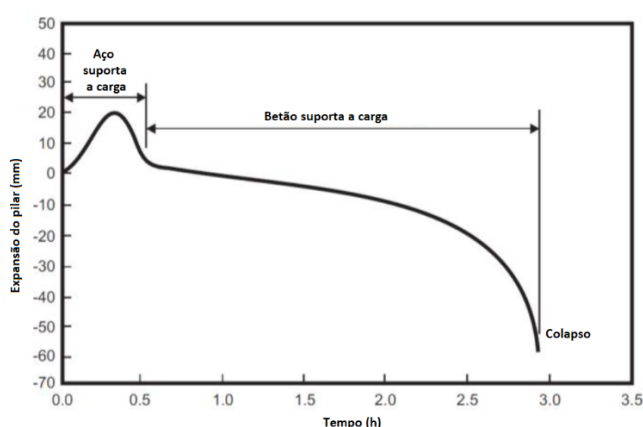


Figura 2.4 – Expansão axial das colunas mistas de secção tubular preenchidas com betão durante a exposição ao incêndio padrão (adaptado de Kodur, 1998).

O tipo de betão existente no núcleo de preenchimento tem grande influência na capacidade resistente da coluna ao fogo, pois é o responsável pelo comportamento ao fogo da coluna após a cedência do aço da secção.

Os autores representam de forma gráfica (figura 2.5) a influência do tipo de betão de preenchimento na resistência da coluna ao fogo. Constata-se que as colunas mistas preenchidas com betão normal (PC – Betão normal) são as que apresentam menor resistência ao incêndio dos três tipos, seguindo-se as colunas preenchidas com betão normal reforçado com fibras de

aço (FC - Betão reforçado com fibras de aço), e por último, com a maior resistência, as colunas preenchidas com betão normal armado (RC – Betão normal armado).

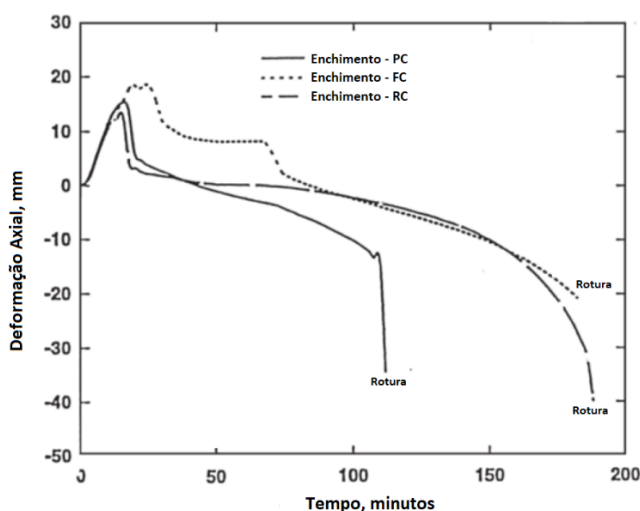


Figura 2.5 – Deformação axial de colunas mistas preenchidas com diferentes tipos de betão expostas ao fogo, (adaptado de Kodur, 1999).

Constata-se que a resistência ao fogo de colunas mistas com núcleo de betão normal (PC), dependendo do nível de carregamento e das características geométricas da secção transversal, não passa as duas horas. Tal facto deve-se a uma acelerada fissuração do betão, resultando no colapso do núcleo de betão.

Em colunas com betão normal armado (RC), a presença de aço no interior do núcleo de betão faz com que a propagação da fissuração seja mais lenta, resultando nunca perda de resistência súbita mais tardia. Verificou-se um aumento de resistência ao fogo deste tipo de colunas quando comparadas com colunas preenchidas com betão normal, decorrente do aumento da área de aço na secção. No entanto, esta solução traz custos adicionais inerentes à instalação da armadura de reforço e ao incremento da área de aço.

Assim como as colunas mistas preenchidas com betão normal armado, a utilização de betão normal reforçado com fibras de aço (FC) nas colunas também preveniu a fissuração prematura do núcleo de betão, tendo sido obtidos valores de resistência ao fogo equivalentes para ambas as colunas. Foi verificado também nestas colunas um aumento da capacidade resistente até um certo patamar, a que Kodur (1999) justificou ter sido relacionado com o aumento da resistência à compressão do betão até aos 400 °C.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios experimentais do NRCC, Wang (1997, 1999) desenvolveu dois estudos paramétricos para colunas CFST em situação de incêndio. O primeiro

diz respeito sobre o comportamento ao fogo das colunas de secção mista submetidas a um incêndio real e o seu dimensionamento utilizando a EN 1994-1-2. O segundo descreve o efeito da continuidade estrutural, recorrendo ao método dos elementos finitos. Em ambos, Wang estabeleceu como parâmetros a estudar o comprimento real das colunas, as secções transversais e o nível de carregamento nas colunas preenchidas com betão simples e armado.

No primeiro estudo paramétrico realizado por Wang, é afirmado haver três dificuldades no dimensionamento de colunas CFST na ocorrência de incêndio: a seleção da curva de encurvadura a utilizar na norma EN 1994-1-2, a implementação de um método de cálculo na parte 1-2 do Eurocódigo 4 e o dimensionamento em situação real de incêndio das colunas CFST. Com o objetivo de colmatar estes problemas, o autor do estudo fez várias recomendações para uma possível alteração da EN 1994-1-2: a utilização da curva de encurvadura “a” para o dimensionamento de colunas CFST. O método geral de cálculo na parte 1-2 da norma EN 1994 pode ser aplicado de uma maneira simplificada, usando determinados benefícios de dimensionamento, como o método de cálculo de distribuição de temperaturas de Lawson e Newman (1996), complementada com uma tabela realizada numericamente que forneça o carregamento de esmagamento (*squash load*) e a rigidez de todas as secções tubulares em função dos tempos de resistência ao fogo e das equações sugeridas por Wang.

No segundo estudo paramétrico, Wang valida a informação presente na parte 1-2 do Eurocódigo 4, dizendo que os comprimentos efetivos das colunas são válidos para estados limites de ação accidental do fogo. Devido à presença da estrutura circundante, os momentos fletores de primeira ordem nas colunas diminuem com o aquecimento, e para colunas de pequenas dimensões com momentos de segunda ordem originados pelos grandes movimentos das colunas apresentam valores reduzidos, desta forma, podem ser dimensionados assumindo que vão apenas estar sujeitos a esforços axiais para os estados limites de ação accidental do fogo. Em colunas longas para estado limite de ação accidental do fogo, os momentos de segunda ordem são maiores, provocando um modo desfavorável de encurvadura com dupla-curvatura. Embora estas colunas sejam afetadas por este tipo de encurvadura, a sua resistência ao fogo permaneceu inalterada. Por esse motivo, existe a possibilidade de dimensionar este tipo de colunas, mais esbeltas, para resistir apenas a esforços axiais para a combinação de ações accidental de incêndio. Em colunas simplesmente apoiadas com momentos fletores de primeira ordem presentes na estrutura circundante, verificou-se uma atenuação do tempo de resistência ao fogo, quer para colunas reforçadas como para colunas não reforçadas. Wang afirmou que existem esforços adicionais nas colunas originados pela extensão térmica restringida, no entanto, estes esforços têm tendência a retornar aos valores iniciais de carregamento à temperatura ambiente, havendo continuação do aumento da temperatura da coluna.

O BRE (Building Research Establishment), situado no Reino Unido, desenvolveu uma série de testes à escala real num edifício constituído por oito andares, com uma área de 21m x 45m em cada pavimento. A partir dos resultados obtidos pelo BRE, sucederam diversas pesquisas, realizadas inclusivé pelo comité europeu CIDECT (International Committee for the Study and Development of Tubular Constructions), que apresentou métodos de cálculo com base na interação entre a secção de aço, o núcleo de betão e a armadura, em situação de incêndio. A secção de aço revela-se ineficiente sujeita a temperaturas elevadas, devido à sua elevada capacidade térmica, ou seja, atinge temperatura elevada rapidamente, perdendo resistência. Em contrapartida, ao confinar o núcleo de betão, a secção de aço previne o fenómeno de *spalling* (Lawson, 2001).

Posteriormente, na China, foi apresentada uma campanha experimental onde se estudou a capacidade resistente residual ao fogo de colunas CFST, para secções circulares e secções quadradas, realizada por Han *et. al.* (2002) e Han e Huo (2003). O objetivo foi averiguar o impacto do efeito da esbelteza, proteção exterior contra incêndio e excentricidade do carregamento na resistência ao fogo. Devido à presença de um núcleo de betão, os autores afirmaram que os ensaios ocorreram de forma controlada e que as colunas apresentaram um comportamento dúctil. Constatou-se um desempenho estrutural bastante satisfatório entre os dois materiais, facto esse que os autores justificaram ter origem numa ação compósita entre o núcleo de betão e o tubo de aço. Expostos ao incêndio-padrão, as características geométricas das colunas, nomeadamente as dimensões da secção transversal e o índice de esbelteza exercem grande influência no rácio residual de resistência (RSI – *residual strength ratio*). Apesar destes fatores serem os mais significativos na resistência residual ao fogo, outros parâmetros também desempenham um papel importante, como a relação da excentricidade do carregamento, a resistência do betão e do aço, a área de aço e a relação entre a largura e altura da secção. Relativamente à proteção exterior contra o incêndio, as colunas sem proteção apresentaram maiores perdas de resistência, quando comparados com as colunas com proteção.

Kodur (2006) comparou a utilização de betão de resistência normal (NSC) com betão de alta resistência (HSC). Analisando a figura 2.6 constata-se que as colunas preenchidas por betão HSC obtiveram piores resultados de resistência ao fogo comparativamente às colunas com betão NSC. O autor afirma que o betão HSC apresenta maior severidade do fenómeno *spalling*, comparado com o NSC. Este tipo de fenómeno traz repercussões severas, devido ao facto de apresentar maiores problemas de fissuração, perdendo a sua integridade mais rapidamente e consequentemente uma menor resistência ao fogo. Quando adicionados reforços no betão de alta resistência, o betão reforçado com fibras de aço (HFC) apresentou a melhor resistência ao fogo entre todos os betões considerados no estudo, conseguindo obter melhor desempenho do que o betão armado de alta resistência (HRC), inclusivé.

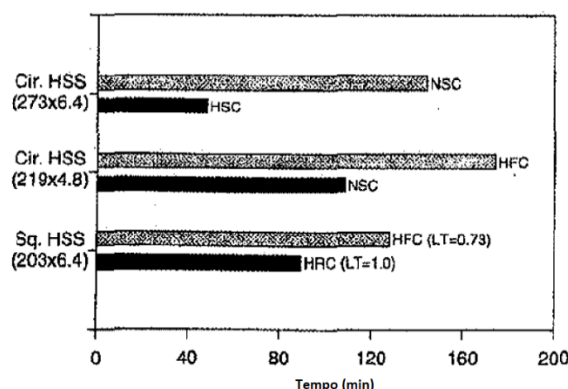


Figura 2.6 – Efeito do tipo de preenchimento de betão (NSC – betão normal, HSC – betão de alta resistência, HFC - betão de alta resistência reforçado com fibras de aço e HRC – betão armado de alta resistência) em colunas mistas CFST, (adaptado de Kodur, 2006).

Kodur (2007) afirmou que o preenchimento de colunas tubulares de aço com betão é uma solução vantajosa na proteção contra o fogo para elementos metálicos que carecem de proteção externa contra o incêndio, seja o betão de preenchimento normal, reforçado com fibras de aço ou armado. O autor diz que o procedimento de cálculo e construção para a avaliação da resistência de colunas CFST sujeitas ao incêndio padrão é insatisfatório. Em 2007, as normas de avaliação de resistência ao fogo que vigoravam eram bastante restritivas na sua aplicação, além de não ser possível a utilização de códigos de dimensionamento baseados no desempenho. O autor conclui apelando a criação de normas de dimensionamento baseadas no desempenho, de abordagem racional, para serem dimensionados ao fogo colunas CFST. Com estas normas baseadas no desempenho, de abordagem racional, o autor espera que estas contribuam para que se atinja eficiência de custo do sistema compósito, estruturalmente eficiente.

Hong e Varma (2009) desenvolveram um modelo numérico de elementos finitos para analisar o comportamento ao fogo de colunas CFST. A análise sequencialmente acoplada do modelo foi estruturada em três fases distintas: 1 – análise dinâmica do incêndio; 2 – análise da transferência de calor; 3 – análise do comportamento mecânico da estrutura. Este estudo sustentou-se nos resultados da investigação desenvolvida pelo NRCC, Japão e China. Os autores propuseram o desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos com a análise acoplada em três passos para avaliar o comportamento ao fogo de colunas CFST, bem como o desenvolvimento de estudos paramétricos com o intuito de serem obtidas orientações de dimensionamento.

Num ensaio numérico de colunas circulares CFST realizado por Espinós *et al.* (2010), foi referido que o preenchimento do núcleo com betão de colunas tubulares metálicas aumenta a resistência ao fogo. Devido à ação composta entre o aço e o betão, o comportamento estrutural das colunas torna-se dúctil. No estudo é constatado a existência do fenómeno da dilatação

diferencial assinalado por Kodur, que consiste em considerar que o aço, no início do aquecimento suporta todo o carregamento, começando gradualmente a transferir o carregamento para o betão devido à perda de resistência do aço. Dá-se o colapso da coluna quando o betão presente no núcleo deixa de ter capacidade para suportar o carregamento imposto.

#### **2.4 Colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele sujeitas a altas temperaturas**

A conceção de elementos compósitos de dupla-pele foi desenvolvida por Wright *et al.* (1991a, 1991b), englobando dois tubos de aço, um interior e outro exterior, com o anel compreendido entre eles preenchido com betão. Este tipo de conceção, dada a sua elevada rigidez à encurvadura, provou ter inúmeras vantagens face aos diferentes tipos de soluções existentes no mercado, nomeadamente, o elemento de aço externo funcionar como reforço estrutural, servindo como cofragem permanente, mantendo o betão confinado. Consequentemente, este tipo de solução tornou-se cada vez mais popular em túneis submersos submetidos a elevadas pressões, estruturas resistentes a explosões, estruturas de armazenamento de líquidos e gases e estruturas de contenção nuclear.

Zhao e Grzebieta (2002) desenvolveram um novo conceito de coluna tubular mista de dupla-pele preenchida com betão (CFDST), baseando-se na junção de colunas mistas de secção tubular preenchidas com betão (CFST) com estruturas compósitas de dupla-pele. Posteriormente, um estudo desenvolvido por Zhao *et al.* (2010) salientou a potencialidade da utilização de colunas CFDST em edifícios, pontes e estacas compósitas de estruturas *offshore*. Zhao *et al.* (2010) apresentaram quatro tipos de combinações de colunas tubulares circulares (CHS – secção circular oca) e quadradas (SHS – secção quadrada oca), quer para tubos internos, quer para tubos externos, como se observa na figura 2.7.

Yang e Han (2008) desenvolveram um trabalho com o objetivo de determinar o desempenho de colunas CFDST quadradas e circulares submetidos ao incêndio-padrão. No caso das colunas CFDST circulares, ambos os tubos são circulares. Por outro lado, no caso das colunas CFDST quadradas, o tubo interno é circular. Foi criado um modelo teórico baseado nos resultados experimentais, com o intuito de prever a distribuição de temperaturas ao longo da coluna, a resistência ao fogo e a espessura do material de proteção ao incêndio das colunas CFDST.

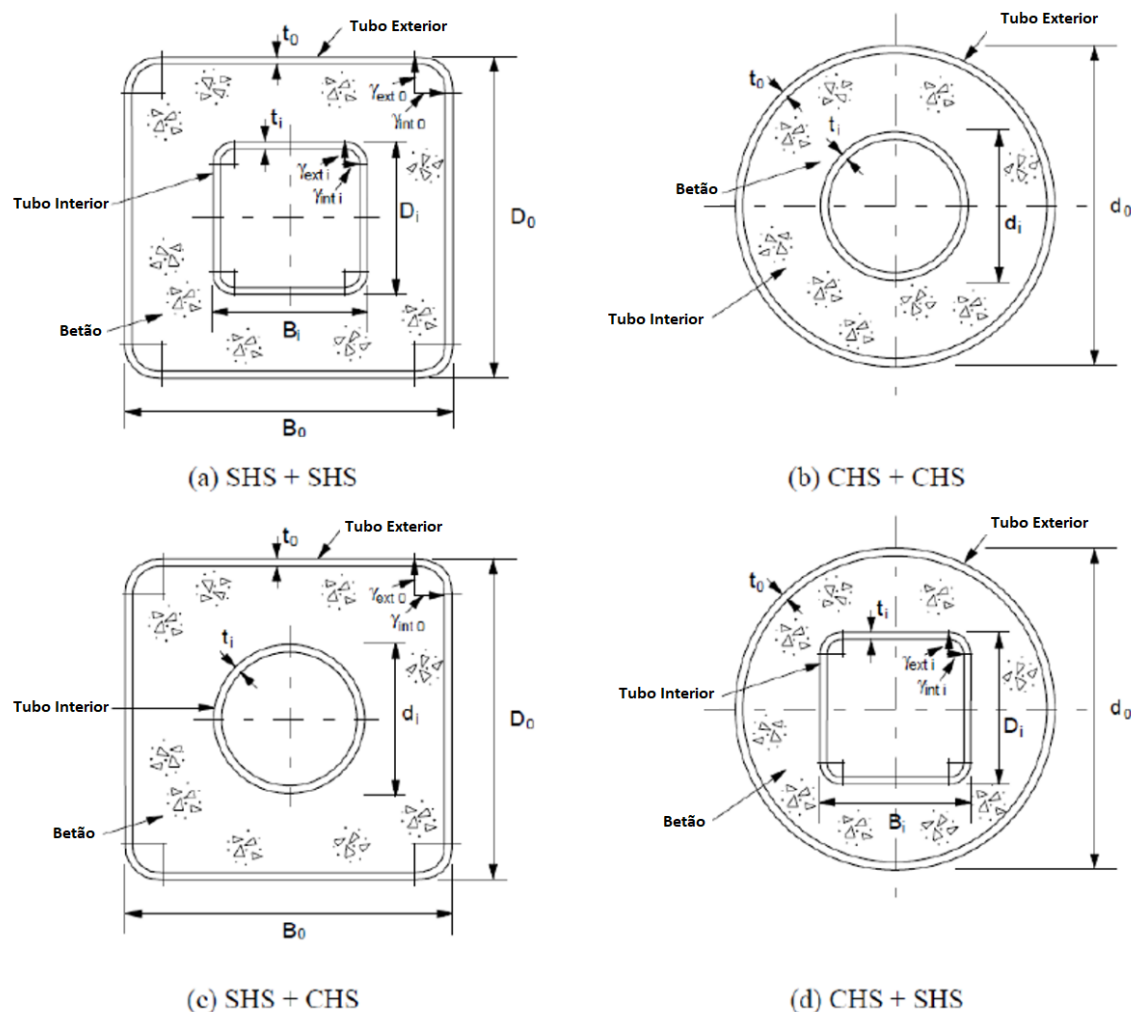


Figura 2.7 – Combinações e dimensões de colunas CFDST (adaptado de Zhao *et al.*, 2010, apud Zhao e Han, 2006).

Lu *et al.* (2010a) e (2010b) desenvolveram um sistema de ensaio experimental para avaliar a resistência ao fogo de colunas CFDST com o núcleo preenchido com betão auto-compactável (SCC – *self-consolidating concrete*) submetidos ao incêndio padrão. Relativamente ao tipo de rotura, as colunas colapsavam por encurvadura local, agravada nas colunas que possuíam carregamentos excêntricos. Após a realização dos ensaios, os tubos exteriores apresentaram diferentes tipos de deformações locais em função da sua geometria, sendo que as colunas quadradas obtiveram maiores deformações do que as colunas circulares. Para analisarem os modos de rotura das colunas, os autores procederam ao corte dos tubos exteriores, constatando que na zona de maior deformação local dos tubos exteriores o betão encontrava-se esmagado. O betão que se encontrava no interior da coluna estava praticamente inalterado na direção longitudinal das colunas, contudo apresentava alguma fissuração, sem que tenha havido

destacamento ou escorregamento entre os dois materiais. Mesmo quando a coluna atingiu a sua capacidade resistente, o tubo de aço interno conseguiu preservar as suas propriedades mecânicas, uma vez que a sua temperatura não ultrapassou os 200°C.

Com base nos referidos ensaios de resistência ao fogo para colunas CFDST de secção quadrada e secção circular, Lu *et al.* (2011) desenvolveram um modelo numérico de elementos finitos e métodos de dimensionamento de resistência ao fogo de colunas CFDST. Este modelo de elementos finitos tem como base uma análise sequencialmente acoplada de análise térmica e posterior análise mecânica, assim como outros autores o fizeram, como Hong e Varma (2009). É referido pelo autor que à data da realização do modelo ainda não existia qualquer tipo de norma de dimensionamento ou utilização de um modelo numérico para verificação da resistência ao fogo deste tipo de colunas. O modelo de dimensionamento de colunas CFDST em situação de incêndio foi realizado recorrendo a um estudo paramétrico, onde se estudou os parâmetros que influenciam a resistência ao fogo, tais como, o nível de carregamento, a capacidade resistente da secção externa e interna de aço, o comprimento efetivo, a proteção ao incêndio, o uso de fibras de aço como reforço do betão e o perímetro do tubo exterior. Após a realização do estudo, os autores afirmaram que, devido à fraca contribuição do tubo exterior para a resistência ao fogo, este deve ter uma espessura e uma tensão de cedência o mais baixa possível, de forma evitar encurvadura local à temperatura ambiente. Para se obter melhor comportamento ao fogo, o tubo interior deve ter uma tensão de cedência e espessura maiores (é recomendado adotar uma relação diâmetro/espessura da parede de aço entre 15 e 20), em relação ao tubo exterior. De forma a garantir a existência dum recobrimento de pelo menos 50 mm em torno do tubo interior, este deve ter um diâmetro cerca de 100mm inferior ao tubo exterior. O aumento da capacidade resistente das colunas CFDST também se deve ao facto de serem utilizadas fibras de aço como reforço do betão, com ganhos cerca de 20 a 30% de resistência ao fogo, comparativamente às colunas preenchidas com betão normal. Os autores concluíram que a utilização de proteção exterior de colunas contra o incêndio é necessária, quando se pretende que a coluna tenha alto desempenho de resistência ao fogo e quando a coluna está sujeita a grandes níveis de carregamento.

Liew *et al.* (2010) com o desenvolvimento do seu trabalho, propõem uma nova solução de secção transversal, denominada de duplo-tubo (CFDTST), que consiste em preencher o espaço vazio no tubo interno das colunas de dupla-pele. Romero *et al.* (2014) e (2015) desenvolveram um ensaio comparativo entre colunas CFDST e CFDTST de secção circular quer à temperatura ambiente quer em situação de incêndio, utilizando como parâmetros de estudo a variação da espessura dos tubos de aço e o tipo de betão de preenchimento do núcleo das colunas (vazio, betão normal (PC) e betão de alta resistência (HSC)), como se observa na figura 2.8. Os ensaios realizaram-se mantendo o carregamento constante, à medida que se aumentava a temperatura devido à curva de incêndio padrão ISO 834.



À temperatura ambiente, Romero *et al.* (2015) observaram que, para as mesmas espessuras dos tubos de aço, uma coluna de duplo-tubo tem maior capacidade resistente do que uma coluna de dupla-pele. O tipo de betão de preenchimento do núcleo das colunas de duplo-tubo influencia a sua resistência ao fogo, com o betão de alta resistência a conseguir capacidades de resistência 10% superiores ao betão normal. A variação da espessura dos tubos de aço interfere com a resistência ao fogo das colunas. No caso de o tubo externo ser mais espesso que o interno, as colunas têm um comportamento que se assemelha às colunas tubulares mistas com o núcleo preenchido com betão simples (CFST), não existindo qualquer tipo de melhoria de resistência ao fogo das colunas de duplo-tubo relativamente às de dupla-pele inclusivé.

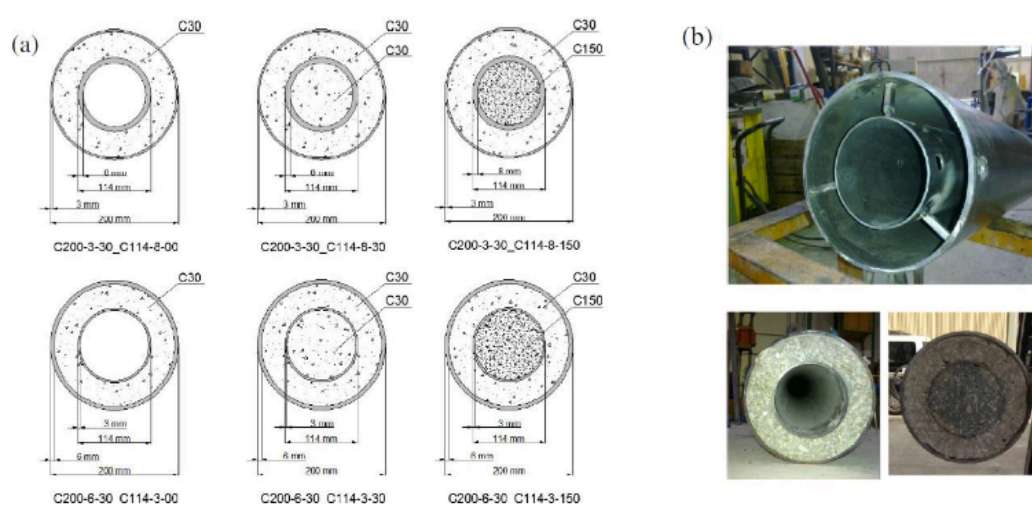


Figura 2.8 – Ensaios à temperatura ambiente: a) dimensões das secções transversais; b) pormenor das várias secções transversais (Romero *et al.*, 2015)

No caso do perfil tubular interior ser mais espesso do que o tubo metálico exterior, ocorre uma mudança significativa do seu comportamento ao fogo. Assim como Kodur (1998), Romero *et al.* (2015) observaram o pico inicial, devido à expansão do aço relativamente ao betão. Quando a coluna estabiliza este comportamento, torna a expandir devido ao aumento de temperatura que se faz sentir no tubo interior. Esta característica das colunas de dupla-pele e duplo-tubo faz com que sejam mais resistentes ao fogo do que colunas mistas de um único tubo preenchidas com betão. Comparando os resultados obtidos de resistência do fogo de colunas de duplo-tubo e de dupla-pele, as colunas de duplo-tubo resistem mais do que as colunas de dupla-pele. A utilização de betão de alta resistência para o preenchimento do núcleo não trouxe aumento da resistência ao fogo, quando comparado com o betão normal. Os resultados obtidos estão representados na figura 2.9 e na tabela 2.1.

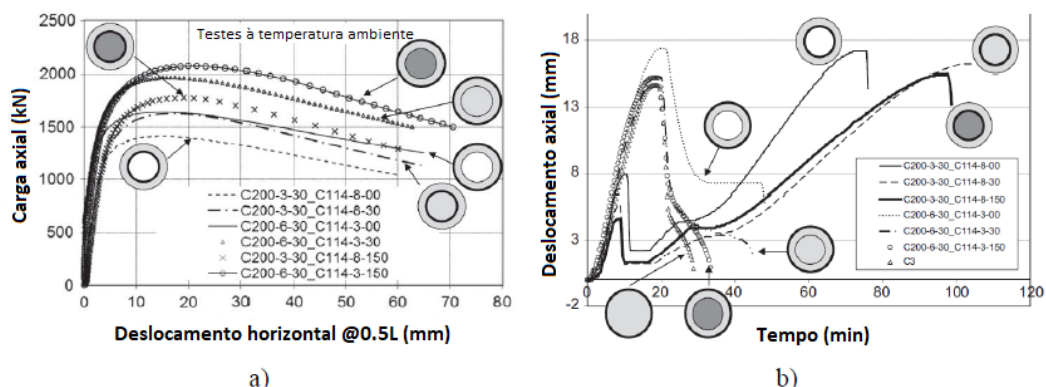


Figura 2.9 – Resultados experimentais dos ensaios: a) temperatura ambiente; b) altas temperaturas, (adaptado de Romero *et al.*, 2015)

Tabela 2.1 – Propriedades das colunas e resultados dos ensaios (adaptado de Romero *et al.*, 2015)

Especificação	Tubo Externo				Tubo Interno				Exp	EC4
	$D_{ext}$ (mm)	$t_{ext}$ (mm)	$f_{y,ext}$ (MPa)	$f_{c,ext}$ (MPa)	$D_{int}$ (mm)	$t_{int}$ (mm)	$f_{y,int}$ (MPa)	$f_{c,int}$ (MPa)	$N_u$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)
<b>(a) Temperatura ambiente</b>										
C200-3-30-C114-8-00	200	3	300	36	114.3	8	377	00	1418	1674
C200-3-30-C114-8-30	200	3	332	45	114.3	8	403	42	1627	1990
C200-3-30-C114-8-150	200	3	272	43	114.3	8	414	134	1774	2213
C200-6-30-C114-3-00	200	6	407	35	114.3	3	343	00	1644	1912
C200-6-30-C114-3-30	200	6	377	44	114.3	3	329	40	1964	2156
C200-6-30-C114-3-150	200	6	386	43	114.3	3	343	123	2076	2543
Especificação do pilar	Tubo Externo				Tubo Interno				Testes Fogo	
	$D_{ext}$ (mm)	$t_{ext}$ (mm)	$f_{y,ext}$ (MPa)	$f_{c,ext}$ (MPa)	$D_{int}$ (mm)	$t_{int}$ (mm)	$f_{y,int}$ (MPa)	$f_{c,int}$ (MPa)	$N_{f,90}$ (kN)	FR (min)
<b>(b) Fogo</b>										
C200-3-30-C114-8-00	200	3	300	46	114.3	8	377	00	283	76
C200-3-30-C114-8-30	200	3	332	46	114.3	8	403	45	325	104
C200-3-30-C114-8-150	200	3	272	44	114.3	8	414	136	355	98
C200-6-30-C114-3-00	200	6	407	43	114.3	3	343	00	329	48
C200-6-30-C114-3-30	200	6	377	44	114.3	3	329	42	392	45
C200-6-30-C114-3-150	200	6	386	43	114.3	3	343	126	415	33
C3 <sup>a</sup>	194	8	359	43	6 $\phi$ 12		512		535	29

$t$  = espessura,  $D$  = diâmetro, B.C. = rotulado-rotulado.

Com o objetivo de otimizar e maximizar a resistência ao fogo de colunas mistas, Espinós *et al.* (2016) desenvolveram um estudo numérico e paramétrico para dimensionamento de colunas tubulares mistas utilizando aço de alta resistência. Para tal, analisaram secções de duplo-tubo (CFDST), secções HEB embebidos (CFST-HEB) e núcleos de aço embebidos (CFSTES). Os autores recorreram aos resultados obtidos por Romero *et al.* (2015) e Lu *et al.* (2010b) de forma a validar o seu estudo. Houve conformidade entre os resultados experimentais e o ensaio numérico. Espinós *et al.* (2016) recorreram a uma secção de referência, de geometria circular, constituída por aço com 273 mm de diâmetro e 12.5mm de espessura, preenchida com betão normal (Coluna CFST). Para que fosse possível comparar as diversas secções, a quantidade de

aço de todas elas era igual à da secção de referência escolhida pelos autores (figura 2.10). Este estudo paramétrico contava com duas séries de simulações numéricas. Na primeira série, todas as colunas do ensaio continham a mesma quantidade de aço, entre a secção externa e a secção interna, enquanto na segunda série a capacidade resistente das colunas à temperatura ambiente era a mesma da coluna CFST de referência.

O comprimento das colunas em estudo era de 3240mm e em todas as simulações, as colunas utilizavam um sistema de apoio duplo em ambas as extremidades. A coluna CFST de referência apresenta um coeficiente de esbelteza de 0,5. O betão utilizado no preenchimento do núcleo era classe C30/37 e a classe do tubo de aço exterior era S355. Em todas as colunas aplicou-se um carregamento concêntrico, no valor de 1408,80 kN, correspondente a 30% da capacidade de carregamento da coluna CFST de referência.

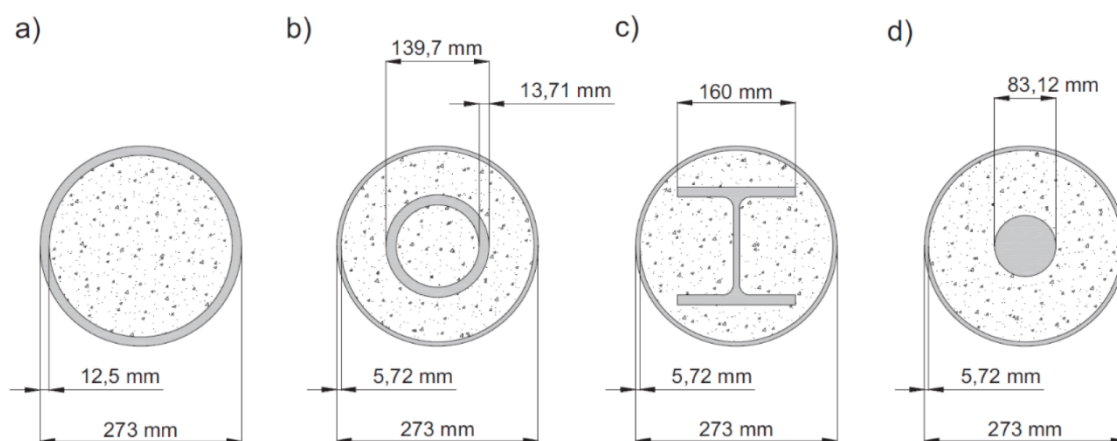


Figura 2.10 – Dimensões da secção transversal utilizado no estudo paramétrico (Série 1): a) CFST; b) CFDTST; c) CFST-HEB; d) CFSTES (Espinós *et al.*, 2016)

Na série 1, a secção transversal da coluna de duplo-tubo foi o que exibiu melhor desempenho na resistência ao fogo, conseguindo atingir um tempo de resistência ao fogo de 77 minutos, seguindo-se a coluna de dupla-pele com um tempo de resistência ao fogo de 63 minutos. Em terceiro lugar, com um tempo de resistência de 47 minutos, surgiu a coluna CFST-HEB. Seguiu-se a coluna CFSTES, em último lugar, com um tempo de resistência ao fogo de 36 minutos. A separação da área de aço em duas secções demonstrou ser uma boa estratégia para a otimização das secções tubulares em aço, afirmaram os autores. No entanto, a maior percentagem de aço deve estar concentrada no tubo interior. A mudança das classes do aço (S460, S690, S960) da secção interna, mantendo a área total de aço igual à coluna CFST de referência, resultou num aumento da resistência ao fogo do elemento. Devido à secção interna de aço da coluna CFSTES ter pouca inércia e, conseqüentemente, uma rigidez global baixa, a mudança de classes de resistência não provocou um aumento da resistência ao fogo.

Na série 2, o aumento da classe do aço (S460, S690, S960), acompanhado da redução da área de aço da secção interna, demonstrou ter diminuído a resistência ao fogo das diversas secções estudadas, devido ao aumento da esbelteza relativa (figura 2.11).

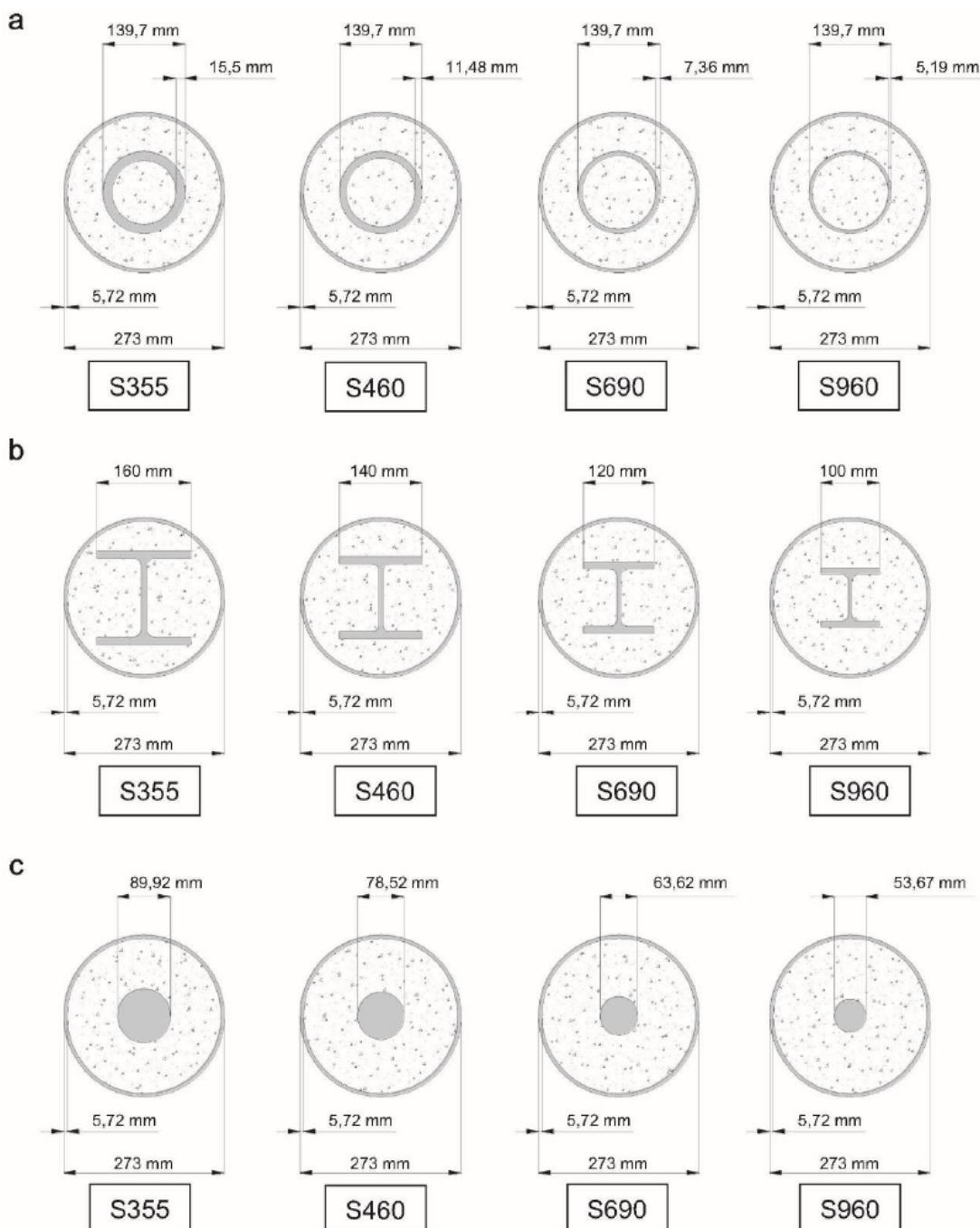


Figura 2.11 – Dimensões das secções transversais utilizadas no estudo paramétrico (Série 2): a) CFDTST; b) CFST-HEB; c) CFSTES (Espinós *et al.*, 2016)

Wan *et al.* (2017) desenvolveu um estudo numérico e paramétrico com o objetivo de determinar equações de pré-dimensionamento de colunas de duplo-tubo e de dupla-pele, sujeitos a temperaturas elevadas. Nesta investigação, foram analisados sete colunas mistas diferentes, uma coluna CFST, três CFDTST e três CFDST. Os parâmetros estudados foram o parâmetro  $\rho$  do tubo interno de aço e o ratio de carregamento  $n$  de acordo com a norma chinesa GB 50936-2014. Os autores apresentaram equações para calcular a temperatura média em diferentes posições da secção transversal, no betão e no tubo externo e interno. Seguidamente, foi apresentado um método simplificado de cálculo para uma compressão axial, utilizando a temperatura média da secção e uma teoria a que os autores chamaram de unificada. A teoria unificada foi primeiramente desenvolvida por Zhong (2006) e posteriormente aplicada por Wan *et al.* (2017). Desta pesquisa, concluiu-se que o nível de carregamento exerce uma grande influência no comportamento ao fogo das colunas, assim como a espessura do tubo exterior tem uma influência significativa na sua temperatura. A espessura do anel de betão e do tubo interno influenciam a distribuição de temperaturas na secção transversal. Utilizando a temperatura média da secção transversal e a teoria unificada, um novo método de cálculo simplificado foi validado com os resultados dos ensaios, afirmam os autores. Esse método tem a capacidade de calcular a capacidade resistente à compressão de colunas mistas tubulares e de colunas tubulares mistas de duplo-tubo preenchidas com betão à temperatura ambiente e a altas temperaturas.

Camargo *et al.* (2017 e 2019) e Camargo (2019) desenvolveram uma campanha experimental de resistência ao fogo em colunas de dupla-pele e duplo-tubo de secção circular, restringidos axialmente e rotacionalmente. Neste estudo, os parâmetros de análise abordados pelos autores foram, os tipos de betão de preenchimento do anel exterior (betão normal e betão leve) e do núcleo central (betão normal e de alta resistência) - como se constata pela figura 2.12 - e o nível de restrição axial e rotacional e o nível de carregamento aplicado, representado na tabela 2.2.

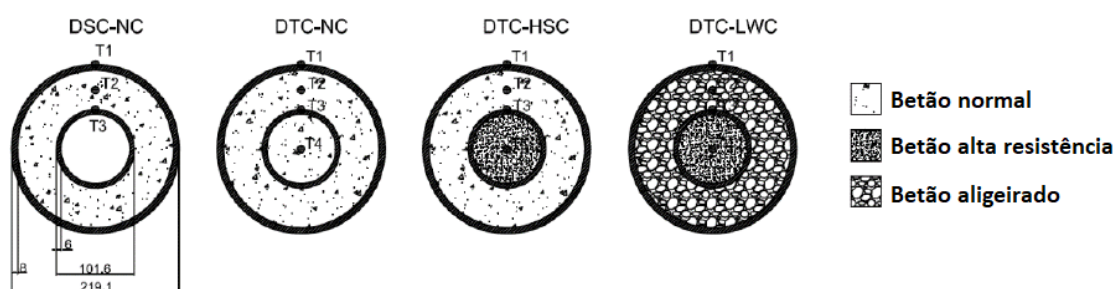


Figura 2.12 -Tipo de secções transversais das colunas e respetivo posicionamento dos termopares (adaptado de Camargo *et al.*, 2019)

Tabela 2.2 – Programa de ensaios (adaptado de Camargo *et al.*, 2019)

Especificação	$D_{ext}$ (mm)	$t_{h_{ext}}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	$t_{h_{int}}$ (mm)	Preenchimento		$f_{cm}$ (MPa)		$k_a$ (kN/mm)	$k_r$ (kNm/rad)	$\alpha_k$	$P_0$ (kN)	$N_{b,rd}$ (%)
					Anel	Núcleo	Anel	Núcleo					
DSC-NC-KI-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	—	28.5	—	30	94.615	0.053	716	30
DSC-NC-Kh-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	—	28.5	—	110	131.340	0.194	716	30
DSC-NC-KI-LL50	219.1	8	101.6	6	NC	—	28.5	—	30	94.615	0.053	1,194	50
DTC-NC-KI-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	NC	28.5	28.5	30	94.615	0.049	732	30
DTC-NC-Kh-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	NC	28.5	28.5	110	131.340	0.180	732	30
DTC-NC-KI-LL50	219.1	8	101.6	6	NC	NC	28.5	28.5	30	94.615	0.049	1,220	50
DTC-HSC-KI-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	HSC	28.5	72.5	30	94.615	0.048	793	30
DTC-HSC-Kh-LL30	219.1	8	101.6	6	NC	HSC	28.5	72.5	110	131.340	0.176	793	30
DTC-LWC-KI-LL30	219.1	8	101.6	6	LWC	HSC	45.2	72.5	30	94.615	0.046	904	30
DTC-LWC-Kh-LL30	219.1	8	101.6	6	LWC	HSC	45.2	72.5	110	131.340	0.169	904	30

Considerou-se um nível de carregamento de 30% e 50% da capacidade resistente relativa ao carregamento de encurvadura à temperatura ambiente, abordada segundo a EN 1994-1-1:2004, onde se verifica que as colunas circulares de dupla-pele são as que mais sentem os efeitos das restrições axial e rotacional, para os dois patamares de restrição que foram aplicados ( $K_l$  – restrição menor com  $K_a = 30$  kN/mm e  $K_r = 94\ 615$  kN.m/rad e  $K_h$  – restrição maior com  $K_a = 110$  kN/mm e  $K_r = 131\ 340$  kN.m/rad (figura 2.13 a) e b)), tendo-se conseguido, para ambos os níveis de restrição, valores semelhantes dos tempo críticos. O tempo crítico é definido como o tempo para o qual as forças de restrição retornam ao seu valor inicial do carregamento, depois do aumento até ao máximo e voltar a descer. Colunas sujeitas a forças de restrição menores, dispõem duma progressão lenta das forças de restrição em relação àquelas que estão sujeitas a forças de restrição maiores, que registaram um aumento rápido das forças de restrição até atingir o seu ponto máximo, seguido de um decréscimo súbito para valores inferiores ao carregamento inicialmente aplicado. Quando se compara os diferentes níveis de carregamento das colunas, ou seja, 30 e 50% do carregamento de encurvadura calculado conforme as regras da norma EN 1994-1-1:2004, as colunas suscetíveis a um nível superior de carregamento atingiram tempos críticos mais baixos de resistência ao fogo, conforme é ilustrado na figura 2.14.

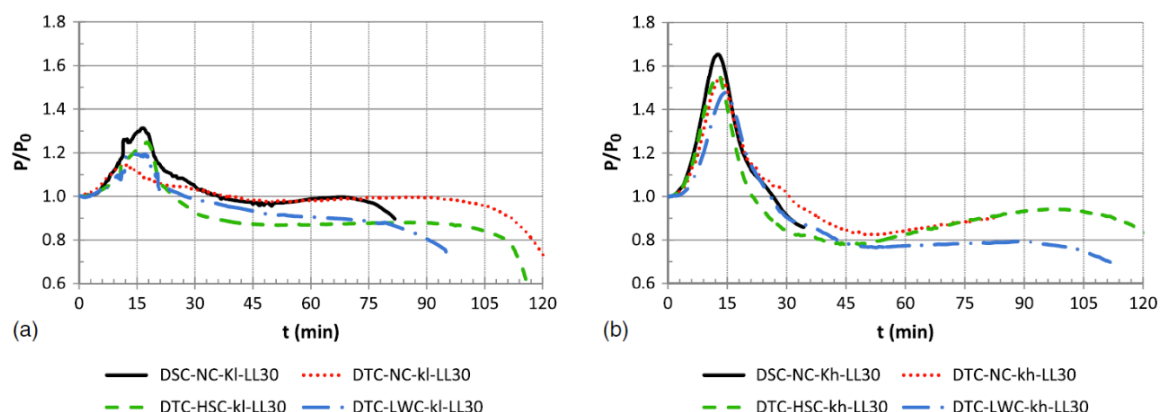


Figura 2.13 – Forças de restrição para 30% do nível de carregamento – influência da restrição a) –  $K_I$  e b) –  $K_h$  - (Camargo *et al.*, 2019)

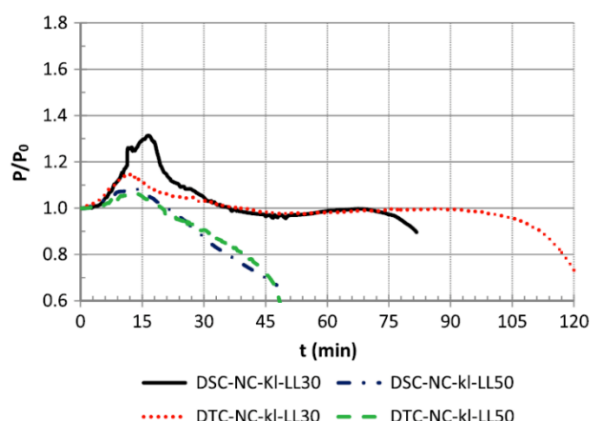


Figura 2.14 – Forças de restrição para a restrição mínima – influência do nível de carregamento - (Camargo *et al.*, 2019)

A norma ISO834-1:1999 adota um critério de falha que não foi considerado apropriado para ser utilizado em elementos com extensão térmica restringida. Observa-se na tabela 2.3 que o tempo crítico encurtou 15 minutos em colunas com preenchimento do núcleo de betão normal, quando se passou o nível de carregamento de 30% para 50%. Para um nível de carregamento de 30%, o tempo crítico de colunas com o núcleo preenchido com betão normal, diminuiu 10 minutos quando se aumentou da restrição mínima para a restrição máxima. Quando se passa para o betão de alta resistência percebe-se que a restrição da estrutura circundante não exerce grande influência no tempo crítico do elemento, para qualquer tipo de restrição imposta. O tipo de betão de preenchimento do núcleo das colunas é de extrema importância no que diz respeito ao tempo crítico, visto que as colunas preenchidas com betão de alta resistência obtiveram uma

redução de 15 minutos, quando comparados com colunas preenchidas com betão normal. A resistência ao fogo é superior, apesar de ténue, nas colunas de duplo-tubo comparativamente às colunas de dupla-pele.

Tabela 2.3 – Tempos Críticos (adaptado de Camargo *et al.*, 2019)

Especificação	Rigidez	$N_{b,rd}$ (%)	$t_{cr}$ (min)
DSC-NC-KI-LL30	$K_l$	30	36
DSC-NC-Kh-LL30	$K_h$	30	26
DSC-NC-KI-LL50	$K_l$	50	21
DTC-NC-KI-LL30	$K_l$	30	41
DTC-NC-Kh-LL30	$K_h$	30	31
DTC-NC-KI-LL50	$K_l$	50	20
DTC-HSC-KI-LL30	$K_l$	30	25
DTC-HSC-Kh-LL30	$K_h$	30	23
DTC-LWC-KI-LL30	$K_l$	30	28
DTC-LWC-KI-LL30	$K_h$	30	26

Camargo *et al.* (2019) procederam a uma comparação dos seus resultados com os métodos analíticos que estão descritos na norma EN 1994-1-2:2005 e por Espinós *et al.* (2013). Utilizou-se um método simplificado para o dimensionamento de colunas CFST, presente no anexo H da EN 1994-1-2:2005, que consiste numa sucessão de iterações de aumento da extensão até que o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial da secção transversal em situação de incêndio ( $N_{fi,pl,Rd}$ ) iguale o valor da carregamento crítico elástico em situação de incêndio. Espinós *et al.* (2013) propôs uma metodologia para o cálculo do valor de cálculo axial de encurvadura em situação de incêndio (equação 2.30) recorrendo a um coeficiente de redução da curva de encurvadura  $C$  ( $\chi$ ), obtido usando o valor de esbelteza relativa a altas temperaturas, presente na EN 1993-1-1:2005, cláusula 6.3.1.2.

$$N_{Espinós\ et\ al.} = \chi N_{fi,pl,Rd} \quad (2.30)$$

Recorrendo à equação 2.31, determina-se o valor de cálculo da resistência plástica à compressão axial da secção metálica sujeita ao incêndio.

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a f_y(\theta_a) + A_c f_c(\theta_c) + A_s f_s(\theta_s) \quad (2.31)$$



Na equação supra apresentada, as variáveis  $A_i$  dizem respeito à área de cada uma das partes da secção transversal da coluna, para uma dada temperatura  $\theta$ . As letras a, c e s significam o perfil de aço, betão e aço de reforço respetivamente.

A esbelteza relativa e o carregamento axial crítico elástico da coluna são obtidos recorrendo às equações 2.32 e 2.33.

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr}}} \quad (2.32)$$

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2 \quad (2.33)$$

Calcula-se a rigidez à flexão efetiva  $(EI)_{fi,eff}$ , em situação de incêndio, segundo a equação 2.34, onde cada termo da equação é afetado por um coeficiente redutor específico  $(\varphi_i, \theta)$

$$(EI)_{fi,eff} = \varphi_{a,\theta} E_a(\theta_a) I_a + \varphi_{c,\theta} E_c(\theta_c) I_c + \varphi_{s,\theta} E_s(\theta_s) I_s \quad (2.34)$$

Se se utilizar o módulo de elasticidade secante, o coeficiente de redução de rigidez do betão à flexão  $(\varphi_c, \theta)$  assume o valor de 1,2, e caso a percentagem do aço de reforço se situe entre 2.5 e 5% da área total da secção, o coeficiente de redução da rigidez do aço das armaduras de reforço  $(\varphi_s, \theta)$  assume o valor de 0,3. O coeficiente de redução da rigidez do perfil tubular de aço depende da relação entre o diâmetro da secção/espessura da parede  $(D/th)$ , da relação comprimento efetivo de encurvadura em situação de incêndio/diâmetro da secção  $(l_\phi/D)$  e do fator de massividade do elemento estrutural  $(A_M/V)$ .

Camargo *et al.* (2019), utilizaram a fórmula acima apresentada para determinar o valor de cálculo da resistência à encurvadura da coluna comprimida sujeita ao incêndio  $(N_{fi,Rd})$ , recorrendo às temperaturas obtidas nos diversos ensaios da secção transversal, considerando a secção tubular de aço interna como armadura longitudinal. Considerou-se dois tempos de falha distintos (tempo crítico e tempo de rotura último), com o intuito de estimar a resistência dos elementos. Atingido o tempo crítico, os autores consideraram o tempo de rotura último como o tempo correspondente à total perda de capacidade de suporte de carregamento da coluna. Devido ao nível de carregamento a que a coluna estava sujeita, o tempo de rotura último ficou frequentemente muito próximo do tempo crítico.

Representam-se na tabela 2.4 todos os valores de cálculo de resistência à encurvadura no momento do tempo crítico, tanto pelo método proposto por Espinós *et al.* (2013) como pelo método da EN 1994-1-2:2005. Foi obtido um erro de cerca de 12% pelo método indicado por Espinós *et al.* (2013) e 72% através do método da EN 1994-1-2:2005.

Verifica-se na tabela 2.5 que os valores tempo de rotura último, para ambos os métodos de cálculo, foram bastante conservativos, atingindo um erro médio de 26% utilizando o método da EN 1994-1-2:2005 e um erro de 51% utilizando o método de Espinós *et al.* (2013). A percentagem de erro representada nas tabelas ( $\xi$ ) determinou-se com a razão entre o erro absoluto (diferença entre o valor teórico estimado e o valor em ensaio) e o valor obtido no ensaio ( $N_{test}$ ). Para esbeltezas relativas menores, as estimativas do carregamento axial de encurvadura obtidas por ambos os métodos tiveram valores bastante satisfatórios, afirmaram os autores.

Tabela 2.4 – Comparativo dos resultados dos ensaios experimentais com os valores obtidos através dos métodos analíticos referidos para o tempo crítico (adaptado de Camargo *et al.*, 2019)

Especificação	$t$ (min)	$N_{test}$ (kN)	$N_{EC4}$ (kN)	$\xi_{EC4}$ (%)	$N_{Espinós et al.}$ (kN)	$\xi_{Espinós et al.}$ (%)
DSC-NC-KI-LL30	36	716	1,033	44	690	-4
DSC-NC-Kh-LL30	26	716	1,201	68	787	10
DSC-NC-KI-LL50	21	1,194	1,425	19	957	-20
DTC-NC-KI-LL30	40	732	1,043	42	697	-5
DTC-NC-Kh-LL30	31	732	1,315	80	859	17
DTC-NC-KI-LL50	20	1,220	1,655	36	1,097	-10
DTC-HSC-KI-LL30	25	793	1,606	102	1,007	27
DTC-HSC-Kh-LL30	23	793	1,716	116	1,091	38
DTC-LWC-KI-LL30	28	904	1,854	105	1,186	31
DTC-LWC-Kh-LL30	26	904	1,911	111	1,217	35

Tabela 2.5 – Comparativo dos resultados dos ensaios experimentais com os valores obtidos através dos métodos analíticos para o tempo de rotura último (adaptado de Camargo *et al.*, 2019)

Especificação	$t$ (min)	$N_{\text{test}}$ (kN)	$N_{\text{EC4}}$ (kN)	$\xi_{\text{EC4}}$ (%)	$N_{\text{Espinós et al.}}$ (kN)	$\xi_{\text{Espinós et al.}}$ (%)
DSC-NC-KI-LL30	69	733	488	-33	355	-51
DSC-NC-Kh-LL30	—	—	—	—	—	—
DSC-NC-KI-LL50	—	—	—	—	—	—
DTC-NC-KI-LL30	90	728	472	-35	320	-56
DTC-NC-Kh-LL30	83	660	583	-12	403	-39
DTC-NC-KI-LL50	—	—	—	—	—	—
DTC-HSC-KI-LL30	92	695	473	-32	299	-57
DTC-HSC-Kh-LL30	108	734	461	-37	274	-63
DTC-LWC-KI-LL30	79	753	557	-26	390	-48
DTC-LWC-Kh-LL30	97	702	625	-11	424	-40

## 2.5 Análise de Benchmark

De maneira a sintetizar toda a informação sobre os estudos realizados neste tema, a tabela 2.6 compila toda a informação descrita nos capítulos 2.2 a 2.4. Está organizada por tipo de parâmetro estudado, autor e tipo de coluna, referindo quais os valores dos parâmetros e que conclusão os autores retiraram deles.

Tabela 2.6 – Parâmetros e conclusões dos diversos autores

Parâmetro	Autor	Tipo de Coluna	Valor dos Parâmetros	Conclusão
Restrição térmica	Pires <i>et al.</i> (2012)	CFST	$K_{as} = 13$ to $128$ kN/mm $K_{rsX1} = 4091$ to $5079$ kNm/rad $K_{rsX2} = 1992$ to $2536$ kNm/rad	O aumento da rigidez de 12 para 128kN/mm mal alterou os tempos críticos. O aumento da rigidez diminui a deformação axial.
	Camargo (2019) Camargo <i>et al.</i> (2019)	CFDST e CFDTST	$k_{a,1} = 30$ kN/mm $k_{r,1} = 94,615$ kNm/rad $k_{a,2} = 110$ kN/mm $k_{r,2} = 131,640$ kNm/rad	Quanto maior a restrição térmica, maior as forças de restrição e menores os tempos críticos. Alguma influência na interface aço-betão.
Intensidade de carregamento	Kodur (1999)	CFST	$P_0 = 10$ to $70\%$ of $N_{Rd}$	Os autores concluíram que o nível de carregamento exerce grande influência na resistência ao fogo das colunas, sendo que quanto maior o nível de carregamento, menor a resistência da coluna.
	Wang (1997) e (1999)	CFST		
	Lu <i>et al.</i> (2011)	CFDST		
	Pires <i>et al.</i> (2012)	CFST		O patamar de resistência foi aos 50% do nível de carregamento. Grande influência na resistência, levando a grandes reduções do tempo crítico.
	Wan <i>et al.</i> (2017)	CFDST e CFDTST		
Camargo (2019) Camargo <i>et al.</i> (2019)	CFDST e CFDTST	$P_0 = 30$ to $50\%$ of $N_{Rd}$		
Tipo de betão	Kodur (1999)	CFST	$f_{ck} = 30$ até $50$ MPa	Exerce grande influência, com Betão reforçado c/ fibras de aço > Betão armado > Betão normal.
	Kodur (2006)	CFST	$f_{ck}$ (NSC) = $36$ to $42$ MPa $f_{ck}$ (HSC) = $82$ to $92$ MPa	Sem reforços HSC<NSC. Reforçando o HSC, HFC>HRC. HSC maior severidade no spalling.
	Pires <i>et al.</i> (2012)	CFST	$f_{ck} = 30$ MPa	A utilização de armaduras aumenta o tempo crítico em 30%.
	Lu <i>et al.</i> (2010b)	CFDST	$f_{ck} = 40$ até $70$ MPa	A adição de fibras de aço ao betão SCC obteve ganhos entre 20 a 30%.

(cont.)

Parâmetro	Autor	Tipo de Coluna	Valor dos Parâmetros	Conclusão
Tipo de betão	Romero <i>et al.</i> (2015)	CFDST e CFDTST	$f_{ck}$ (NSC) = 30 MPa $f_{ck}$ (HSC) = 150 MPa	A utilização de betão de alta resistência não trouxe aumento da resistência ao fogo.
	Camargo (2019) Camargo <i>et al.</i> (2019)	CFDST e CFDTST	$f_{ck}$ (NSC) = 28,5 MPa $f_{ck}$ (HSC) = 72.5 MPa $f_{ck}$ (LWC) = 42,5 MPa	A utilização de HSC não trouxe aumento da resistência ao fogo, comparativamente ao NSC. A utilização de LWC não trouxe grandes melhorias de resistência.
Tipo de agregado	Kodur (1999)	CFST	Silicioso vs calcário	Agregados calcários -> 10% mais resistência do que agregados siliciosos.
Espessura do anel de betão	Lu <i>et al.</i> (2010b)	CFDST	$t_{anel} = 106$ e $166$ mm	Os autores concluíram que quando mais espesso for o anel de betão, mais tempo demora a coluna a atingir altas temperaturas.
	Wan <i>et al.</i> (2017)	CFDST e CFDTST		
Aço de alta resistência	Espinós <i>et al.</i> (2016)	CFDST e CFDTST	S355; S460; S690 S960	Para a mesma área de aço, o aumento da classe de resistência do aço, aumenta a resistência o fogo.
Tensão de cedência do tubo externo	Lu <i>et al.</i> (2011)	CFDST	$f_y = 350$ até $700$ MPa	Pouca influência na resistência ao fogo, devendo ser o mais baixa possível.
Tensão de cedência do tubo externo	Lu <i>et al.</i> (2011)	CFDST	$f_y = 350$ até $700$ MPa	Exerce grande influência na resistência ao fogo, logo, a tensão de cedência deve ser o mais alta possível.
Geometria da coluna	Kodur (1999)	CFST	$D_{ext}$ : 324 to 355mm	Aumento das dimensões da secção transversal -> aumento da resistência do betão.
	Lu <i>et al.</i> (2010b)	CFDST	Secção quadrada vs circular	Influencia significativamente a distribuição de temperaturas. A coluna circular resiste mais do que a coluna quadrada.

(cont.)

Parâmetro	Autor	Tipo de Coluna	Valor dos Parâmetros	Conclusão
Comprimento das colunas	Wang (1997) e (1999)	CFST	$L = 2,5\text{m}; 5\text{m}; 7,5\text{m}$	Razão comprimento Efetivo: 0,5 continua em ambas extremidades; 0,7 continua apenas numa extremidade.
	Lu <i>et al.</i> (2011)	CFDST	-	Quanto maior for o comprimento da coluna, menor a resistência ao fogo tem.
Esbelteza	Han <i>et al.</i> (2002)	CFST	$\lambda_x = 26 ; 31,2 ; 34,6 ; 41,6$	Os autores concluíram que este parâmetro exerce grande influência na resistência ao fogo, logo quanto maior a esbelteza, menor resistência ao fogo.
Excentricidade do carregamento	Han <i>et al.</i> (2002)	CFST	$(e_x/r) = 0 \text{ e } 0,3$	Quanto maior a esbelteza da coluna, menor resistência ao fogo.
Proteção exterior contra incêndio	Han <i>et al.</i> (2002)	CFST	$t = 25 \text{ mm}$	A espessura do material de proteção contra incêndio influencia a resistência ao fogo, uma vez que os autores concluíram que quanto mais espessa for a camada de proteção, maior resistência ao fogo.
	Lu <i>et al.</i> (2011)	CFDST	$t = 10 \text{ mm}$	

## 2.6 Considerações finais

Este estado da arte compila a mais recente investigação de colunas de duplo-tubo e de dupla-pele sujeitos a altas temperaturas, ou seja, em situação de incêndio. É necessário que haja um aprofundamento do conhecimento deste tipo de colunas em situação de incêndio, visto que as investigações realizadas até à data são escassas. Nas normas oficiais atualmente em vigor, ainda não existe nenhum método específico de dimensionamento deste tipo de colunas em situação de incêndio, embora Wan *et al.* (2017) tenha proposto alguns métodos de dimensionamento. Conforme se constatou no estudo experimental e comparativo dos métodos de dimensionamento realizado por Camargo (2019) e Camargo *et al.* (2019), a adaptação das normas de vigentes conduz a soluções inseguras. A maioria dos estudos do comportamento ao fogo realizados até à data acabam por não ser representativos, visto que em situações reais os elementos estruturais estão restringidos axial e rotacionalmente pela estrutura circundante. Já os métodos de dimensionamento existentes para colunas de dupla-pele e duplo-tubo não conseguem obter resultados mais consistentes, capazes de calcular o comportamento dos elementos em situação de incêndio, razão pela qual surgem erros nos métodos de cálculo. Estes métodos não contemplam os efeitos das restrições axiais e rotacionais induzidas, o que leva a resultados diferentes de uma estrutura real.

## **3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE COLUNAS DE DUPLO-TUBO E DUPLA-PELE SUJEITAS A ALTAS TEMPERATURAS**

### **3.1 Introdução**

Este capítulo apresenta um modelo numérico de elementos finitos, desenvolvido com recurso ao *software* Abaqus 6.14-5, com o objetivo de prever o comportamento ao fogo de colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele preenchidas com betão, considerando diferentes níveis de carregamento e o alongamento térmico das colunas restringido.

Numa primeira fase é explicado de forma simplificada como se procederam os ensaios experimentais de resistência ao fogo realizados por Camargo (2019), passando para a caracterização detalhada dos modelos numéricos. Os modelos consideram alguns dos parâmetros examinados pela autora, nomeadamente o tipo de secção, nível de carregamento e rigidez da estrutura circundante. A validação do modelo foi feita comparando os resultados numéricos com os resultados experimentais recorrentes do estudo do comportamento ao fogo de colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele com dilatação térmica restringida.

### **3.2 Ensaio experimentais**

Foi efetuado um conjunto de dez ensaios em colunas tubulares mistas preenchidas com betão submetidas a altas temperaturas no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra.

As colunas de aço de secção tubular ensaiados foram preenchidas com três tipos de betão, nomeadamente betão normal, betão de alta resistência e betão com argila expandida. O nível de carregamento aplicado variou entre 30% e 50% do carregamento máximo suportado pela coluna à temperatura ambiente. A rigidez da estrutura circundante variou entre rigidez mínima, que significa praticamente a ausência de restrição térmica, e rigidez máxima, que, neste caso, corresponde a um edifício de dois andares de vãos 3 x 4 com 6 m de extensão.

#### **3.2.1 Sistema experimental**

O laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra onde os ensaios se realizaram, possui características capazes de simular o comportamento numa coluna restringida axial e rotacionalmente em situação de incêndio. De forma a simular um incêndio real, recorreu-se a um forno de resistência ao fogo elétrico para aquecer as colunas de acordo com a curva de incêndio padrão ISO 834. O forno consiste num pórtico de restrição tridimensional, com uma rigidez K variável, com o papel de simular a rigidez da estrutura



circundante à coluna em situação de incêndio (figura 3.1). Utiliza-se uma armação tridimensional para verificar quer a rigidez axial quer a rotacional, como acontece com as estruturas reais. O pórtico consiste em quatro vigas, duas superiores e duas inferiores, dispostas ortogonalmente para que seja possível simular os eixos de rigidez axial e rotacional da estrutura envolvente, e quatro colunas que unem as vigas. A alteração da rigidez da estrutura circundante consegue-se com a mudança de posição das colunas do pórtico de restrição (figura 3.2).

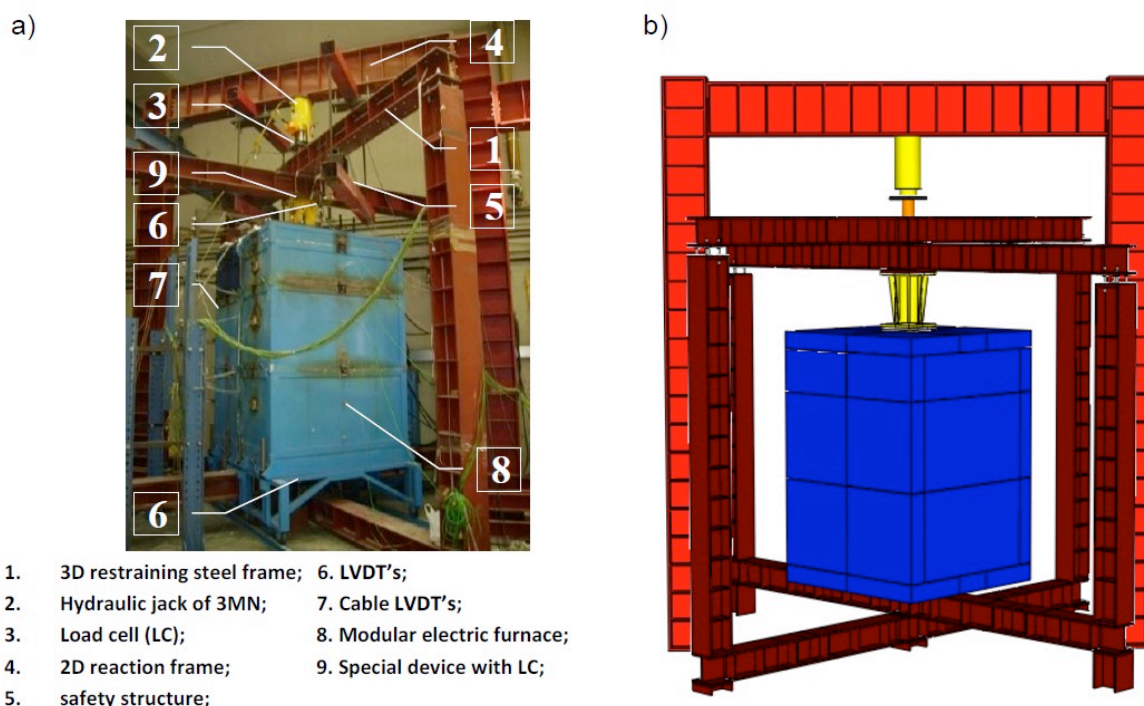


Figura 3.1- Forno de ensaios pronto a ser utilizado: a) constituintes; b) vista esquemática.  
(Correia *et al.*, 2013, *apud* Camargo, 2019)

O pórtico era constituído por vigas de perfil HEB300 em aço S355. As ligações entre os elementos estruturais foram realizadas com quatro parafusos M24, de classe 8.8. As conexões entre as vigas superiores e as colunas eram realizadas por varões auto-roscantes M27, de aço da classe 8.8. No pórtico, é permitida a montagem da coluna com diferentes restrições, devido às diferentes posições dos orifícios nos banzos das vigas, que resulta nos diferentes valores de rigidez da estrutura circundante.

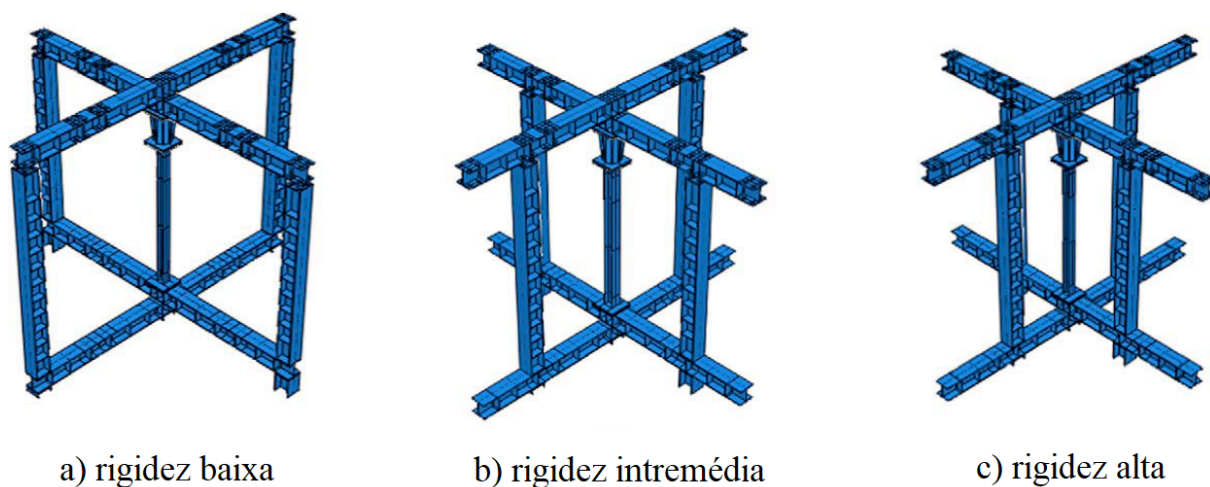


Figura 3.2 – Diferentes configurações do pórtico de restrição para diferentes valores da rigidez da estrutura circundante. (Correia *et al.*, 2013, *apud* Camargo, 2019)

No decorrer dos ensaios, um carregamento axial de compressão de valor constante foi aplicado no topo das colunas, recorrendo à utilização de um macaco hidráulico de capacidade para 3MN. A aplicação do carregamento foi monitorizada por uma célula de carga localizada entre a viga superior do pórtico e a cabeça do pistão do macaco hidráulico (figura 3.1-3).

Para medir as forças geradas pela restrição à dilatação térmica durante todo o ensaio de resistência ao fogo, foi colocado um dispositivo com características especiais junto ao pistão (figura 3.1-9). Esse dispositivo é constituído por um cilindro metálico em aço oco, ligado rigidamente às duas vigas superiores do pórtico de restrição. Por cima das colunas, um outro cilindro metálico de aço maciço era encaixado dentro do cilindro oco, com uma célula de carga de 3 MN entre eles, com a capacidade de registar as forças geradas no decorrer do ensaio. Para aliviar o atrito entre os dois cilindros, o cilindro maciço era revestido com teflon (PTFE) (figura 3.3).

A ação térmica imposta à coluna era aplicada pelo forço elétrico dividido em módulos seguindo de forma aproximada a curva de incêndio padrão ISO 834 (figura 3.1-8). Este é constituído por dois módulos de um metro e outro de cinquenta centímetros de altura, todos uns em cima dos outros, formando uma câmara em torno da coluna com dimensões de 1,5m x 1,5m x 2,5m.



Figura 3.3 – Dispositivo para medir as forças geradas pela imposição da restrição. (Correia e Rodrigues, 2012)

### 3.2.2 Provetes

As colunas ensaiadas foram constituídas por perfis de aço todos com a mesma secção. As colunas eram constituídas por dois tubos, ambos fabricados com aço S355, tendo o tubo externo um diâmetro de 219,1 mm e 8 mm de espessura, e o tubo interno um diâmetro de 101,6 mm e 6 mm de espessura.

Nos ensaios foram utilizados três tipos distintos de betão de preenchimento, nomeadamente betão normal (30 MPa), betão de alta resistência (70 MPa) e betão com argila expandida (30MPa). Com o objetivo de alcançar uma maior resistência ao fogo, colocaram-se diferentes tipos de betão nos tubos, representadas na figura 3.4, utilizando o betão de forma correta de acordo com as suas propriedades. Foram testados quatro tipos de seção para as colunas. A primeira configuração dizia respeito a uma coluna mista de dupla-pele preenchida com betão, com o núcleo vazio e preenchido com betão normal entre os tubos.

A segunda configuração era uma coluna de duplo-tubo, com toda a secção, anel e núcleo, preenchida com betão normal. Tal configuração pretende comparar o comportamento das colunas mistas de dupla-pele relativamente às colunas mistas de duplo-tubo.

Na terceira configuração, substituiu-se o núcleo de betão normal por betão de alta resistência. Esta alteração teve o intuito de verificar se o betão de alta resistência, por se encontrar no núcleo e consequentemente se encontrar a temperaturas mais baixas que o betão do anel entre os tubos, iria apresentar um comportamento mais eficiente em situação de incêndio e com isso aumentar a capacidade resistente da coluna. Por fim, substituiu-se o betão de preenchimento do anel para betão com argila expandida, com a intenção de reduzir ainda mais as temperaturas do núcleo e, desta forma, obter uma maior capacidade resistente em situação de incêndio.

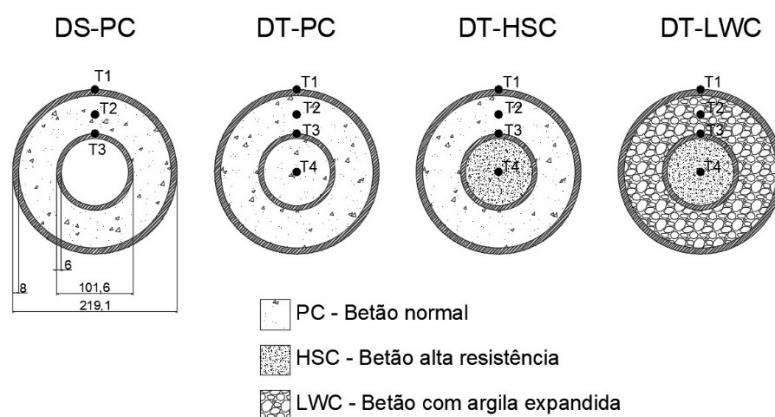


Figura 3.4 – Representação esquemática das secções ensaiadas (Camargo, 2019)

O último parâmetro a ser analisado foi a rigidez da estrutura circundante, axial e rotacional, ao pilar sujeito a incêndio. Esta rigidez foi imposta através de um pórtico de restrição tridimensional. A rigidez imposta foi caracterizada por dois níveis distintos, K1 e K2, sendo que um é o valor mais baixo ( $K_a=13$  kN/mm e  $K_r=94,615$  kN.m/rad, Fig. 3.2-a) e o outro o valor mais alto ( $K_a=110$  kN/mm e  $K_r=131,340$  kN.m/rad, Fig. 3.2-c) respetivamente. O objetivo era determinar o quanto a rigidez da estrutura circundante à coluna pode influenciar a sua capacidade resistente em situação de incêndio, bem como o seu modo de colapso (Pires *et al.*, 2012).

Todas as colunas foram montadas e betonadas no laboratório. Começou-se por soldar o tubo interno à chapa de base, já com os termopares do tubo interno colocados. Posteriormente o tubo externo foi devidamente encaixado e soldado também à chapa de base. Depois dos tubos estarem devidamente equipados com os instrumentos de medição de temperaturas (termopares), procedeu-se à sua betonagem. Para a colocação dos termopares, foram executados furos nos tubos, assim como para a ventilação junto ao topo e base das colunas. A cura do betão foi realizada em condições ambientais normais dentro do laboratório. Após a cura do betão, as chapas de topo foram soldadas às colunas e os provetes ficaram prontos para serem ensaiados.

O betão normal utilizado foi produzido pela empresa Betão Liz, S.A. da classe C30/37.S3XC2(P)D16.C10,4, cujas propriedades e composição se encontram apresentadas na tabela 3.1. A resistência esperada do betão C30/37 não foi conseguida, tendo apenas atingido 18,5 MPa de resistência média à compressão aos 28 dias. A temperatura das colunas ensaiadas foi medida recorrendo a termopares do tipo K, que se localizavam em cinco secções ao longo do comprimento, e posicionados em cada secção como demonstra a figura 3.4.

Tabela 3.1 - Propriedades do betão normal (Camargo, 2019)

Referência	Quantidade	Unidade
Composição do betão		
Cimento IV	210	kg/m <sup>3</sup>
Cinzas	122	kg/m <sup>3</sup>
Brita 1	961	kg/m <sup>3</sup>
Areia fina	267	kg/m <sup>3</sup>
Areia Grossa	612	kg/m <sup>3</sup>
Relação A/C	0,51	
Resistência média à compressão aos 7 dias	14,0	MPa
Resistência média à compressão aos 28 dias	18,5	MPa
Resistência média à compressão no fim dos ensaios	27,0	MPa
Densidade	2260	kg/m <sup>3</sup>

### 3.2.3 Plano de ensaios

As colunas foram carregadas axialmente com 30% e 50% do seu carregamento resistente último ( $N_{Rd}$ ), calculada de acordo com os métodos da EN 1994-1-1:2004. Foram adotados estes níveis de carregamento por serem os mais habituais para colunas mistas tubulares preenchidas com betão, resultantes de projetos estruturais de resistência ao fogo. A curva de aquecimento da coluna adotada foi a curva de incêndio ISO 834 (ISO834.1, 1999).

O plano de ensaios é apresentado na tabela 3.2. Relativamente à identificação das colunas, foram denominados da seguinte forma: TX (X é o número de referência da coluna, DS ou DT (DS, para colunas de dupla-pele, e DT para colunas de duplo-tubo), e PC ou HSC ou LWC para diferenciar o tipo de betão de preenchimento (PC=Betão normal, HSC=Betão de alta resistência e LWC=Betão leve).

Tabela 3.2 - Plano de ensaios (Camargo, 2019)

Referência	Diâmetro Externo (mm)	Preenchimento dos tubos	Nível de Carregamento (kN)	Rigidez imposta
T1-DS-PC-K1	219,1	Anel: Betão normal Núcleo: Vazio	723 (30%)	K1
T2-DS-PC-Kh				K2
T3-DS-PC-K1			1205 (50%)	K1
T4-DT-PC-K1	219,1	Anel: Betão normal Núcleo: Betão normal	739 (30%)	K1
T5-DT-PC-Kh				K2
T6-DT-PC-K1			1233 (50%)	K1

(cont.)

Referência	Diâmetro Externo (mm)	Preenchimento dos tubos	Nível de Carregamento (kN)	Rigidez imposta
T7-DT-HSC-K1	219,1	Anel: Betão normal Núcleo: Betão alta resistência	802 (30%)	K1
T8-DT-HSC-Kh				K2
T9-DT-LWC-K1	219,1	Anel: Betão leve Núcleo: Betão alta resistência	920 (30%)	K1
T10-DT-LWC-Kh				K2

### 3.3 Modelos numéricos

#### 3.3.1 Geometria

O modelo numérico foi constituído por duas partes distintas, os tubos de aço, incluindo as chapas de aço (no topo e na base da coluna) e o núcleo de betão, constituído por um anel exterior e um núcleo central (apenas nas colunas de duplo-tubo).

Numa análise numérica das colunas é necessário considerar-se uma imperfeição inicial para ter em conta as imperfeições dos perfis. Existem diferentes valores para a imperfeição máxima ao longo do comprimento, como  $L/7500$  sugerido por Hong e Varma (2009) e entre  $L/1000$  e  $L/2000$  proposto por Espinós *et al.* (2010). Neste estudo, adotou-se o valor de  $L/600$  de imperfeição geométrica, de forma a haver concordância com os resultados experimentais.

#### 3.3.2 Propriedades dos materiais

##### Propriedades Térmicas

##### Aço

As propriedades térmicas usadas para a parametrização do aço, nomeadamente a massa volúmica, a expansão térmica, a condutibilidade térmica e o calor específico seguem a norma EN 1994-1-2. As figuras 3.11 e 3.12 representam o calor específico e a condutibilidade térmica do aço em função da temperatura, respetivamente. As propriedades seguem as equações de calor específico (3.2 a, b, c, d) e de condutibilidade térmica (3.3 a, b), propostas no ponto 3.3.1 da EN 1994-1-2, sendo dependentes da temperatura que se regista. Como a equação de calor

específico é também dependente da massa do aço existente, adotou-se o valor de massa volúmica de  $7850 \text{ kg/m}^3$ , conforme referido no ponto 3.4(1).

A condutibilidade térmica traduz-se pela capacidade de um elemento conduzir calor. Já o calor específico caracteriza-se pela energia necessária para elevar a temperatura do material de um grau Celsius ou Kelvin ( $\text{J/kg } ^\circ\text{C}$  ou  $\text{J/kg K}$ ). O calor específico do aço é aproximadamente constante em grande parte da faixa de temperaturas, no entanto, quando este se aproxima dos  $735^\circ\text{C}$  é registado um pico abrupto devido à transformação cristalográfica endotérmica do aço, como se observa na figura 3.5. A condutibilidade térmica do aço em função da temperatura é apresentada na figura 3.6.

A expansão térmica do aço é caracterizada pela variação das dimensões em função da sua temperatura, ou seja, expande com o aumento da temperatura e contrai com a diminuição da mesma. Numa fase inicial, considerou-se o valor constante igual a  $1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , no entanto, após a realização de uma análise de sensibilidade, foi possível concluir que 80% do valor de cálculo que a norma define,  $0,95 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , leva a uma maior concordância com os resultados experimentais.

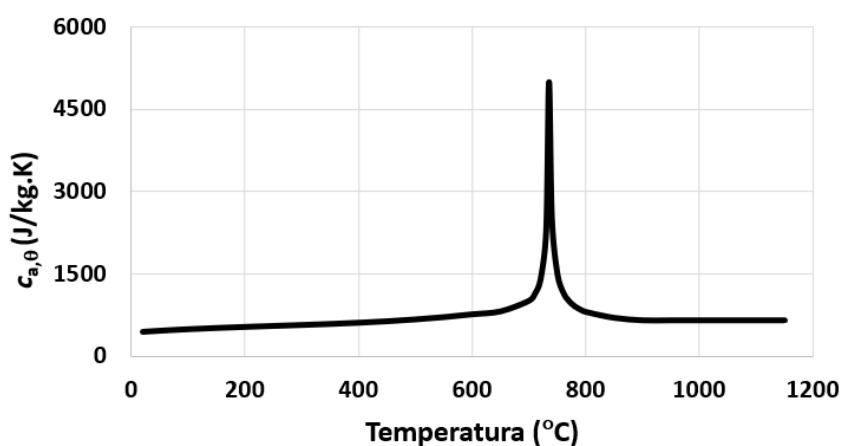


Figura 3.5 - Calor específico do aço em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005)

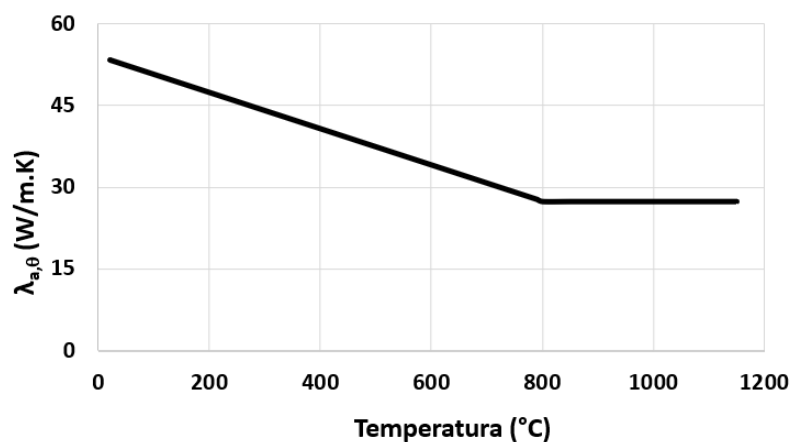


Figura 3.6 – Condutibilidade térmica do aço em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005)

### ***Betão***

As propriedades térmicas do betão seguiram a formulação recomendada na norma EN 1994-1-2. Os parâmetros térmicos do betão assumem grande importância na modelação numérica de colunas tubulares mistas, já que o comportamento estrutural ao fogo de tais elementos de aço e betão é fortemente influenciado pelo comportamento deste material, uma vez que o aço sem o betão colapsa mais rapidamente. Recorreu-se às equações de massa volúmica propostas em 3.3.2(3) da norma EN 1992-1-2 e de calor específico (3.5 a, b, c, d) propostas em 3.3.2(4) da norma EN 1994-1-2. Devido à evaporação da água resultante do aumento da temperatura, o betão sofre uma redução no valor da sua massa volúmica, como se constata pela figura 3.7. Esta redução da massa volúmica influencia a capacitância térmica do betão, levando ao aquecimento do betão que se encontra mais afastado da superfície de contacto com o aço.



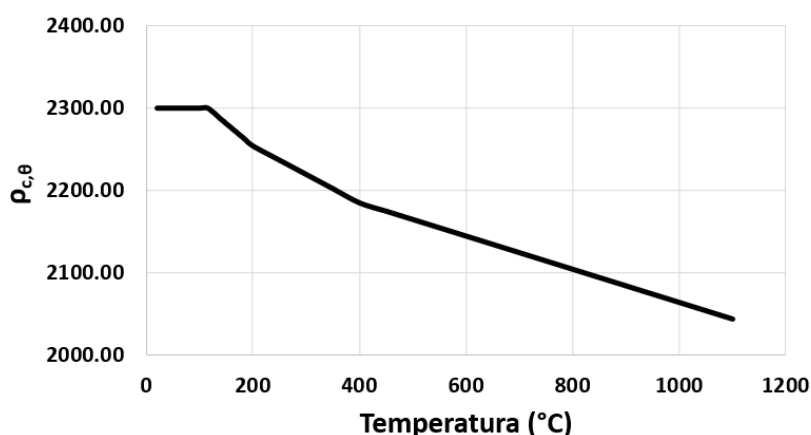


Figura 3.7 - Variação da massa volúmica do betão em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005)

O calor específico ( $C_{c,\theta}$ ) é uma propriedade térmica que depende do teor de água do betão. São recomendados no ponto 3.3.2(8) da norma EN 1994-1-2 os valores de 2020 J/Kg K para um teor de água de 3% da massa do betão e 5600 J/Kg K para um teor de água de 10%. Nos ensaios experimentais de Camargo (2019), o teor de água no betão de preenchimento era de 5,0 %, no entanto, no desenvolvimento deste modelo numérico foi considerado um teor de água de 4,8% pois apresentou uma melhor conformidade com os resultados experimentais, conforme apresentado na figura 3.8.

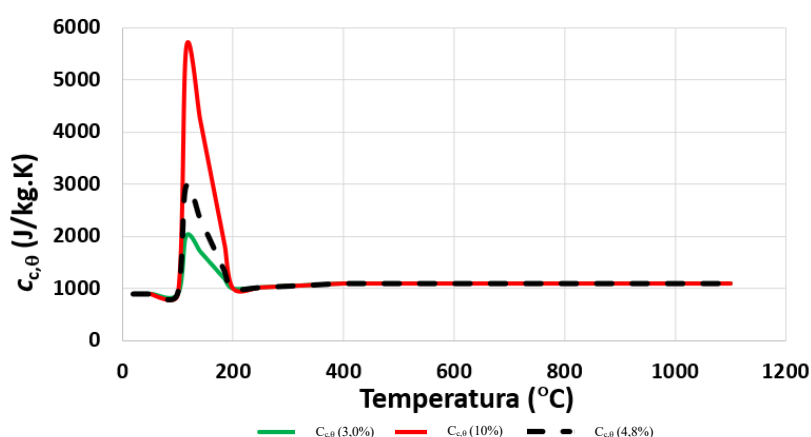


Figura 3.8 – Calor específico do betão em função da temperatura (EN 1994-1-2:2005)

Inicialmente recorreu-se às curvas propostas no ponto 3.3.2(9) da norma EN 1994-1-2 para caracterizar a condutibilidade térmica, determinada analiticamente entre o limite superior para agregados siliciosos e inferior para agregados calcários referidos pela mesma. Analisados ambos os limites, verificou-se que não se obtinha uma boa correspondência das temperaturas

observadas com os ensaios experimentais. Após uma análise de sensibilidade, foram adotados os valores de condutibilidade térmica presentes na cláusula 3.3.3 (1) do Anexo Nacional Francês da norma EN 1992-1-2, representados na figura 3.9, que conduziam a uma melhor concordância com os resultados obtidos experimentalmente.

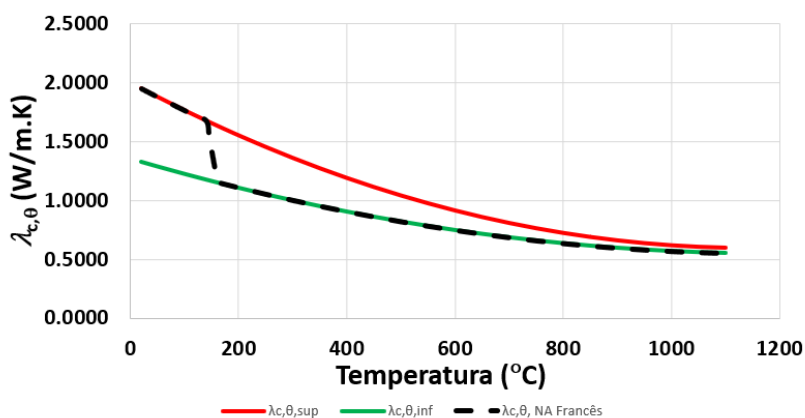


Figura 3.9 – Condutibilidade térmica do betão em função da temperatura (NF 1992-1-2/NA)

A expansão térmica, apresentada na figura 3.10, é uma propriedade que além de variar com a temperatura do material, difere de acordo com o tipo de agregado constituinte do betão. Para o cálculo da expansão térmica foi considerado o tipo de agregado presente no betão C30/37 utilizado por Camargo (2019), ou seja, agregados calcários.

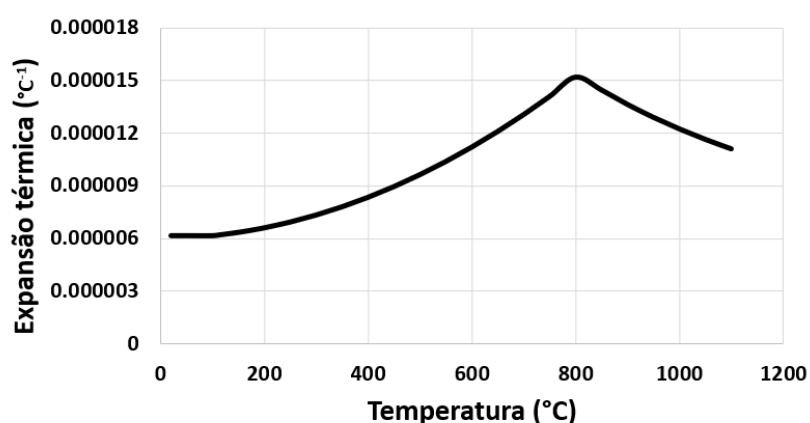


Figura 3.10 – Expansão térmica do betão em função da temperatura (EN 1992-1-2:2004)

## Propriedades Mecânicas

### Aço

As propriedades resistentes do aço a altas temperaturas utilizadas na parametrização do modelo numérico estão de acordo com os valores registados nos ensaios de caracterização mecânica do aço a altas temperaturas realizado por Camargo (2019). A caracterização mecânica do aço depende de dois parâmetros diferentes: a elasticidade e a plasticidade. Os valores adotados na análise numérica são iguais aos obtidos por Camargo (2019), nos ensaios de caracterização mecânica do aço a altas temperaturas, apresentados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios (Camargo, 2019)

Temperatura (°C)	$E_0$ Média (GPa)	$f_{y0,2\%}$ Média (MPa)
20	187,74	394,99
300	180,78	381,37
500	115,27	240,61
700	76,81	68,23
900	24,64	24,85

A norma EN 1994-1-2 refere que as propriedades mecânicas do aço necessitam de ser reduzidas, devido às altas temperaturas, multiplicando-as por fatores de redução. Os fatores de redução utilizados nesta modelação numérica seguem os obtidos por Camargo (2019). As tabelas 3.4 e 3.5 apresentam os fatores de redução do módulo de elasticidade e da tensão para um nível de extensão de 0,2%, respetivamente.

Tabela 3.4 - Fatores de redução  $k_{E,\theta}$  do módulo de elasticidade (Camargo, 2019)

$\theta$ (°C)	$E_\theta/E_{20}$
20	1,0000
300	0,96296
500	0,61400
700	0,40914
900	0,13127

Tabela 3.5 - Fatores de redução  $k_{y,\theta}$  da tensão de cedência (Camargo, 2019)

$\theta$ (°C)	$f_{y,\theta}/f_{y20}$ $\varepsilon$ 0,20%
20	1,0000
300	0,96552
500	0,60916
700	0,17274
900	0,06291

Desta forma, o módulo de elasticidade segue uma formulação adaptada da que é descrita no ponto 3.2.1(2) da norma EN 1994-1-2, uma vez que se multiplicou o módulo de elasticidade pelos fatores de redução propostos por Camargo (2019). O valor do coeficiente de Poisson foi definido de acordo com as considerações de Capilla (2012), assumindo um valor independente da temperatura igual a 0,3, que conduziu a resultados adequados.

De igual modo, a tensão do aço foi parametrizada segundo uma adaptação do ponto 3.2.1(2) da norma EN 1994-1-2. Considerou-se apenas dois domínios da relação tensão-extensão do aço, o elástico e o plástico, ou seja, o domínio I e III, representados na figura 3.11. O domínio da transição elíptica descrita no quadro 3.1 da norma EN 1994-1-2, não foi considerado por questões de simplificação. O diagrama de tensão-extensão utilizado na modelação numérica está representado na figura 3.12.

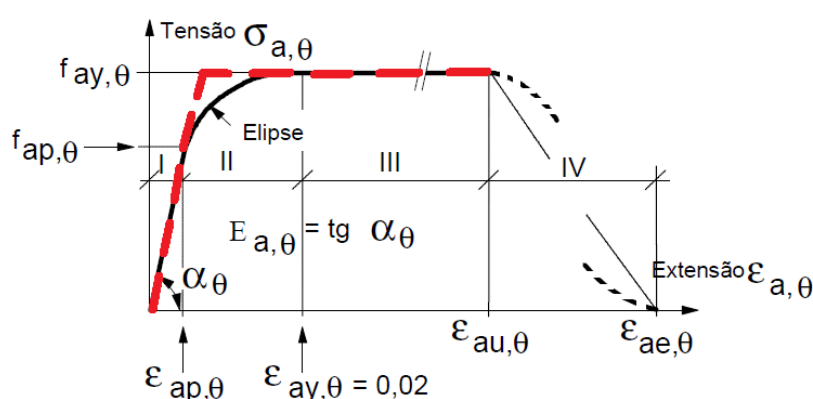


Figura 3.11 – Modelo matemático para as relações tensões-extensões do aço estrutural a temperaturas elevadas e modelo de parametrização proposto (EN 1994-1-2:2005)

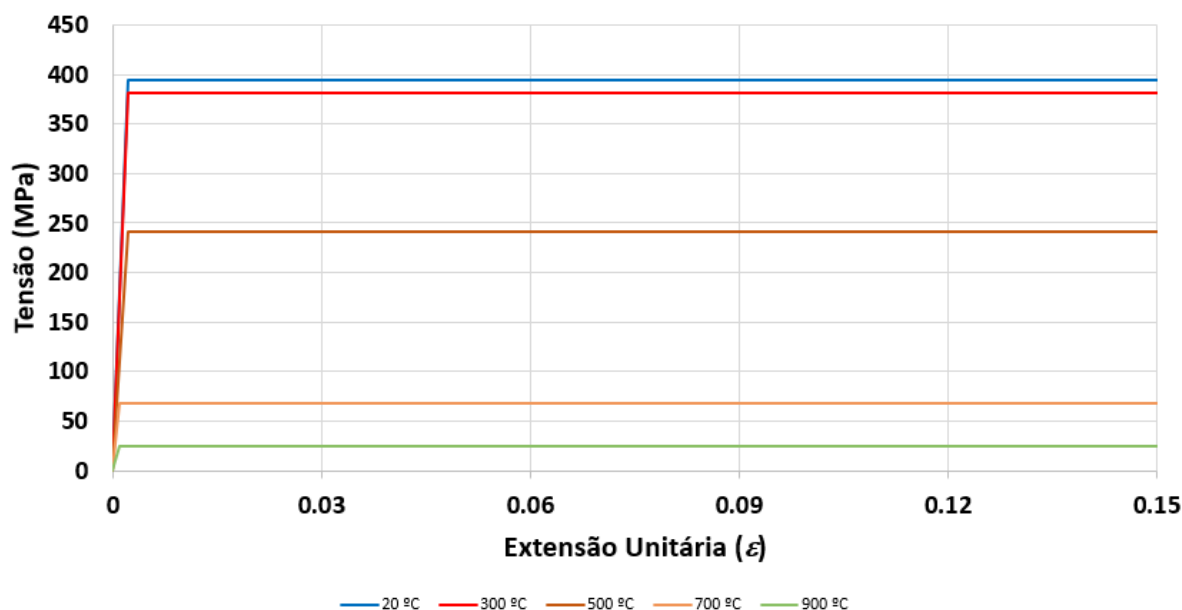


Figura 3.12 – Diagrama de tensão-extensão do aço em função da temperatura

### **Betão**

As propriedades de resistência e de deformação do betão à compressão a altas temperaturas são definidas a partir das suas relações de tensão-extensão apresentadas na norma EN 1992-1-2. As relações de tensão-extensão do betão caracterizam-se por dois parâmetros, a resistência à compressão e a correspondente extensão do elemento, cujos valores são propostos pela mesma norma e são obtidos em função da temperatura do material.

As propriedades mecânicas adotadas neste modelo numérico consideram o betão constituído por agregados calcários e a tensão resistente média à compressão  $f_{cm}$  igual a 30 MPa.

### **3.3.3 Procedimento da análise**

Para a modelação numérica do comportamento das colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo, foi adotada uma análise termomecânica sequencialmente acoplada. Começou-se por executar uma análise térmica, correspondente a uma análise de pura transferência de calor. Seguidamente, as temperaturas nodais (resultados), obtidas na análise térmica das colunas de duplo-tubo e dupla-pele foram os dados de entrada de temperatura para a análise mecânica. De

seguida, os detalhes de cada análise serão discutidos. Para que seja possível executar todas as simulações sem erros, as malhas são iguais em todos os modelos.

### Modelo térmico

O modelo térmico corresponde a uma análise de pura transferência de calor. As superfícies das colunas foram submetidas à curva de temperatura do forno medida no estudo experimental de Camargo *et al.* (2019), considerando dois mecanismos de transferência de calor: convecção e radiação. No interior das colunas, o único mecanismo de transferência de calor foi a condução. Os principais parâmetros para se proceder à análise térmica foram retirados da norma EN 1994-1-2, apresentados na tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Parâmetros para o modelo térmico

Parâmetro	Valor	Unidade
Coefficiente de transferência de calor convectiva ( $h_c$ )	25	W/m <sup>2</sup> K
Fator de configuração de radiação ( $\phi_r$ )	1	--
Constante de Stephan- Boltzmann ( $\sigma$ )	5,67 x 10 <sup>-8</sup>	W/m <sup>2</sup> K
Temperatura zero absoluto	-273,15	°C
Emissividade do material ( $\epsilon_m$ )	0,7	--
Emissividade do fogo ( $\epsilon_f$ )	1	--
Temperatura inicial ( $\theta_0$ )	28	°C

O mecanismo de transferência de calor entre o tubo de aço e o núcleo de betão será descrito detalhadamente no subcapítulo 3.3.4.

### Modelo mecânico

O modelo estrutural corresponde a uma análise estática não-linear termomecânica. As temperaturas nodais nas superfícies das colunas, obtidas na análise da transferência de calor, são os dados de entrada para o modelo estrutural.

A análise mecânica foi dividida em dois passos. O primeiro passo consistiu na aplicação do carregamento na placa do topo das colunas. A placa distribuiu o carregamento para os tubos

metálicos e para o núcleo de betão. No segundo passo, é ativada a restrição ao alongamento térmico e a temperatura começa a ser aplicada.

### 3.3.4 Interações entre os materiais

#### Interface tubo de aço-betão

Segundo a literatura internacional, o comportamento da interface tubo de aço-betão pode ser caracterizado de diversas maneiras. Neste estudo, utilizou-se inicialmente o modelo de caracterização recomendado por Espinós *et al.* (2010), segundo o qual, o intervalo de condutância da interface assume um valor constante de  $200 \text{ W/m}^2 \text{ K}$  e a transferência de calor da interface é feita por radiação. Para ambos os materiais, é sugerido uma emissividade ( $\epsilon_m$ ) de 0,7 e um fator de configuração de radiação ( $\phi_r$ ) de 1,0.

No entanto estas considerações conduziram a um desfasamento das curvas de temperatura das colunas, relativamente às curvas de temperatura dos resultados experimentais de Camargo (2019). Assim, recorreu-se à formulação dependente da temperatura de Ghajel (2004), para a caracterização da condutância. É feita a distinção de condutância de superfícies carregadas e não carregadas. Admite-se numa primeira fase que o tubo de aço externo suporta quase a totalidade do carregamento, aplicando-se a curva de condutância “carregada” para a interface do tubo de aço externo e o anel de betão externo. No caso das colunas de duplo-tubo, utilizou-se a curva de condutância “não carregada” para o tubo de aço interno com o anel de betão externo. Tais considerações conduziram a uma boa aproximação entre os valores numéricos e experimentais.

Relativamente à interface aço-betão no modelo mecânico no *software* Abaqus 6.14-5, a modelação passa por um comportamento normal e tangencial. Na formulação do comportamento normal foi considerado o contacto “hard”, que recorre ao método multiplicador de Lagrange, que permite qualquer valor de pressão quando as superfícies estão em contacto, ou nenhuma pressão caso as superfícies se separem. O comportamento tangencial considera um método de penalidade por atrito (*penalty friction model*), que permite algum deslizamento relativo (elástico) entre as superfícies, com o coeficiente de atrito igual a 0,3, como recomenda Espinós *et al.* (2010).

### Interface tubo de aço-chapa de aço

No que diz respeito à interface dos tubos de aço com as chapas de topo e base, é considerado uma ligação “tie”, isto é, existe uma continuidade perfeita entre os dois materiais, simulando a soldadura que existiu na realidade.

### Restrição ao alongamento térmico

Para simular a restrição concedida pela estrutura circundante, foram adicionadas nas chapas de topo e base das colunas molas com restrição axial e rotacional, que assumem valores de rigidez variável, consoante a coluna a estudar. A figura 3.13 mostra a vista da interface do *software* Abaqus 6.14-5 com as molas axiais e rotacionais do modelo. A mola axial apenas foi colocada no topo da coluna, e as molas rotacionais foram colocadas no topo e base da mesma.

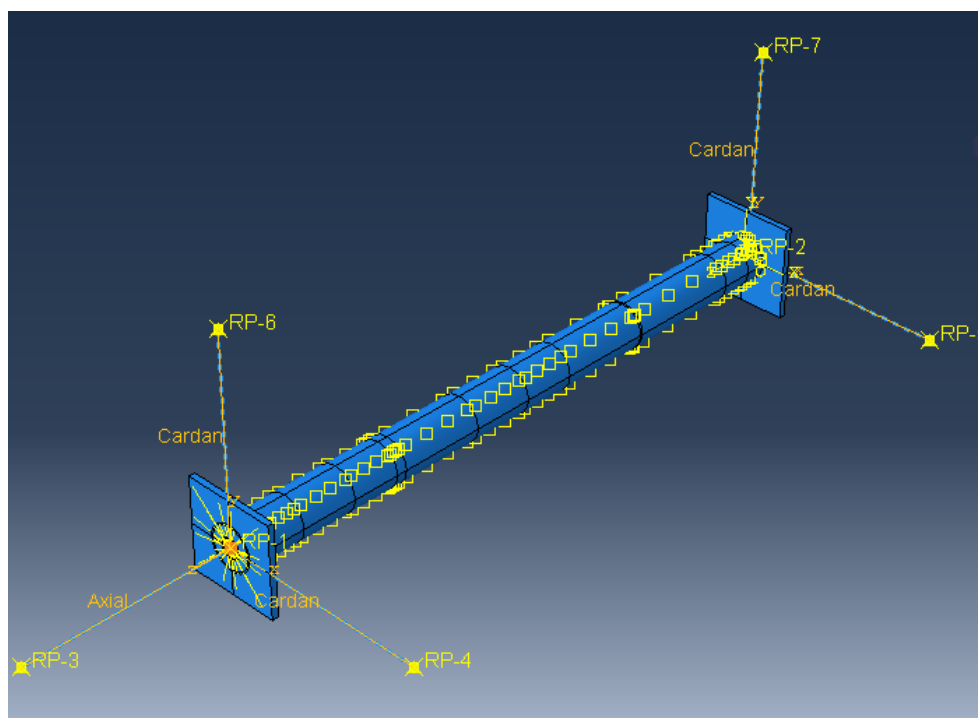


Figura 3.13 – Vista do modelo numérico da coluna com as molas de rigidez axiais e rotacionais

### 3.3.5 Condições de carregamento e de fronteira

Durante a fase de aplicação do carregamento de serviço, a base da coluna, que simula um apoio duplo, tem todas as translações fixas (U1, U2 e U3). O topo da coluna, que simula um apoio



simples, foi fixado nas direções perpendiculares ao seu eixo (U1 e U2), deixando livre os deslocamentos na direção U3.

Após o processo de aplicação do carregamento de serviço na coluna, foram adicionadas na base da coluna molas elásticas nos eixos x e y, de forma a criar uma restrição rotacional, que lhe conferiu características de apoio semi-rígido. No topo da coluna, inseriu-se uma mola no eixo Z que provoca uma restrição axial e duas molas nos eixos x e y que provocam uma restrição rotacional, que lhe conferiu também características de apoio semi-rígido. A restrição introduzida no eixo z impede o livre deslocamento provocado pela extensão térmica da coluna, provocando nesta um aumento de tensão.

As condições de carregamento e as temperaturas iniciais foram coerentes com os carregamentos aplicados e temperaturas dos ensaios experimentais de Camargo (2019). As temperaturas finais obtidas a partir do modelo térmico foram aplicadas como carregamento térmico (carregamento de entrada) para a modelação estrutural numérica.

### **3.3.6 Malha**

Todas as partes do modelo foram caracterizadas segundo uma malha tridimensional de elementos finitos. Esta malha serviu para analisar ambos os modelos, térmico e mecânico, fazendo uso, respetivamente, de elementos de oito nós (HEX) DC3D8 e C3D8R. Ao nível do betão interior bem como nas chapas que nele assentam, recorreu-se a elementos de seis nós (WEDGE) DC3D6 e C3D6 para o modelo térmico e mecânico, respetivamente. A dimensão global aproximada dos elementos era de 2 centímetros, com exceção do topo e base da coluna, onde se refinou a malha para elementos de 1 centímetro, visto que o betão não preencheu toda a cavidade no anel exterior. Esta dimensão de elementos adotada foi suficientemente exata para a obtenção dos resultados numéricos, como se irá observar no capítulo 3.4. A figura 3.14 apresenta um exemplo da malha de elementos finitos constituintes da coluna, e a imagem 3.15 apresenta a malha de elementos finitos nas chapas de extremidade da coluna.

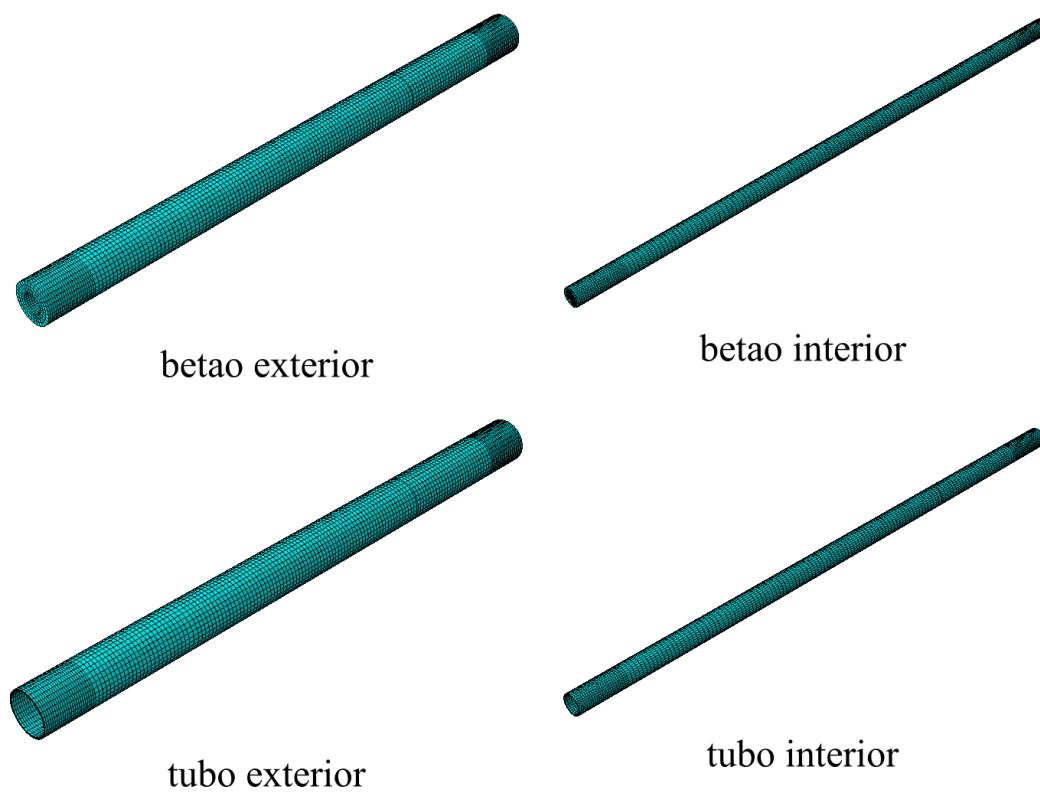


Figura 3.14 – Elementos finitos tridimensionais para os modelos das colunas de duplo-tubo e de dupla-pele

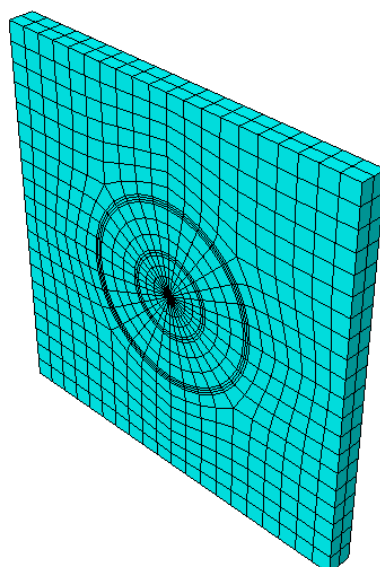


Figura 3.15 – Elementos finitos tridimensionais para as chapas de extremidade das colunas

Diversos estudos utilizaram elementos lineares para poupar tempo de cálculo computacional, no entanto neste estudo são usados elementos de geometria de ordem quadrática. Embora houvesse um aumento do tempo de cálculo computacional (o tempo de cálculo computacional não foi uma variável estudada nesta dissertação), a preferência deste tipo de elementos deveu-se ao facto de se tentar minimizar os erros de aproximações decorrentes da discretização da malha e fazer com que o computador corra de maneira uniforme. Em algumas situações, houve a necessidade de alterar e refinar a malha para verificar se os resultados convergiam, como é o caso dos topos da coluna. Os resultados decorrentes da malha adotada foram considerados aceitáveis, não havendo necessidade de se refinar mais a malha. A tabela 3.7 resume toda a informação sobre os elementos da malha de cada simulação.

Tabela 3.7 - Malha e tipos de elementos finitos usados nos modelos numéricos

<i>Modelo</i>	<i>Coluna</i>	<i>Diâmetro do tubo (mm)</i>	<i>Tipo de elemento</i>		<i>Nº de elementos</i>	<i>Nº de nós</i>
			<i>Térmico</i>	<i>Mecânico</i>		
1, 2 e 3	Dupla-pele	Exterior: 219,1	DC3D8	C3D8R	44712	66646
			DC3D6	C3D6	128	
4, 5 e 6	Duplo-tubo	Interior: 101,6	DC3D8	C3D8R	58976	83815
			DC3D6	C3D6	5760	

## 4 ANÁLISE DE RESULTADOS

A validação dos modelos numéricos foi feita comparando diretamente os resultados numéricos com os valores das temperaturas, das forças de restrição e deslocamento axial medidos nas colunas nos ensaios experimentais realizados por Camargo (2019). Nestes foram comparados o tempo crítico e os valores máximos e mínimos nas curvas de resultados.

### 4.1 Temperaturas

A análise dos resultados ao nível das temperaturas foi realizada tendo por base a comparação entre as temperaturas registadas nos ensaios experimentais e nos modelos numéricos. Optou-se pela análise da secção transversal localizada a meio da coluna, em detrimento de outras secções, em virtude de as oscilações de temperatura ao longo do comprimento das colunas serem praticamente nulas. Optou-se por comparar apenas as temperaturas nos tubos de aço, por apresentarem resultados mais próximos com os das simulações numéricas relativamente aos registados no betão. Assim, conforme se verifica pela análise das figuras 4.1, 4.2 e 4.3, referentes aos resultados das temperaturas nas colunas de dupla-pele, registou-se uma quase total coincidência de valores, o mesmo acontecendo em relação às colunas de duplo-tubo, a que dizem respeito as figuras 4.4, 4.5 e 4.6. Os resultados obtidos permitiram concluir que os modelos térmicos reproduzem com grande exatidão os ensaios experimentais, encontrando-se perfeitamente calibrados para as colunas de dupla-pele e duplo-tubo.

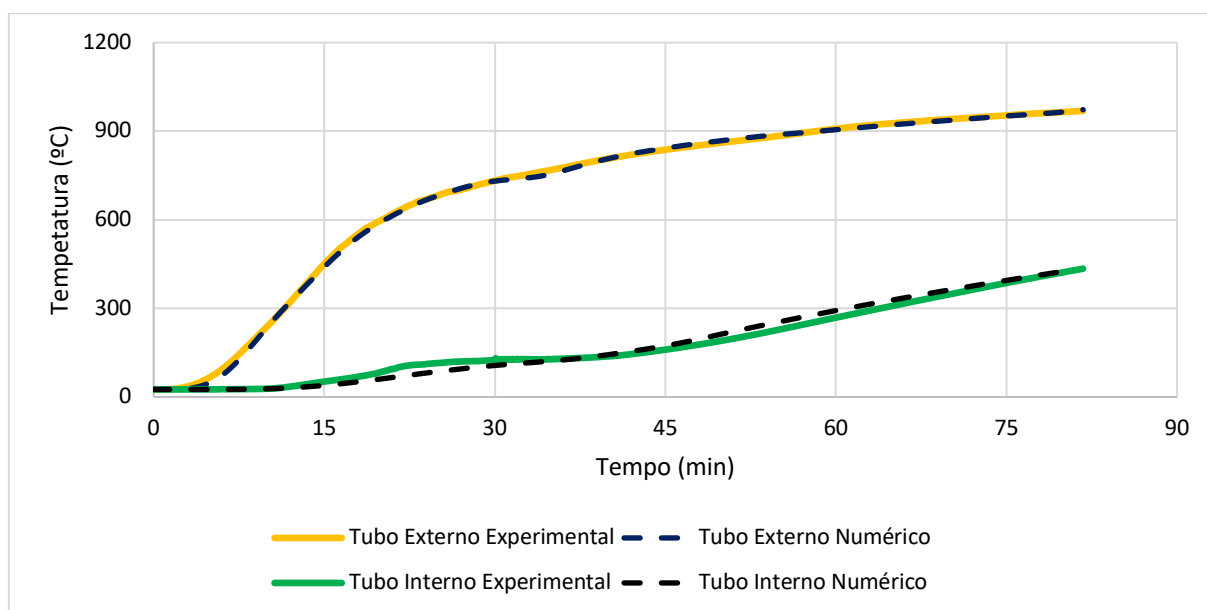


Figura 4.1 Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30

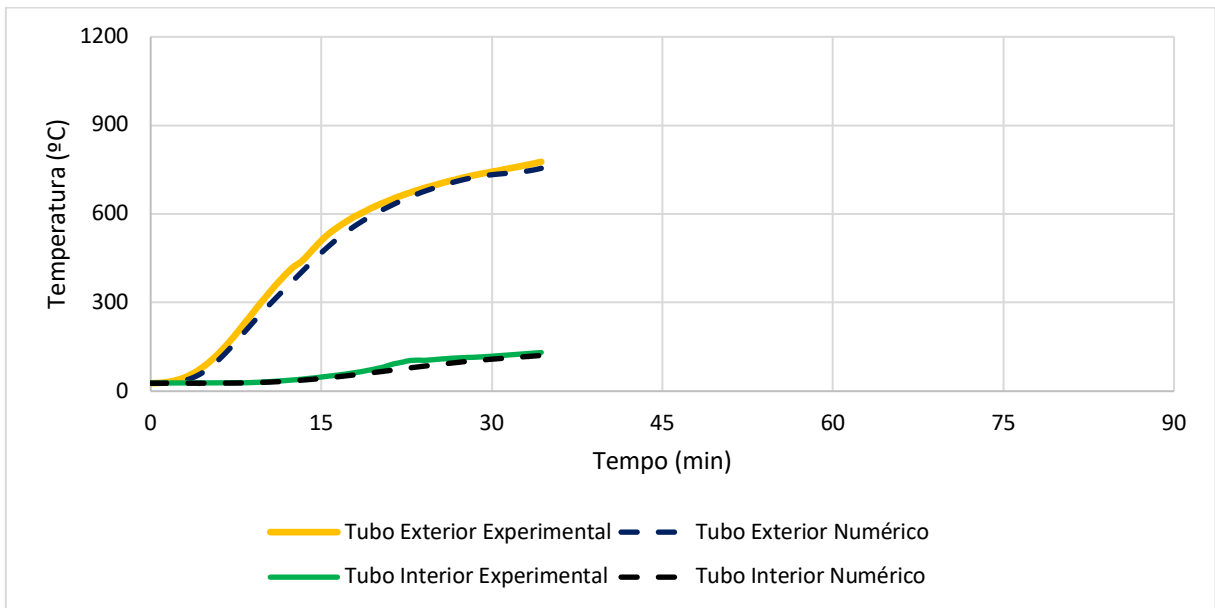


Figura 4.2 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30

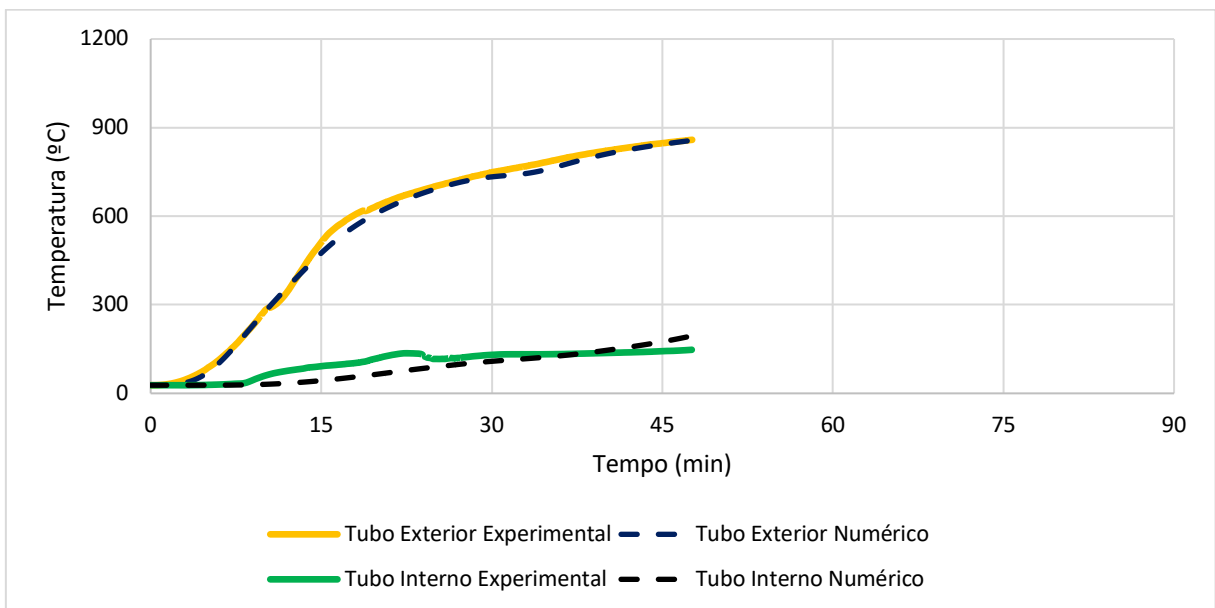


Figura 4.3 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50

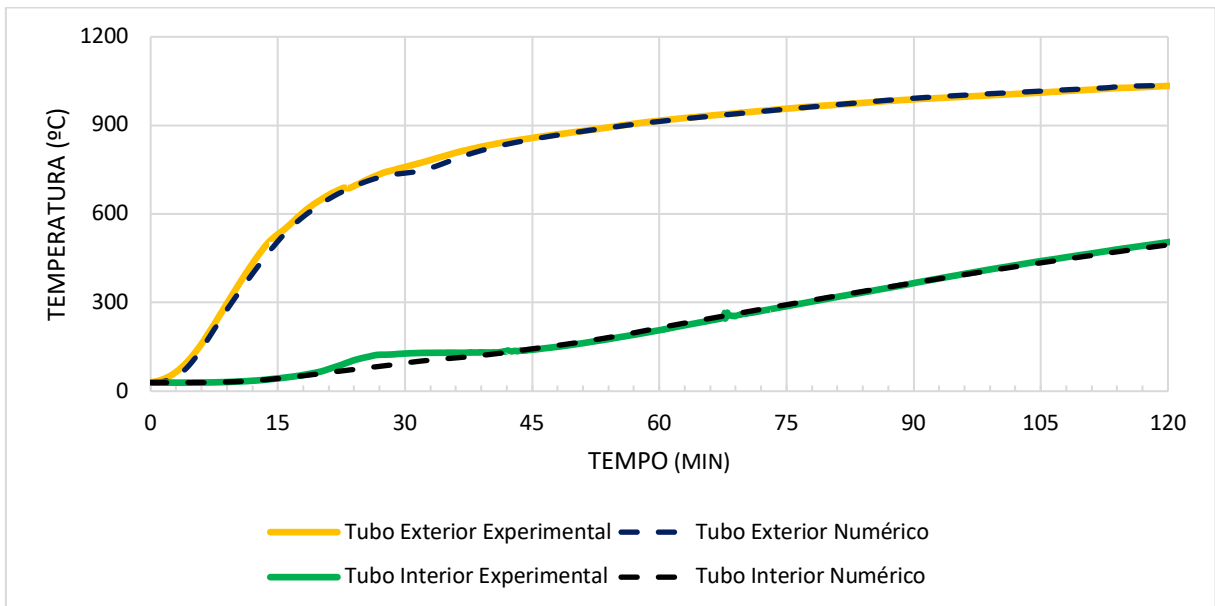


Figura 4.4 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30

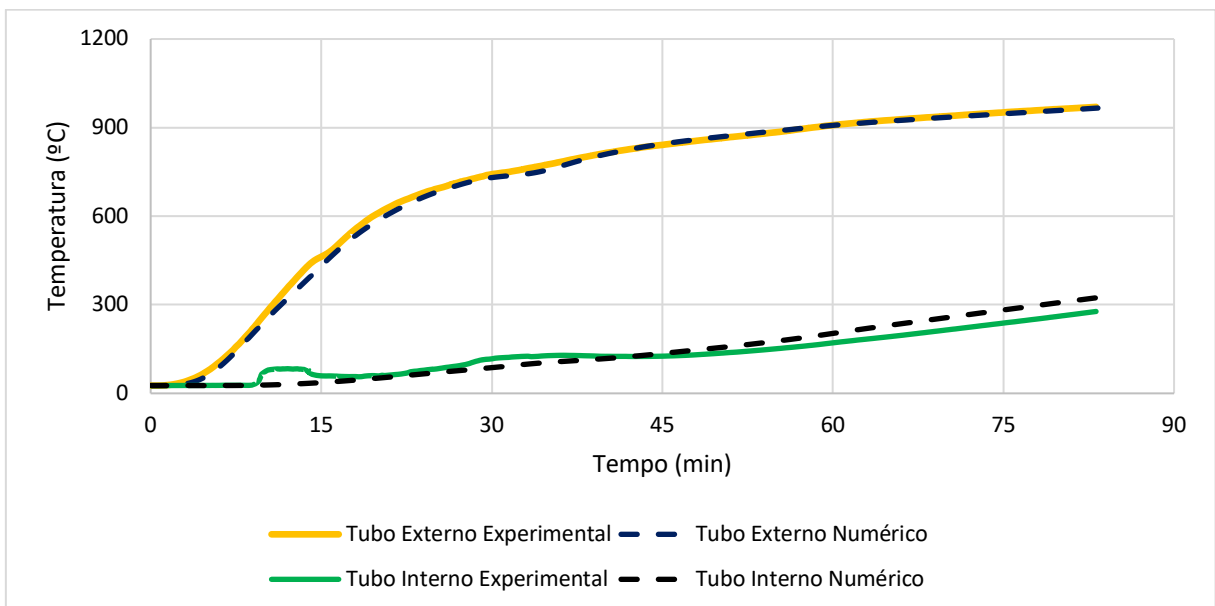


Figura 4.5 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30

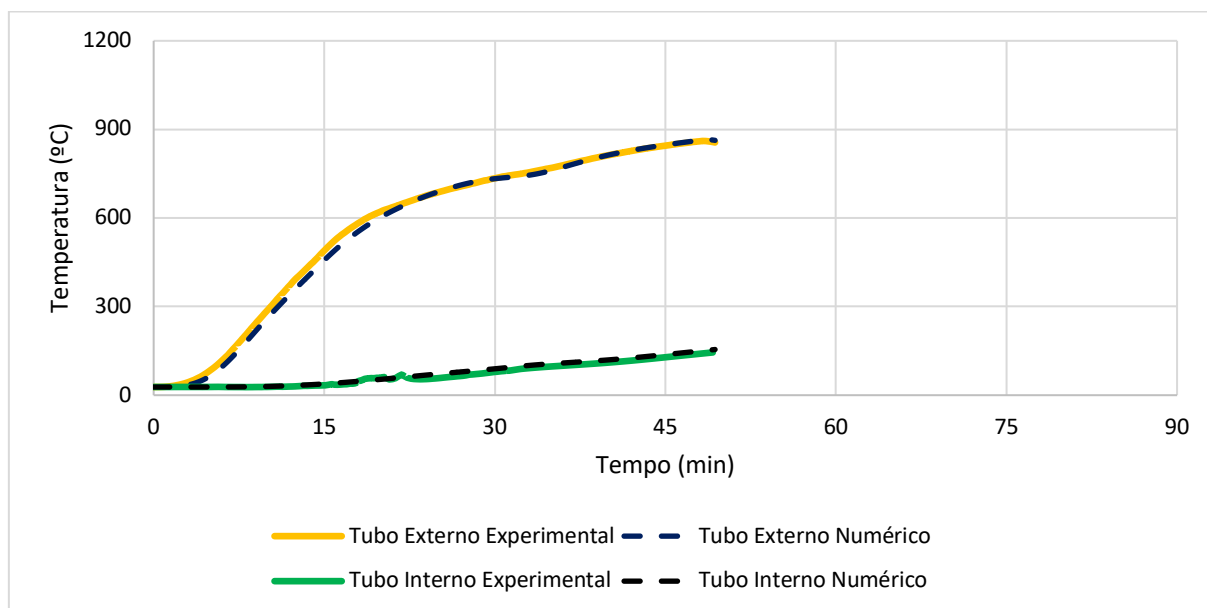


Figura 4.6 - Comparação das temperaturas entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50

## 4.2 Forças de restrição

Analisando o modelo numérico para as colunas mistas de dupla-pele em termos de forças de restrição ( $P/P_0$ ), para a coluna T1 (baixa restrição e 30% de carregamento) o modelo numérico conseguiu boa correlação com o ensaio experimental, acompanhando bastante bem todo o andamento da curva, como se constata na figura 4.7. Para a coluna T2 (alta restrição e 30% de carregamento), o modelo numérico conseguiu seguir bem a curva das forças de restrição  $P/P_0$  do ensaio experimental, representando-a razoavelmente bem. É possível observar na figura 4.8 o bom acompanhamento da curva e da proximidade dos tempos críticos. No entanto, o ensaio experimental teve curta duração, devido ao facto da célula de carga responsável pela medição do carregamento imposto à coluna estar a uma temperatura bastante elevada, forçando a sua terminação aos 34 minutos e 35 segundos, impedindo assim de se chegar ao colapso final do mesmo. Observando a figura 4.9, pode-se constatar que o modelo numérico da coluna T3 (baixa restrição e 50% de carregamento) representou a curva da reação bem até ao tempo crítico, porém, o modelo numérico apresenta um patamar de estabilidade após o tempo crítico, o que não foi observado no ensaio experimental. Há um desfasamento considerável entre as duas curvas que mostra claramente que durante o ensaio experimental não houve a configuração do patamar de estabilidade, observado nas simulações numéricas.

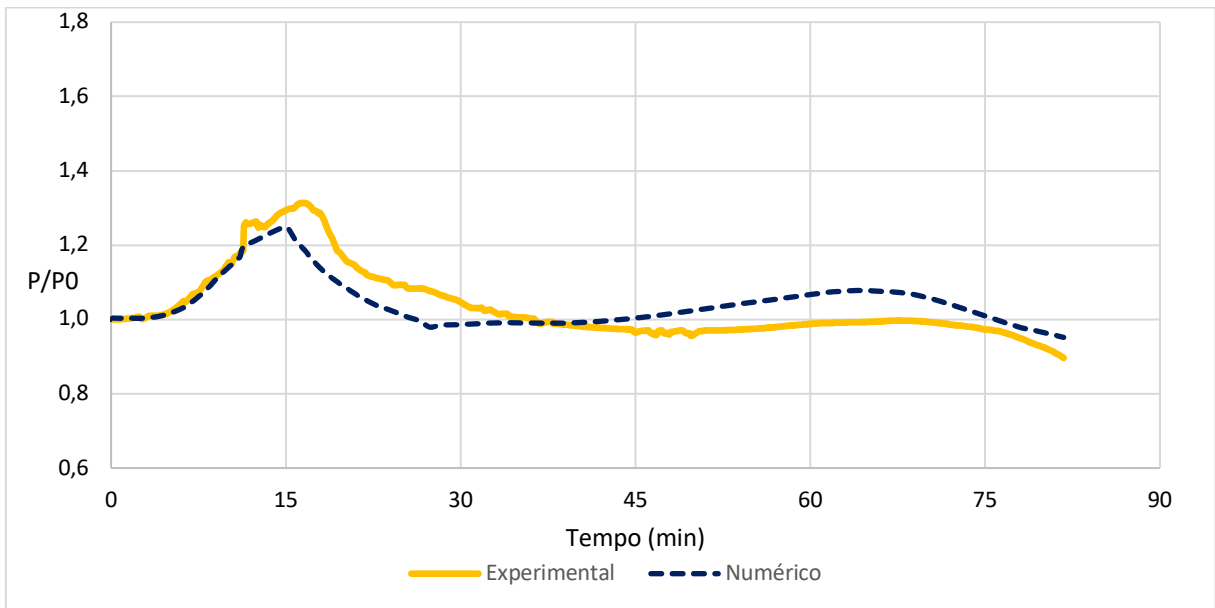


Figura 4.7 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30

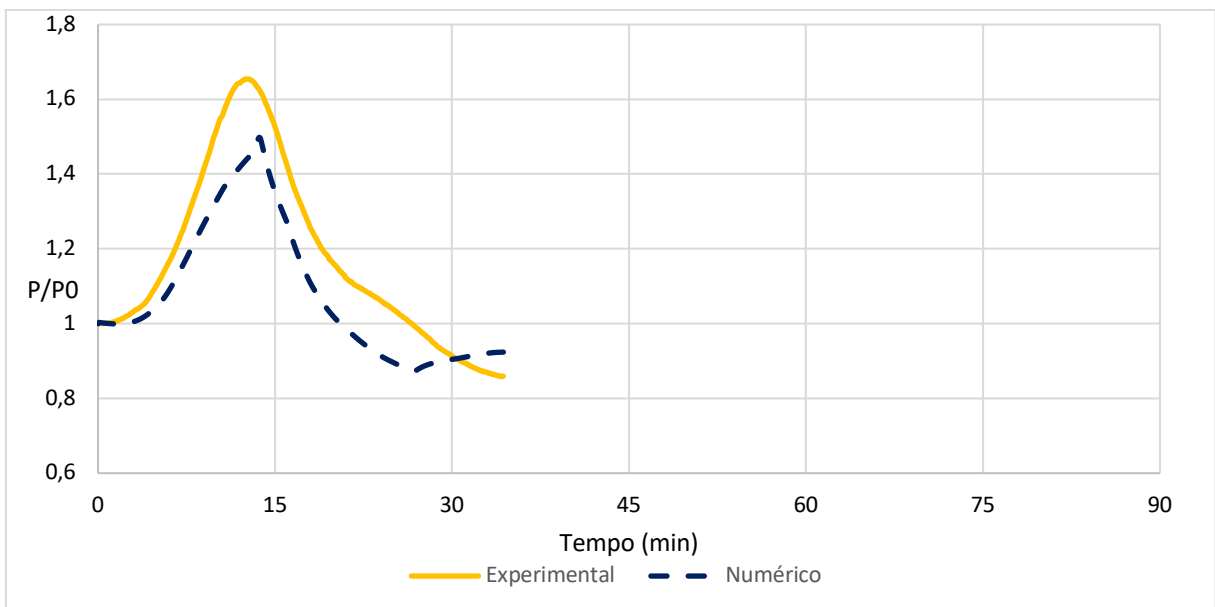


Figura 4.8 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30



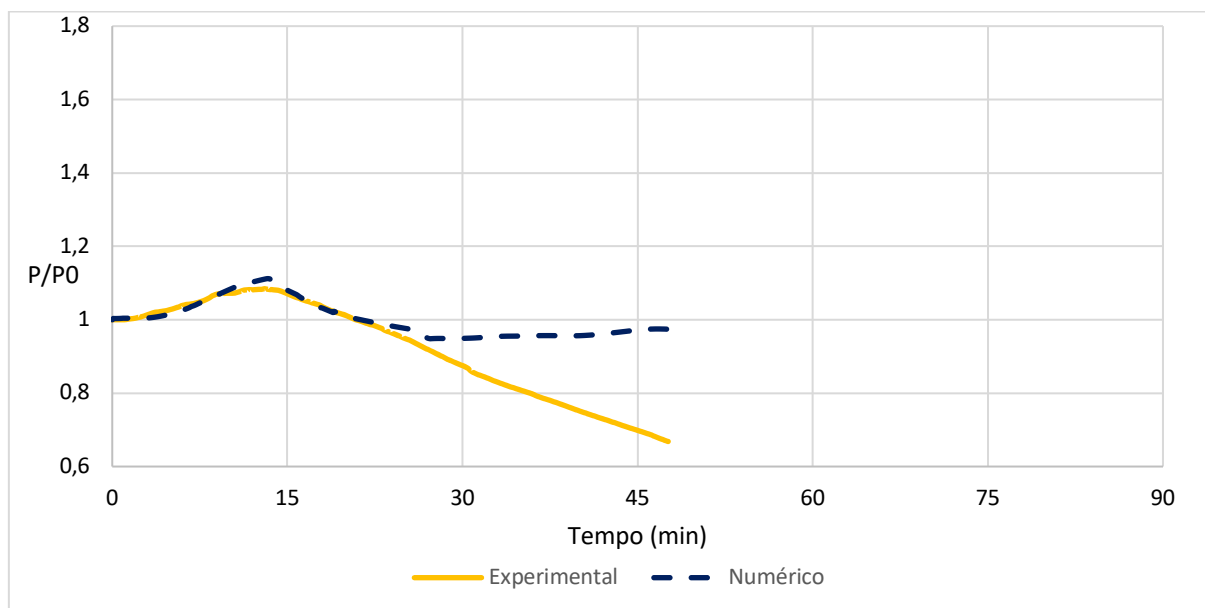


Figura 4.9 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50

Para as colunas mistas de duplo-tubo as simulações numéricas da coluna T4 (baixa restrição e 30% de carregamento) seguiram bastante bem o ensaio experimental, atingindo com exatidão os valores máximos e mínimos, como se observa pela figura 4.10. Contudo, o modelo não conseguiu atingir o valor do tempo crítico observado no ensaio experimental. Aumentando a força de restrição axial, como se pode verificar na figura 4.11, percebe-se que até ao tempo crítico, as simulações numéricas da coluna T5 (alta restrição e 30% de carregamento) correspondem com fiabilidade aos resultados do ensaio experimental, com uma boa aproximação do valor máximo das forças de restrição. No entanto, depois do atingido o tempo crítico, existe um desfasamento considerável entre as duas curvas. Já para a coluna T6 (baixa restrição e 50% de carregamento), à semelhança da coluna T3, observa-se que o modelo numérico não consegue acompanhar o experimental, como demonstra a figura 4.12. É possível concluir-se que para carregamentos superiores a 30% do carregamento de serviço, como é o caso das colunas T3 e T6, alguma característica ou eventualidade (por exemplo alguma excentricidade no carregamento) possa ter ocorrido durante os ensaios experimentais e que não foi captada no modelo numérico.

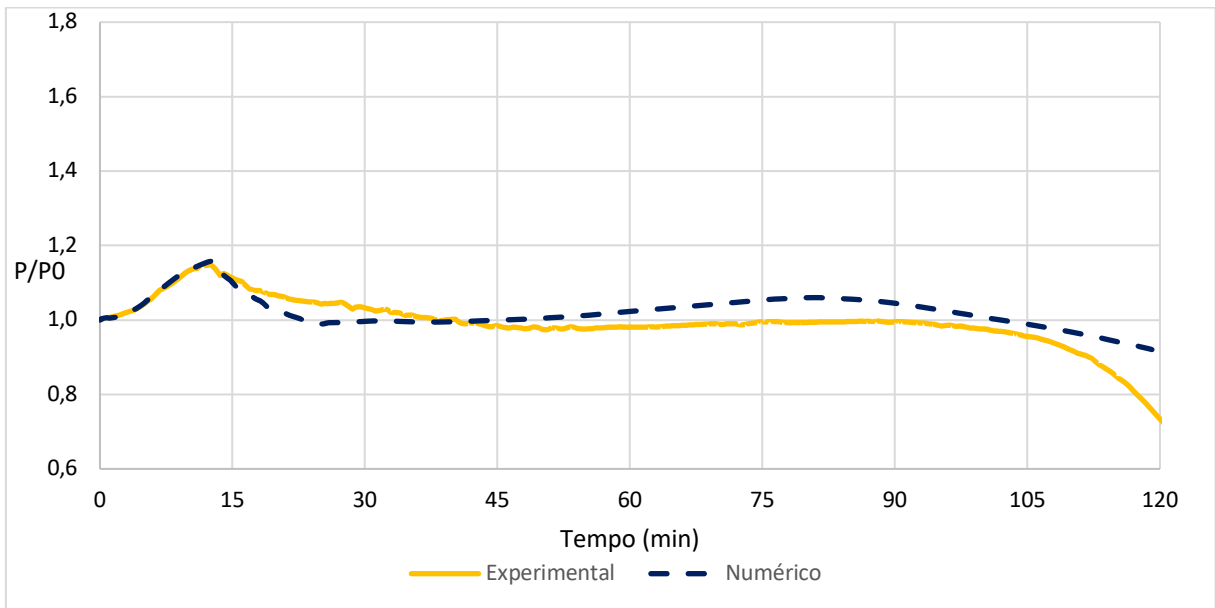


Figura 4.10 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30

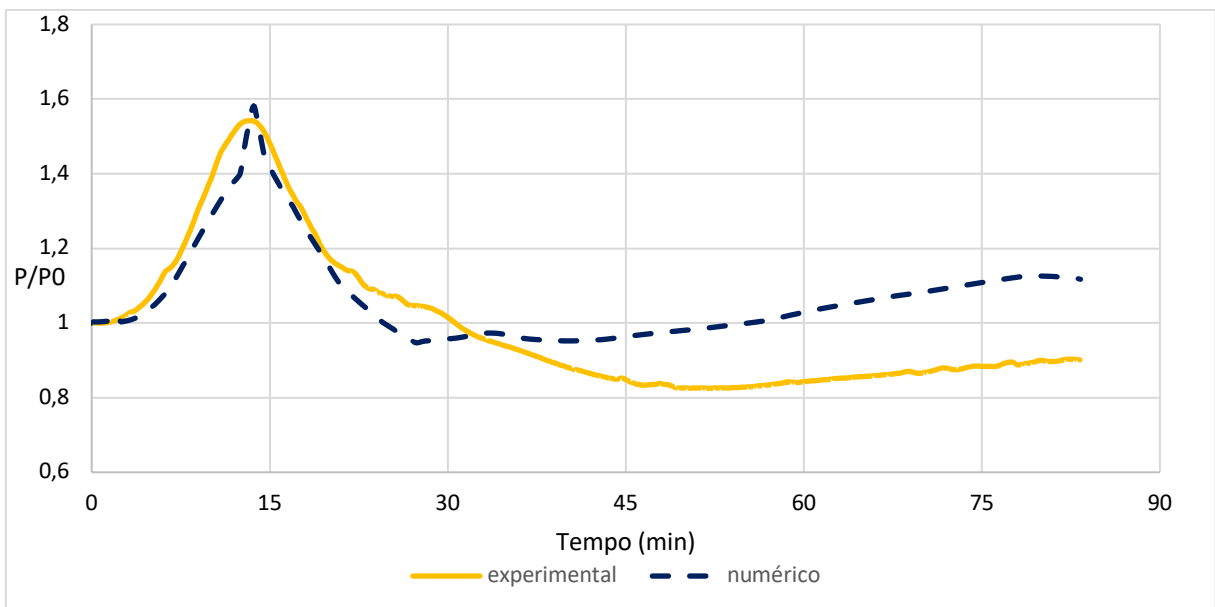


Figura 4.11 - Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30

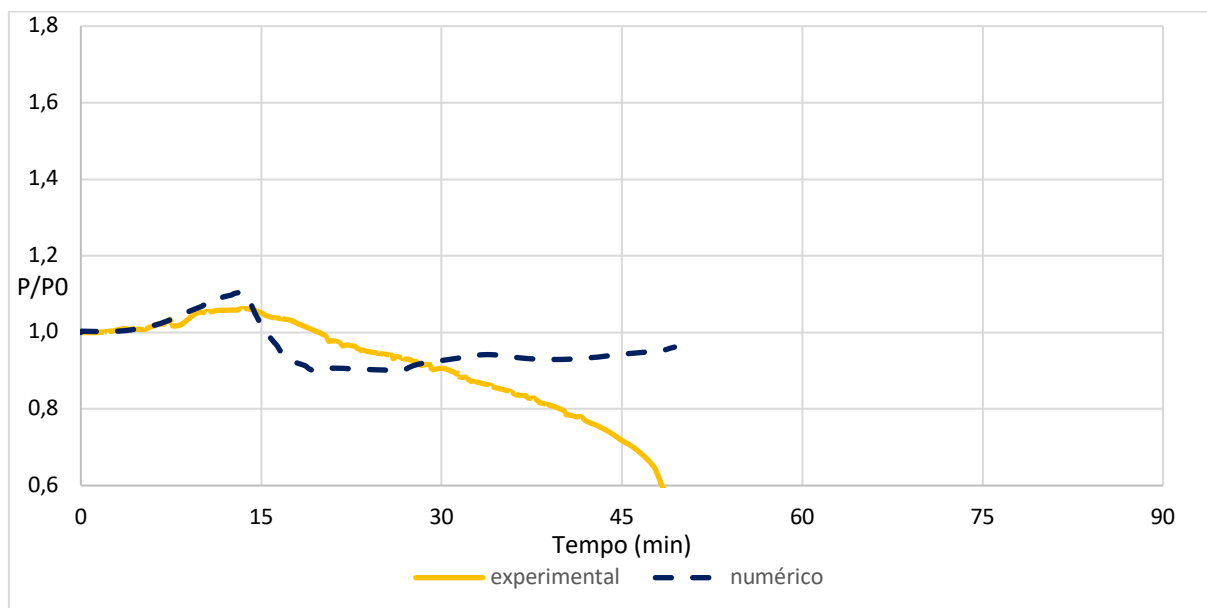


Figura 4.12 – Comparação das forças de restrição entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50

### 4.3 Deslocamento axial

Comparando as simulações numéricas com o ensaio experimental, em termos de deslocamentos axiais, para as colunas mistas de dupla-pele, pode-se observar na figura 4.13 que o modelo numérico da coluna T1 (baixa restrição e 30% de carregamento) apresenta grande desfasamento entre os valores máximos e mínimos, contudo é possível perceber que o mesmo, de certa forma, acompanha os resultados experimentais até ao tempo crítico. Depois do tempo crítico, observa-se que o tubo interno do modelo numérico expande, o que não se verifica no ensaio experimental. A diferença registada entre picos máximos pode ter ocorrido devido a uma diferença entre a condição de atrito entre o tubo externo e o anel de betão adotada no modelo numérico e a ocorrida no ensaio experimental. Enquanto no modelo numérico existe o atrito, o mesmo não se manteve no ensaio experimental, pois o tubo externo ao aquecer rapidamente, expande, separando-se do betão. Ocorrendo essa separação, o tubo externo pode expandir livremente, sem que o betão o impeça, proporcionando assim valores de deslocamentos superiores aos observados nas simulações numéricas. O mesmo não foi observado para a coluna T2 (alta restrição e 30% de carregamento). Como é demonstrado na figura 4.14, para a coluna T2 ambas as curvas estão praticamente coincidentes e a atingir o deslocamento máximo semelhante. É possível afirmar que para a situação de maior nível de restrição (K2), o modelo numérico da coluna T2 tem a restrição bem calibrada. Para a coluna T3 (baixa restrição e 50% de carregamento) os deslocamentos máximos também são semelhantes, entre a simulação

numérica e os ensaios experimentais, possivelmente devido ao carregamento imposto que impede a “livre expansão” observada na coluna T1. À semelhança do gráfico das forças de restrição na coluna T3, é possível observar um patamar depois de ser atingido o tempo crítico. Após esse instante, as curvas seguem andamentos completamente diferentes. No entanto, até se atingir o tempo crítico, o modelo numérico consegue representar aproximadamente o ensaio experimental, como se observa na figura 4.15.

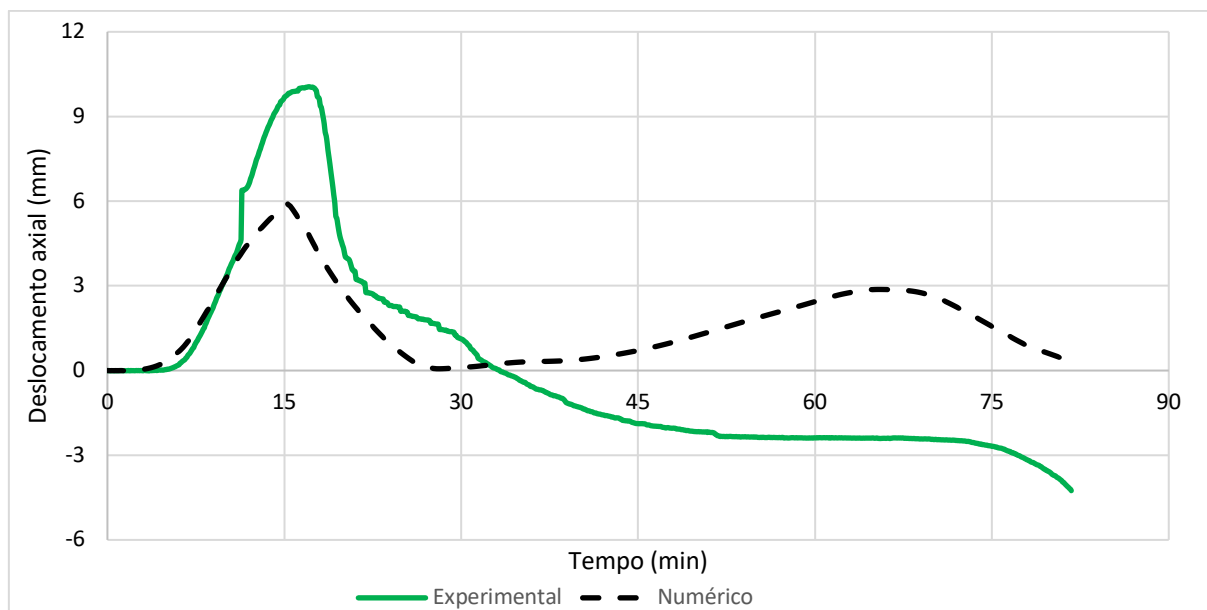


Figura 4.13 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T1-DS-PC-K1-30

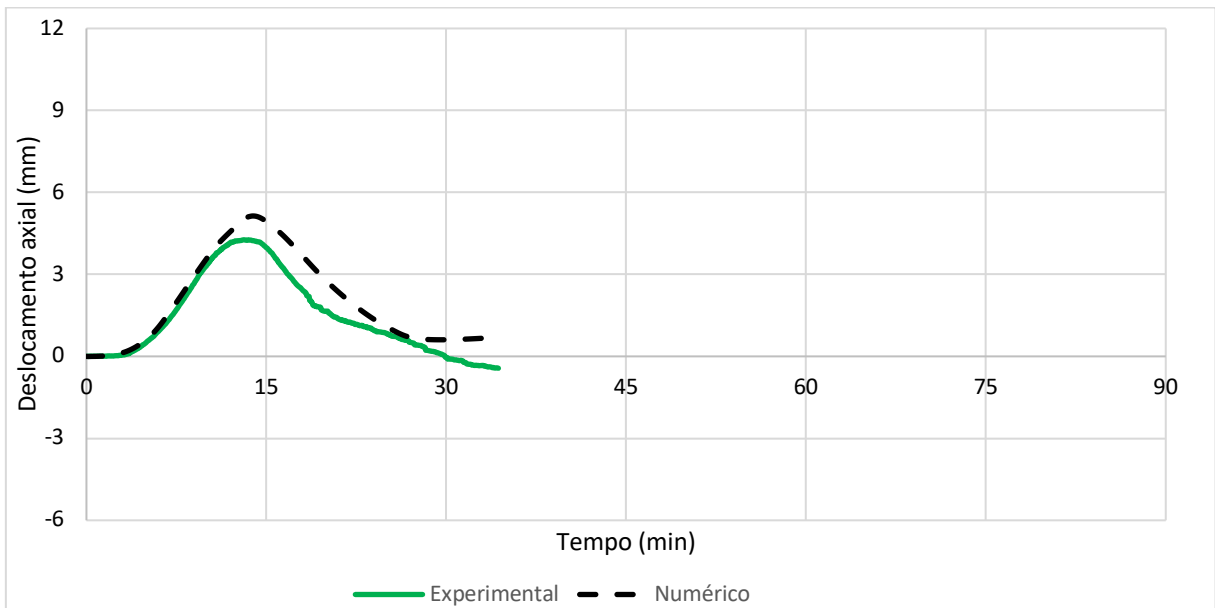


Figura 4.14 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T2-DS-PC-K2-30

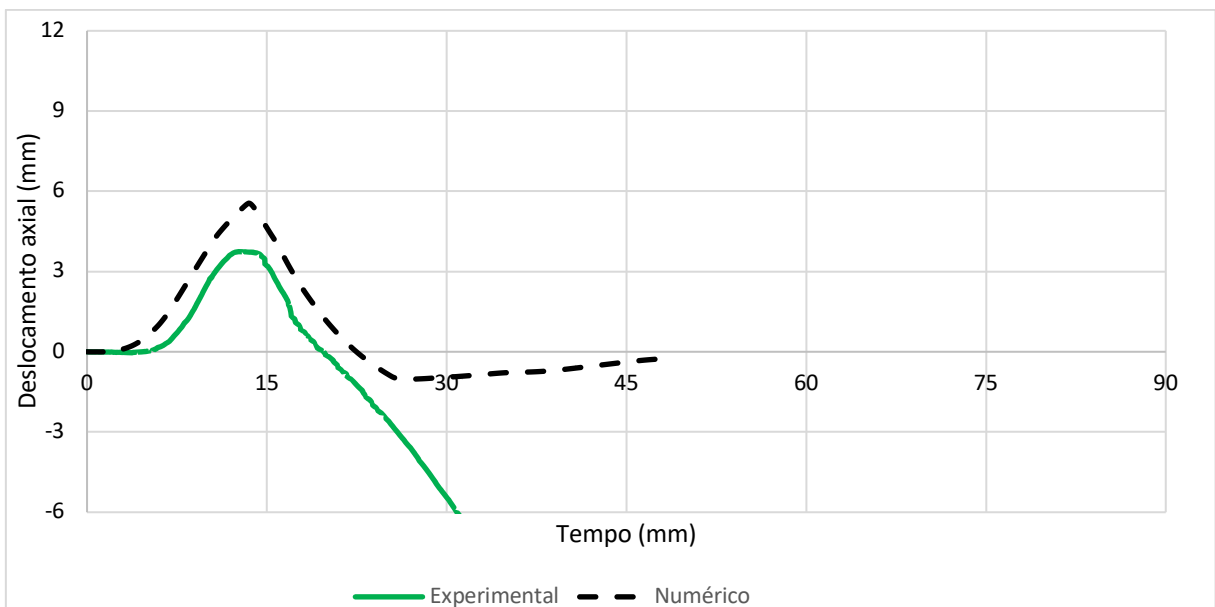


Figura 4.15 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T3-DS-PC-K1-50

Para as colunas mistas de duplo-tubo, primeiramente, observa-se na figura 4.16, que para a coluna T4 (baixa restrição e 30% de carregamento) - ao contrário do que se observou na coluna mista de dupla-pele sob as mesmas condições (coluna T1) - que ambas as curvas têm andamentos quase idênticos até ao tempo crítico, atingindo deslocamentos axiais idênticos. Assim que o tubo interno começa a suportar o carregamento na coluna, as curvas afastam-se consideravelmente. À semelhança da coluna T2, que possui o maior nível de restrição (K2), o modelo numérico da coluna T5 (alta restrição e 30% de carregamento) também representa bem a curva de deslocamento, especialmente antes do tempo crítico. No entanto, é possível observar um ligeiro desfaseamento das curvas no segundo pico de deslocamento, como se observa na figura 4.17. Por fim, para a coluna T6 (baixa restrição e 50% de carregamento) a figura 4.18 mostra que no ensaio experimental, a coluna T6 teve um deslocamento axial nulo nos 10 minutos iniciais. É possível que tal tenha acontecido devido a um LVDT ter ficado preso e tenha impedido a correta medição do deslocamento axial da coluna. Contudo, os tempos críticos coincidiram em ambos os casos. E semelhante ao observado anteriormente para as colunas com 50% de carregamento, o modelo numérico apresenta um patamar nos deslocamentos, após o tempo crítico, não observado no experimental.

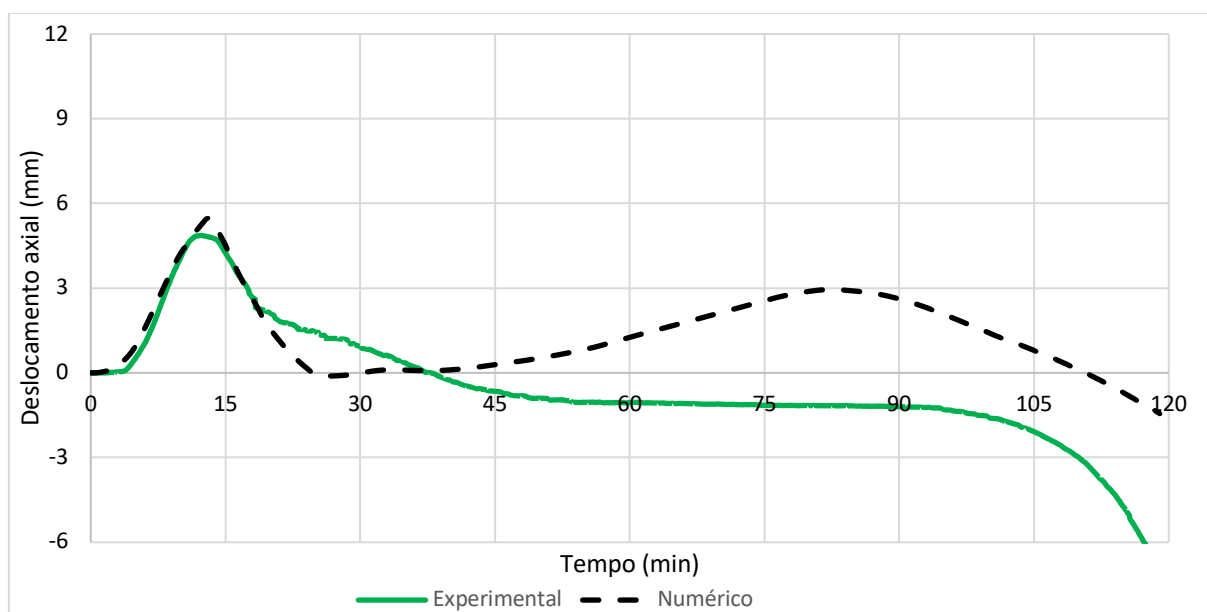


Figura 4.16 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T4-DT-PC-K1-30

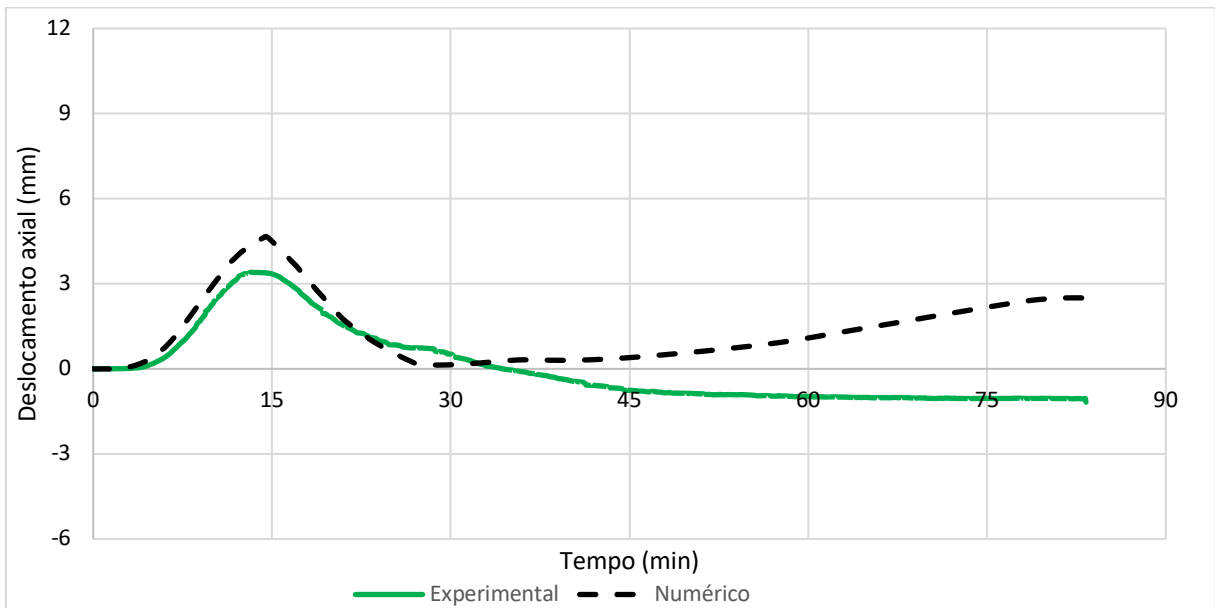


Figura 4.17 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T5-DT-PC-K2-30

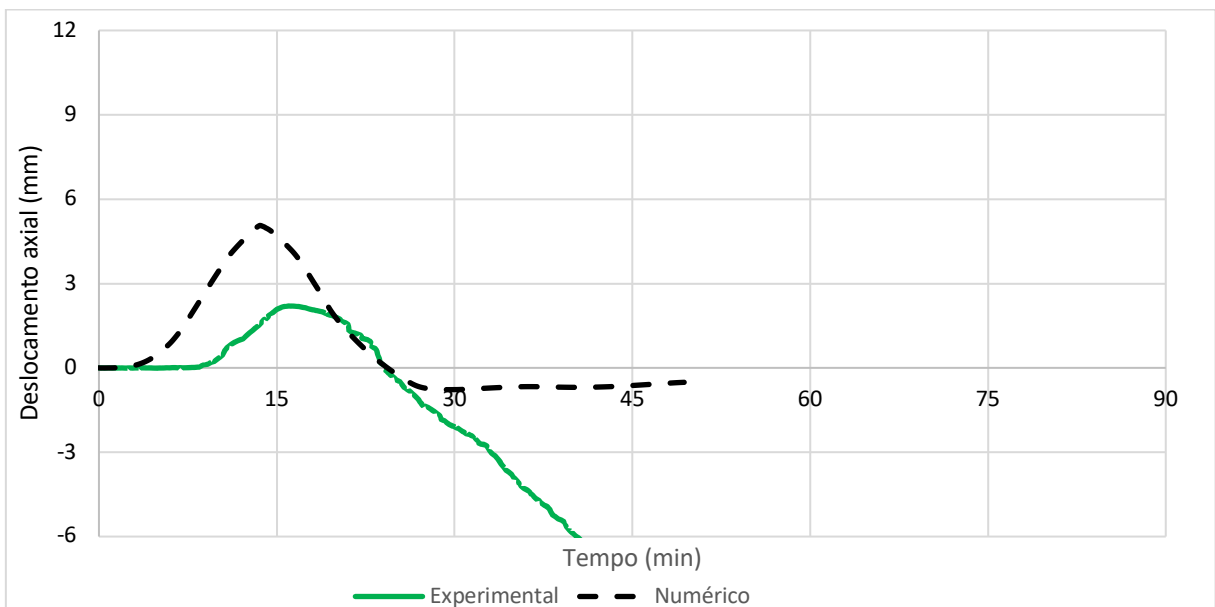


Figura 4.18 – Comparação do deslocamento axial entre os ensaios numérico e experimental para a coluna T6-DT-PC-K1-50

#### 4.4 Considerações finais

De uma maneira geral as simulações numéricas conseguiram representar as forças de reação medidas nos ensaios experimentais, à exceção dos modelos onde foi aplicado um carregamento de 50% do carregamento de colapso à temperatura ambiente da coluna. Existem várias possibilidades para que os modelos numéricos com um nível de carregamento de 50% não tenham conseguido representar os respetivos ensaios experimentais. Uma possibilidade, e a mais provável, é que o pórtico de restrição não tenha conseguido aplicar o carregamento 100% concêntrico com a coluna, originando excentricidades. Esta excentricidade não é tão visível nas colunas com nível de carregamento de 30%, uma vez que o seu efeito está diretamente relacionado com a intensidade de carregamento aplicado na coluna. Outra possibilidade para o desfasamento entre as duas curvas é a incorreta parametrização das propriedades dos materiais, isto porque nos modelos numéricos o núcleo interno continuou a suportar a coluna, o que não ocorreu na realidade. Pode ter ocorrido, no ensaio experimental, um endurecimento do aço do tubo interno, proveniente da tração resultante da expansão rápida do tubo externo devido ao seu aquecimento, visto que ambos os tubos estão solidários às chapas de topo e base através de soldadura. Este endurecimento do aço reduz a sua capacidade resistente, originando o seu colapso. Por outro lado, como os ensaios ocorreram passado apenas 28 dias após a betonagem, existe a eventualidade de o betão ter ainda bastante água na sua matriz, e quando sujeito a altas temperaturas vai evaporar havendo transferências de massa e de calor que não são simuláveis com os modelos numéricos utilizados.

De uma maneira geral, os modelos numéricos conseguiram acompanhar bem o deslocamento axial dos ensaios experimentais até ao tempo crítico. No entanto, existem desfasamentos nos picos máximos e mínimos. Como já referido anteriormente, pode ter ocorrido um endurecimento do aço do tubo interno, devido à tração provocada pela expansão do tubo externo resultante do aumento de temperatura. Acresce dizer que tais deslocamentos são de tal forma pequenos que tornam difícil nos ensaios experimentais a sua rigorosa medição.



## 5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1 Conclusões

A presente dissertação tem como objetivo compreender o comportamento ao fogo das colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo em situação de incêndio. Para o efeito, foi utilizado o *software* Abaqus 6.14-5 para modelar três colunas de dupla-pele e três de duplo-tubo, com dois níveis de carregamento (30% e 50% do carregamento resistente último à temperatura ambiente) e dois grupos de valores de rigidez axial e rotacional K1 ( $K_a=13$  kN/mm e  $K_r=94,615$  kN.m/rad) e K2 ( $K_a=110$  kN/mm e  $K_r=131,340$  kN.m/rad). Tais modelos possibilitaram analisar o comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo quanto ao aumento da temperatura e quanto às forças de restrição geradas pelo impedimento da extensão térmica e aos deslocamentos axiais.

- Para um nível de carregamento de 30% do carregamento resistente último e rigidez da estrutura circundante K1, os modelos numéricos realizados apresentaram resultados fiéis com a realidade, em termos de tempo crítico e último, prevendo que as colunas de duplo-tubo resistam mais tempo do que as colunas de dupla-pele.

- Relativamente ao nível de restrição K2 associado a um nível de carregamento de 30% do carregamento resistente último à temperatura ambiente, verificou-se que os modelos numéricos refletem com elevada exatidão os ensaios experimentais, existindo uma boa aproximação dos valores máximos das curvas das forças de restrição e deslocamento axial. Verificou-se ainda que, até atingir o tempo crítico, os modelos numéricos acompanharam com precisão os modelos experimentais. Também aqui se constatou que as colunas de duplo-tubo apresentaram maior resistência ao fogo do que as de dupla-pele.

- No que diz respeito ao nível de carregamento de 50% do carregamento resistente último à temperatura ambiente e com um nível de restrição K1, o estudo revelou resultados menos satisfatórios, embora aceitáveis. Existiu igualmente uma boa representação até atingir o tempo crítico, mas a partir desta fase os resultados foram dispares. A análise dos modelos numéricos com estes parâmetros revelou que as colunas tubulares mistas de dupla-pele oferecem melhor resistência ao fogo do que as de duplo-tubo.

Os resultados obtidos permitem concluir que os modelos numéricos analisados na presente dissertação constituem uma representação fidedigna da realidade, com enormes vantagens para o desenvolvimento desta área de estudo.

## 5.2 Desenvolvimentos futuros

A análise dos resultados obtidos permite concluir que o presente estudo constitui apenas um caminho aberto a novos trabalhos de investigação. A título meramente exemplificativo destacam-se às seguintes temáticas:

- Estudo das restantes secções dos ensaios experimentais de Camargo (2019), isto é, a colocação nos modelos numéricos de betão de alta resistência e de betão com argila expandida, bem como a sua correta caracterização e calibração;
- Estudo paramétrico de colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo, variando parâmetros diferentes dos aqui apresentados, tais como, variação da espessura dos tubos, relação de áreas entre aço e betão, excentricidade, entre outros;
- Desenvolvimento de métodos simplificados de cálculo para o comportamento ao fogo de colunas mistas de duplo-tubo e dupla-pele a inserir na norma 1994-1-2.
- Estudo do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo de secção quadrada.
- Estudo do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas com núcleos maciços em aço.
- Estudo do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas com perfis metálicos H embebidos.
- Estudo do comportamento ao fogo de conectores *Crestbond* e *Stud* inseridos no tubo interno de colunas tubulares mistas de dupla-pele e duplo-tubo de forma a aumentar a resistência ao corte entre o tubo e o betão.
- Estudo do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de duplo-tubo e dupla-pele com tubo exterior de aço inoxidável.
- Estudo do comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de duplo-tubo e dupla-pele revestidas com tinta intumescente.

Os modelos numéricos aqui apresentados podem servir de base para novos estudos, contribuindo assim de maneira significativa para o desenvolvimento do conhecimento nesta área.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdalla, S. H. (2012). *Behavior of concrete filled steel tube (CFST) under different loading*. Master Thesis, Faculty of the American University of Sharjah, United Arab.
- Branco, Â. D. (2017). *Comportamento ao fogo de colunas tubulares mistas de aço-betão com dilatação Térmica restringida - comparação experimental entre secções quadradas e retangulares*. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra, Departamento de Engenharia Civil.
- Camargo, A. L. (2019). *Pilares mistos de aço e concreto com duplo-tubo - arquitetura e construção na segurança ao fogo*. Tese de Doutouramento, Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia .
- Camargo, A. L., Rodrigues, J. P., Fakury, R. H., & Laím, L. (2019). Fire Resistance of Axially and Rotationally Restrained Concrete-Filled Double-Skin and Double-Tube Hollow Steel Columns. *Journal of Structural Engineering*.
- Camargo, A. L., Rodrigues, J. P., Farury, R. H., & Lopes, R. (2017). Comparing the fire behaviour of composite columns made with concrete filled double-skin and double-tube steel sections. *Ce/Papers*, 2708-2715.
- Capilla, A. (2012). *Numerical analysis of the fire resistance of circular and elliptical slender concrete filled tubular columns*. Department of Construction Engineering and Civil Engineering Project, Valencia .
- Carvalho, O. P. (2009). *Alvenaria Estrutural - Tão antiga e tão atual*.
- Correia, A. J., & Rodrigues, J. P. (2012). Fire resistance of steel columns with restrained thermal elongation. *Fire Safety Journal*, 50, 1-11.
- Correia, A. J., Rodrigues, J. P., & Gomes, F. T. (2013). A Simplified calculation method for fire for fire design of steel columns with restrained elongation. *Computers and Structures*., 116, 20-34.
- EN 1992-1-2(2004). *Design of concrete structures - Part 1-2: general rules - structural fire design*. CEN - European Committee for Standardization.
-

- 
- EN 1994-1-1(2004). *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: general rules and rules for buildings*. CEN - European Committee for Standardization.
- EN 1994-1-2 (2005). *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: general rules - structural fire design*. CEN - European Committee for Standardization.
- Espinós, A., Gardner, L., Romero, M. L., & Hospitaler, A. (2011). Fire behaviour of concrete filled elliptical steel columns. *Thin-Walled Structures*, 239-255.
- Espinós, A., Romero, M. L., & Hospitaler, A. (2010). Advanced model for predicting the fire response of concrete filled tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*(66), 1030-1046.
- Espinós, A., Romero, M. L., & Hospitaler, A. (2013). Fire design method for bar-reinforced circular and elliptical concrete filled tubular columns. *Engineering Structures*, 56, 384-395.
- Espinós, A., Romero, M. L., & Lam, D. (2016). Fire performance of innovative steel-concrete composite columns using high strength steels. Em *Thin-Walled Structures* (pp. 113-128).
- Ghojel, J. (2004). Experimental and analytical technique for estimating interface thermal conductance in composite structural elements under simulated fire conditions. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 347-354.
- Han, L. H., & Huo, .. S. (2003). Concrete-filled hollow structural steel columns after exposure to ISO-834 fire standard. *Journal of Structural Engineering*(129(1)), 68-78.
- Han, L. H., Yang, Y. F., & Yu, L. (2003). An experimental study and calculation on the fire resistance of concrete-filled SHS and RHS columns. *Journal of Construction Steel Research*, 427-452.
- Han, L. H., Yang, Y., Yang, H., & Huo, J. S. (2002). Residual strength of concrete-filled RHS columns after exposure to the ISO-834 standard fire. *Thin-Walled Structures*(40(12)), 991-1012.
- Hong, S., & Varma, A. H. (2009). Analytical modelling of standard fire behaviour of loaded CFT columns. *Journal of Constructional Steel Research*(65), 54-69.
- Kaefer, L. F. (1998). *A Evolução do Concreto Armado*. São Paulo.
-

- 
- Kodur, V. K. (1998). Performance of high strength concrete-filled steel columns exposed to fire. *Canadian Journal of Civil*, 975 - 981.
- Kodur, V. K. (1999). Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 975-981.
- Kodur, V. K. (2006). Solutions for Enchancing the Fire Endurance of HSS Columns Filled with High-Strength Concrete. *Engineering Journal*(43), 1-7.
- Kodur, V. K. (2007). Guidelines for Fire Resistant Design of Concrete-Filled Steel HSS Columns - State-of-the-Art and Research Needs. *Steel Structures*(7), 173-182.
- Kodur, V. K., & Fike, R. (2009). Response of Concrete-Filled HSS Columns in Real Fires. *Engineering Journal*, 243-256.
- Lawson, R. M. (dezembro de 2001). Fire engineering design of steel and composite buildings. *Journal of Constructional Steel Research*, 57, 1233-1247.
- Lawson, R. M., & Newman, G. (1996). Strutural Fire Design to EC3 and EC4, and Comparison with BS 5959. *Technical Report*(SCI publication 159).
- Liew, J. Y., & Xiong, D. (2010). Experimental investigation on tubular columns infilled with ultra-high strength concrete. *Proceedings of Tubular Structures XIII* (p. 637). Boca Raton: Crc Press-Taylor & Francis Group.
- Lu, H., Han, L. H., & Zhao, X. (2011). FE modelling and fire resistance design of concrete filled double skin tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 1733-1748.
- Lu, H., Zhao, X. L., & Han, L. H. (2010a). Fire performance of selfconsolidating concrete filled double skin steel tubular columns: experiments. *Fire Safety Journal*, 106-115.
- Lu, H., Zhao, X. L., & Han, L. H. (2010b). Testing of self-consolidating concrete-filled double skin tubular stub columns exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 1069-1080.
- Pires, T. A., Rodrigues, J. P., & Silva, J. J. (2012). Fire Resistance of Concrete Filled Steel Circular Hollow Columns With Restrained Thermal Elongation. *Journal of Constructional Steel Research*, 82-94.
-

- Romero, M. L., Espinós, A., Portolés, J. M., Hospitalier, A., & Ibañez, C. (2014). Concrete filled circular double-tube steel columns subjected to fire. *Proceeding of the 8th International Conference on Structures in Fire*, (pp. 769-776). Shangai, China.
- Romero, M. L., Espinós, A., Portolés, J. M., Hospitalier, A., & Ibañez, C. (2015). Slender double-tube ultra-high strength concrete-filled tubular columns under ambient temperature and fire. Em *Engineering Structures* (pp. 536-545).
- Romero, M. L., Moliner, V., Ibañes, C., Espinos, A., Hospitalier, A., & Pascual, A. (2011). Test of fire resistance of slender CFT columns. *Eurosteel 2011*, (pp. 1557-1562). Budapest, Hungary.
- Wright, H., Oduyemi, T., & Evans, H. R. (1991a). The design of double skin composite elements. *Journal of Constructional Steel Research*(19(2)), 97-110.
- Wright, H., Oduyemi, T., & Evans, H. R. (1991b). The experimental behaviour of double skin composite elements. *Journal of Constructional Steel Research*(19(2)), 111-132.
- Yang, Y. F., & Han, L. H. (2008). Concrete-filled double-skin tubular columns under fire. *Magazine of Concrete Research*, 211-222.
- Zhao, X. L., & Grzebieta, R. (2002). Strength and ductility of concrete filled double skin (SHS inner and SHS outer) tuber. *Thin-Walled*, 199-213.
- Zhao, X. L., & Han, L. H. (2006). Double skin composite construction. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 93-102.
- Zhao, X. L., Tong, L. W., & Wang, X. Y. (2010). CFDST stub columns subjected to large deformation axial loading. *Engineering Structures*, 692-703.

## **LISTA DE WEB SITES VISITADOS**

<https://www.houstonarchitecture.com/Building/529/First-City-Tower.php> (acedido em 30/03/2021)

<https://www.skyscrapercenter.com/building/exchange-plaza/4154> (acedido em 30/03/2021)

<https://www.pinterest.pt/pin/306807793365363838> (acedido em 30/03/2021)

<https://pt.wikipedia.org/wiki/Comerica> (acedido em 30/03/2021)