



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil  
2014

Daniela Patrícia  
Nabais Rodrigues

**MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS EM  
AÇO COM SECÇÕES ESBELTAS AO FOGO**

Avaliação de nova metodologia





**Universidade de Aveiro** Departamento de Engenharia Civil  
2014

**Daniela Patrícia  
Nabais Rodrigues**

**MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRUTURAS EM  
AÇO COM SECÇÕES ESBELTAS AO FOGO**

Avaliação de nova metodologia

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



## **o júri**

presidente

Prof<sup>a</sup>. Doutora Ana Luísa Velosa  
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof<sup>a</sup>. Doutora Aldina Maria da Cruz Santiago  
professora auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da  
Universidade de Coimbra

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



## **agradecimentos**

Ao meu orientador, o Prof. Nuno Lopes, pela dedicação ao trabalho realizado mas sobretudo pelos conhecimentos transmitidos, pelas horas despendidas, pela persistência incansável, perseverança e disponibilidade manifestadas.

Ao meu coorientador, o Prof. Vila Real, pelas sugestões pertinentes, sabedoria e boa disposição transmitidos durante a execução desta dissertação.

Ao Eng. Carlos Couto pela prontidão e ajuda prestadas.

Aos meus colegas e amigos, em especial ao Alexandre Peralta e André Lourenço que sempre estiveram presentes nos melhores momentos e ajudaram a superar obstáculos através do seu companheirismo e amizade, ao longo deste percurso académico.

A todos os meus amigos que sempre me incentivaram e acreditaram que iria cumprir esta etapa a que me propus, manifestando palavras de carinho e de apoio ao longo destes anos, nomeadamente às Catarina, Susana, Andreia, Marta, Francisca, Maria e Gonçalos.

Ao meu amor Vítor por acreditar em mim e nas minhas capacidades, e por me ensinar que do longe se faz perto enganando a distância de forma a fazer-me sorrir todos os dias com a sua demonstração de apoio e amor incondicionais.

Ao meu Pai, a quem dedico o meu trabalho, pelo orgulho e afeto demonstrados, pelas palavras amigas, de conforto e de motivação e sobretudo por ter proporcionado esta realização pessoal, um muito obrigado pelo esforço ao longo de todos estes anos.





**palavras-chave** modelação numérica, secções metálicas de Classe 4, encurvadura, incêndio

**resumo** A presente dissertação tem como principal interesse realizar um estudo sobre a modelação numérica do comportamento de estruturas em aço de secções esbeltas ao fogo.

As estruturas de secção esbelta (Classe 4 de acordo com o Eurocódigo 3) são caracterizadas pela grande propensão para fenómenos de encurvadura local, mas também para a encurvadura global. Estes fenómenos de instabilidade são modos de colapso muito comuns nestes elementos e intensificam-se quando os perfis se encontram em situação de incêndio.

Para modelar numericamente estruturas de secções esbeltas de forma precisa é necessário ter em conta os referidos modos de instabilidade, o que por norma só é possível com elementos finitos de casca.

No entanto, com vista a desenvolver metodologias mais expeditas, estudos recentes propuseram a utilização de elementos finitos de viga para a análise de estruturas com secções esbeltas, através da implementação de uma nova lei material que se baseia na real lei constitutiva do aço e considerando a presença de encurvadura local. O principal objetivo desta dissertação consiste em desenvolver um estudo com vista à avaliação da precisão desta metodologia, aplicando o programa SAFIR.

Neste trabalho comparam-se os resultados obtidos através da referida metodologia com as análises realizadas utilizando elementos finitos de casca e com as resistências fornecidas pelo Eurocódigo 3. Os estudos foram desenvolvidos para vigas restringidas lateralmente, vigas não restringidas, pilares axialmente comprimidos, pilares sujeitos a flexão composta com compressão e pórtico com perfis de inércia variável.

**keywords**

Numerical modelling, Class 4 steel sections, buckling, fire.

**abstract**

The main purpose of the present thesis is the numerical assessment of the behaviour of steel structures composed by elements with slender sections, when subjected to fire.

Structures containing slender sections (termed as Class 4 sections according to the Eurocode 3) are characterized by a significant likelihood to develop local buckling, as well as global buckling. These phenomena are a common cause of collapse in this type of structures, which becomes even more frequent when the structural elements are subjected to a fire scenario.

In order to create adequately numerical models for structures with slender sections, it is necessary to take into consideration the above mentioned forms of collapse, which is usually achieved through the employment of shell finite elements.

However, to develop more methodologies, recent studies have proposed the employment of beam finite elements for the assessment of structures with slender sections, through the implementation of a new material law, which is based on the real constitutive law of steel, considering the occurrence of local buckling. The main objective of this thesis consists in the reliable and precise evaluation of this methodology, using the software SAFIR.

In the present study several comparisons are performed between the results obtained using aforementioned methodology, the ones attained through the employment of shell finite elements and the resistance established by Eurocode 3. These studies were developed for laterally restrained beams, non-restrained beams, axially compressed columns, members subjected to compression plus bending and a frame with tapered cross-sections.

---

## Índice

1.	Introdução .....	1
1.1.	Considerações Gerais.....	1
1.2.	Âmbitos e Objetivos.....	5
1.3.	Estrutura da Dissertação.....	6
2.	Método dos Elementos Finitos .....	11
2.1.	Considerações Gerais.....	11
2.2.	Elemento Finito de Viga.....	12
2.3.	Elemento Finito de Casca.....	14
3.	Lei Constitutiva para Consideração da Instabilidade Local em Elementos de Viga ..	19
3.1.	Considerações Gerais.....	19
3.2.	Lei Constitutiva do Eurocódigo 3 .....	19
3.3.	Proposta de Franssen e Cowez (2012a).....	20
4.	Resistência ao Fogo por Métodos Analíticos.....	29
4.1.	Considerações Gerais.....	29
4.2.	Classificação .....	29
4.3.	Resistência da Secção .....	31
4.4.	Resistência do Elemento.....	34
5.	Estudo Numérico .....	41
5.1.	Considerações Gerais.....	41
5.2.	Elementos estruturais.....	42
5.2.1.	Vigas restringidas lateralmente .....	42
5.2.2.	Vigas não restringidas.....	48
5.2.3.	Pilares axialmente comprimidos .....	59
5.2.4.	Pilares sujeitos a flexão composta com compressão .....	62
5.3.	Pórtico com perfis de inércia variável .....	72

6. Considerações Finais.....	81
6.1. Conclusões .....	81
6.2. Futuros desenvolvimentos .....	82
7. Referências Bibliográficas .....	85

## Índice de Figuras

Figura 1- Encurvadura de placa (Vila Real, 2010).....	2
Figura 2- Representação esquemática do processo de discretização espacial de um domínio por elementos finitos (Teixeira Dias <i>et al.</i> , 2010). ....	11
Figura 3- Algumas formas geométricas possíveis para elementos finitos. Elementos finitos: a) unidimensional; b) bidimensionais e; c) tridimensionais (Teixeira Dias <i>et al.</i> , 2010).....	12
Figura 4- a) Elemento finito de viga 2D; b) Elemento finito de viga 3D (Lopes, 2009). .	13
Figura 5- Modelação numérica de estrutura com elementos finitos de viga a) bidimensionais (Vila Real <i>et al.</i> , 2000); b) tridimensionais (Vila Real e Lopes, 2009)....	14
Figura 6- Modelação de estrutura com elementos finitos de casca mostrando as zonas de instabilidades locais (Vila Real e Lopes, 2010). ....	14
Figura 7- Definição de geometria e dos eixos locais de um elemento de casca (Lopes, 2009).....	15
Figura 8- Relação tensões-extensões para o aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005b). .....	19
Figura 9- Diferença entre o método da largura efetiva e o método da tensão efetiva (Franssen e Cowez, 2012b).....	21
Figura 10- Proposta para a lei tração/compressão (Franssen e Cowez, 2012b).....	21
Figura 11- Placa metálica sujeita a força uniaxial de compressão apoiada em três ou quatro lados (Franssen and Cowez, 2012b). ....	22
Figura 12- Método usado nesta proposta para obter os parâmetros da lei efetiva através da curva tensão/deformação (Franssen <i>et al.</i> , 2012).....	23
Figura 13- Esquema de como se definem os materiais na nova Lei Material para a modelação numérica. ....	23
Figura 14- a) Aumento do limite de proporcionalidade e limite de plasticidade com o aumento da esbelteza das placas. b) Influência da esbelteza no limite de plasticidade a diferentes temperaturas (Franssen e Cowez, 2012b). ....	24
Figura 15- a) Redução do limite de plasticidade para várias temperaturas. b) Resultados aproximados pela Equação 8 para várias temperaturas (Franssen <i>et al.</i> , 2012).....	25

Figura 16- Lei efetiva proposta face à lei constitutiva apresentada pelo EN1993-1-2 para uma placa apoiada em três lados, com relação de esbelteza $b/t=20$ à temperatura de 600°C (Franssen e Cowez 2012b). .....	25
Figura 17- Diagrama das tensões residuais aplicadas nos modelos numéricos (Franssen, 1995, 1996, 1998). .....	42
Figura 18- Viga de secção constante sujeita a flexão pura e respetiva secção transversal. ....	43
Figura 19- Modelação numérica da viga sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR. ....	43
Figura 20- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga; .....	44
Figura 21- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura. ....	45
Figura 22- a) Deformada da Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga; .....	47
Figura 23- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da viga de secção 1000x12+300x18. ....	48
Figura 24- Viga de secção constante sujeita a flexão pura e respetiva secção transversal. ....	48
Figura 25- Modelação numérica da viga sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR. ....	49
Figura 26- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga; .....	49
Figura 27- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura. ....	50
Figura 28- Viga de secção variável sujeita a flexão pura e respetivas secções transversais. ....	51
Figura 29- Modelação numérica da viga de secção variável sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR. ....	52
Figura 30- Esquema da disposição das secções ao longo da viga. ....	52

---

Figura 31- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga; .....	54
Figura 32- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura.....	54
Figura 33- Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR a) elementos finitos de casca para $\psi=1$ ; b) elementos finitos de casca para $\psi=0$ ; c) elementos finitos de casca para $\psi=-1$ ; d) elementos finitos de viga para $\psi=1$ ; e) elementos finitos de viga para $\psi=0$ ; f) elementos finitos de casca para $\psi=-1$ .....	58
Figura 34- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com $\psi=1$ .....	58
Figura 35- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com $\psi=0$ .....	59
Figura 36- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com $\psi=-1$ .....	59
Figura 37- a) Deformada do pilar sujeito a compressão, modelado pelo SAFIR em elementos finitos de casca. b) Deformada do pilar sujeito a compressão, modelado pelo SAFIR em elementos finitos de viga com a lei material. ....	61
Figura 38- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 250x10+250x6, L=6m.....	62
Figura 39 - a) Pilar de secção constante sujeito a flexão composta; b) Modelação numérica do pilar de secção constante com elementos finitos de viga pelo SAFIR.....	63
Figura 40- Deformada do pilar de secção constante, modelada pelo SAFIR em a) elementos finitos de casca; b) elementos finitos de viga; .....	64
Figura 41- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção constante.....	64
Figura 42- a) Pilar de secção variável sujeito a flexão composta; b) Modelação numérica do pilar de secção constante com elementos finitos de viga pelo SAFIR. ....	66
Figura 43- a) Deformada do pilar de secção variável, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada do pilar de secção variável, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga. ....	67
Figura 44- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção variável. ....	68

Figura 45- Curvas de interação N-M para se obter o valor de $\beta$ . .....	69
Figura 46- a) Deformada do pilar de secção 450x4+250x6, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada do pilar de secção 450x4+250x6, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga. ....	71
Figura 47- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção 450x4+250x6 sem encurvadura lateral. ....	72
Figura 48- Pórtico com colunas e vigas de secção variável. ....	72
Figura 49- Carregamento e restrições aplicados na estrutura porticada. ....	73
Figura 50- a) Diagrama de esforço axial que é exercido na estrutura; Diagrama de momento fletor que é exercido na estrutura. ....	73
Figura 51- a) Esquema da disposição das secções ao longo da estrutura. b) Distribuição real das secções ao longo da estrutura. ....	74
Figura 52- Esquema de como os materiais foram atribuídos a cada secção. ....	74
Figura 53- Deformada do pórtico modelado com elementos de casca pelo SAFIR. ....	75
Figura 54- Deformada do pórtico modelado com elementos de viga pelo SAFIR. ....	75
Figura 55- Temperatura crítica ao longo do deslocamento vertical a meio vão. ....	76



## Índice de Tabelas

Tabela 1- Fatores de redução para a relação de tensões-extensões do aço carbono a elevadas temperaturas.....	20
Tabela 2- Classificação das secções transversais em função do seu momento resistente e da sua capacidade de rotação (Arrais, 2012). ....	30
Tabela 3- Largura efetiva para elementos internos (CEN, 2012). ....	32
Tabela 4- Largura efetiva para elementos salientes (CEN, 2012). ....	32
Tabela 5- Fatores de redução do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).	33
Tabela 6- Coeficientes de momento uniforme equivalente. ....	36
Tabela 7- Resistências últimas obtidas para a viga sujeita a flexão pura.....	45
Tabela 8- Resistências últimas referentes às diversas vigas sujeitas a flexão pura. ....	46
Tabela 9- Resistências últimas obtidas para a viga sujeita a flexão pura.....	51
Tabela 10- Secções adotadas para a modelação numérica da viga. ....	53
Tabela 11- Resistências últimas obtidas para a viga de secção variável sujeita a flexão pura.....	55
Tabela 12- Resistências últimas das estruturas sujeitas a flexão pura com encurvadura lateral (kN). ....	56
Tabela 13- Resistências últimas das estruturas sujeitas a encurvadura lateral e à compressão.....	60
Tabela 14- Resistências últimas obtidas para o pilar de secção constante sujeito a flexão composta. ....	65
Tabela 15- Propriedades geométricas das secções que constituem o pilar de inércia variável .....	67
Tabela 16- Resistências últimas obtidas para o pilar de inércia variável sujeito a flexão composta. ....	68
Tabela 17- Características das estruturas para modelação numérica.....	69
Tabela 18- Resistências últimas obtidas para os pilares sujeitos a flexão composta. ...	70
Tabela 19- Temperaturas críticas do pórtico obtidas através de várias modelações numéricas. ....	76
Tabela 20- Exemplo dos valores de verificação pelo EC3 para um troço de cada pilar e de cada viga. ....	77



## Simbologia

### Letras maiúsculas latinas

$A_{eff}$	Área da secção transversal efetiva
$A_c$	Área da secção transversal bruta
$M_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral, em situação de incêndio, no instante $t$
$M_{c,Rd}$	Momento fletor resistente e relação a um eixo principal de uma secção transversal
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
$M_{y,fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y em situação de incêndio
$M_{z,fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z em situação de incêndio
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante
$N_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura , em situação de incêndio, no instante $t$ de um elemento comprimido
$W_{eff,y}$	Módulo de flexão de uma secção transversal efetiva segundo y-y
$W_{eff,z}$	Módulo de flexão de uma secção transversal efetiva segundo z-z
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva
$W_{eff,y,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva em relação ao eixo y-y
$W_{eff,z,min}$	Módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efetiva em relação ao eixo z-z

### Letras minúsculas latinas

$\bar{b}$	Largura da secção transversal
$b_{eff}$	Largura efetiva da secção transversal
$e_{N_y}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas e bruta segundo o eixo y-y
$e_{N_z}$	Afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas e bruta segundo o eixo z-z
$f_y$	Tensão de cedência do aço a 20 °C
$f_{y,\theta}$	Tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas $\theta_a$

$f_{0.2,p,\theta}$	Tensão limite de proporcionalidade do aço a 0.2% para temperaturas elevadas
$k_{LT}$	Fator de interação
$k_y$	Fator de interação
$k_z$	Fator de interação
$k_\sigma$	Coefficiente de encurvadura correspondente à relação entre tensões $\psi$
$k_{0.2,p,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência de secções de Classe 4 laminadas a quente
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço à temperatura atingida no instante $t$
$k_{y,\theta,com}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço no banzo comprimido à temperatura atingida no instante $t$
$k_{E,\theta}$	Fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço $\theta_a$ atingida no instante $t$
$t$	Espessura da secção transversal

### Carateres do alfabeto grego

$\alpha$	Fator de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos
$\alpha_{cr,op}$	Valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo atuantes no plano para atingir o carregamento crítico elástico do componente estrutural a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão torção), sem ter em consideração a encurvadura por flexão no plano.
$\beta_M$	Coefficientes de momento uniforme equivalente
$\chi_{fi}$	Fator de redução para encurvadura por flexão em situação de incêndio
$\chi_{y,fi}$	Fator de redução para encurvadura por flexão em situação de incêndio segundo o eixo y-y
$\chi_{z,fi}$	Fator de redução para encurvadura por flexão em situação de incêndio segundo o eixo z-z
$\varepsilon$	Extensão
$\theta_a$	Temperatura do aço
$\chi_{LT}$	Fator de redução para a encurvadura lateral
$\chi_{LT,fi}$	Fator de redução para a encurvadura lateral, em situação de incêndio
$\chi_{op}$	Coefficiente de redução calculado para a esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_{op}$ , para ter em consideração a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão torção).

---

$\Phi_{LT,\theta,com}$	Coeficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura lateral no banzo comprimido à temperatura atingida no instante $t$
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções de qualquer Classe
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial para a propriedade considerada do material, em situação de incêndio
$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral
$\bar{\lambda}_\theta$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral para uma determinada temperatura $\theta$
$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$	Esbelteza normalizada para encurvadura lateral no banzo comprimido para uma determinada temperatura $\theta$
$\bar{\lambda}_{op}$	Esbelteza normalizada global, de um elemento ou subestrutura, associada à encurvadura fora do plano de carregamento
$\mu_{LT}$	Grau de utilização
$\psi$	Relação entre os momentos que atuam nas extremidades de um segmento de um elemento
$\sigma$	Tensão longitudinal aplicada devido ao momento fletor
$\sigma_{cr}$	Tensão crítica de encurvadura elástica de placa
$\rho$	Coeficiente de redução para encurvadura de placa



**Lista de Acrónimos**

ABAQUS	Programa comercial para análise por elementos finitos
ANSYS	Programa de simulação aplicado à engenharia
CEN	Comité Europeu de Normalização
CTICM	Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
EN 1993-1-1	Parte 1-1 do Eurocódigo 3
EN 1993-1-2	Parte 1-2 do Eurocódigo 3
EN 1993-1-5	Parte 1-5 do Eurocódigo 3
EN	Norma Europeia
MEF	Método dos Elementos Finitos







# *Capítulo 1*

---

INTRODUÇÃO

# **1. Introdução**

- 1.1. Considerações Gerais
- 1.2. Âmbitos e Objetivos
- 1.3. Estrutura da Dissertação



## 1. Introdução

### 1.1. Considerações Gerais

A segurança contra incêndios é um aspeto muito importante no processo de dimensionamento de estruturas metálicas. Há muitos anos, a cooperação entre os projetistas, bombeiros e peritos da proteção do fogo era muito difícil por causa da falta de regulamentação. Após a introdução da EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), a cooperação tornou-se cada vez mais possível e neste momento os projetistas conseguem facilmente determinar a temperatura crítica e a resistência última ao fogo dos elementos estruturais (Rzeszut e Lukasz, 2013). Os métodos simplificados que existem para a verificação da segurança de estruturas em situação de incêndio, tal como é proposto na EN1993-1-2 (CEN, 2005b) não estão ainda completamente validados.

Nos últimos anos, devido ao custo elevado de estudos experimentais da resistência ao fogo e à limitação do tamanho dos fornos necessários para análise de estruturas completas, têm sido realizados inúmeros estudos baseados em simulação numérica, especialmente através do MEF (Teixeira Dias *et al*, 2010; Vila Real, 2009).

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o MEF (Oñate, 2004) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo tem a designação genérica de análise de estruturas e surge, por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc. O MEF apresenta atualmente um nível de desenvolvimento que permite a sua utilização pela generalidade dos projetistas de estruturas (Azevedo, 2003).

Existem vários programas de análise não-linear, baseados no MEF onde se incluem programas como o ANSYS, ABAQUS e SAFIR. Para a modelação numérica de estruturas em aço com secções esbeltas ao fogo realizada nesta dissertação, foi utilizado o programa SAFIR (Franssen, 2011), que é um código de elementos finitos para análise não-linear geométrica e material, desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica, vocacionado para a análise de estruturas sujeitas à ação do fogo. O programa SAFIR é constituído por dois principais módulos de cálculo distintos, um para a análise do comportamento térmico da secção e outro para a análise do comportamento mecânico do respetivo elemento estrutural ou estrutura.

Em construção metálica, o uso de estruturas de secções esbeltas tem vindo a aumentar nos últimos anos por providenciarem uma boa relação peso/resistência. Os elementos estruturais de inércia variável são um bom exemplo desta aplicação prática pois são maioritariamente de secção esbelta e usados principalmente pela sua eficiência estrutural mas também pelo aspeto estético que conferem à estrutura. São comumente encontrados em pavilhões industriais, armazéns ou centros de exposição (Marques *et al.*, 2014). Apesar das vantagens enunciadas, as estruturas de secções esbeltas são mais suscetíveis à ocorrência de fenómenos de instabilidade, que podem ser de natureza global ou local (Pierin e Prola, 2007), o que pode comprometer a estabilidade global da estrutura em que se inserem (Renaud e Zhao, 2006).

A encurvadura local é um fenómeno de instabilidade que ocorre normalmente em placas delgadas quando solicitadas por esforços de compressão no seu plano. Se se considerar uma placa retangular perfeitamente plana de dimensões  $axb$ , articulada nos quatro bordos e comprimida na direção da maior dimensão (segundo  $x$ ) como se ilustra na Figura 1. Ao aplicar-se uma tensão  $\sigma_x$ , surgem deformações para fora do plano da placa. A mais pequena tensão  $\sigma_x$  capaz de conferir à placa uma forma ligeiramente fletida é designada por tensão crítica de encurvadura elástica,  $\sigma_{cr}$ . Quando  $\sigma_x$  assume um valor inferior à  $\sigma_{cr}$ , a placa adquire naturalmente a sua posição inicial, e quando é maior, a deformada continua a aumentar, ou seja, a placa sofre encurvadura (Vila Real, 2010).

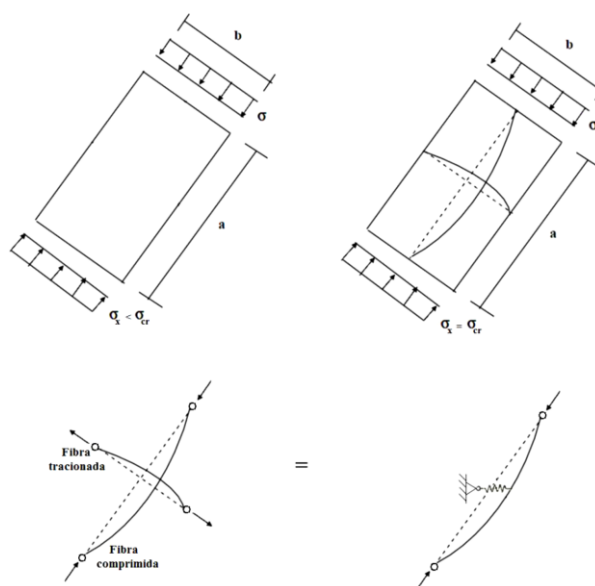


Figura 1- Encurvadura de placa (Vila Real, 2010).

A existência de encurvadura local deve-se ao fato de os diferentes elementos da secção transversal possuírem elevada esbelteza. Estas secções esbeltas com possibilidade de ocorrência de encurvadura local, numa ou mais partes das mesmas, antes de as tensões de compressão atingirem a tensão de cedência, denominam-se de acordo com o Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) por secções de Classe 4.

A encurvadura global encontra-se associada a barras longas comprimidas que não estejam devidamente restringidas. É caracterizada pela ocorrência de deformação do eixo da barra, sofrendo as secções transversais apenas deslocamentos no seu plano. Os modos de encurvadura global podem ocorrer (Arrais, 2012):

- Em pilares (barras comprimidas) por flexão, onde as secções transversais sofrem translação, ou flexão-torção, ou sofrem simultaneamente translação e rotação;
- Em vigas (barras fletidas) por flexão-torção fora do plano de carregamento.

Para aplicação do MEF através do SAFIR, na modelação numérica de estruturas em aço esbeltas ao fogo, destacam-se os elementos finitos de casca e os elementos finitos de viga. O uso dos elementos finitos de casca é um dos métodos mais precisos para estudar o comportamento de elementos estruturais ou estruturas com secções esbeltas (tais como as analisadas nesta dissertação) pois conseguem representar o fenómeno de encurvadura local. Mas, por dependerem demasiado tempo de cálculo, a sua utilização está limitada a pequenas estruturas.

Em projeto de estruturas sujeitas ao fogo, por simplificação, os elementos de viga são os mais utilizados, mas contrariamente aos elementos de casca não conseguem representar o fenómeno de encurvadura local (Franssen *et al.*, 2012; Sreenath *et al.*, 2011). Existem vários estudos que têm sido feitos para tentar colmatar esta limitação.

Segundo Franssen e Cowez, (2012a), a abordagem mais usada para analisar a encurvadura local é baseada no conceito da largura efetiva (CEN, 2006). A largura dos banzos é reduzida de tal forma que a tensão de cedência dessa nova secção reduzida é equivalente à tensão de cedência do elemento sujeito a encurvadura local. Esta abordagem tem sido usada em análises analíticas, no entanto, como a largura efetiva depende das tensões a que o elemento está sujeito, o que por sua vez depende da

largura efetiva, faz com que este seja um procedimento iterativo, o que já é complicado quando se trata de estudar um único elemento interno de uma secção sujeito a uma determinada carga definida. Se este procedimento tiver de ser aplicado em elementos de viga em análises transientes ou de estruturas completas, o nível adicional de iterações na largura efetiva leva a grandes modificações severas, não apenas na formulação do elemento finito mas também na formulação das estratégias de solução do código. Além disso, este procedimento conduz, ainda, a um valor incorreto da rigidez tanto na fase inicial de carga como durante toda a simulação porque é imposta uma redução excessiva da largura do elemento.

Uma aproximação possível é assumir que a tensão atingiu o limite de plasticidade em todas as zonas à compressão e para executar a simulação completa com os valores mínimos da largura efetiva, eliminando a iteração adicional sem necessidade de modificação do código, desta forma apenas a definição das secções é modificada pelo utilizador.

O valor incorreto da rigidez de estruturas é uma agravante numa estrutura em situação de incêndio porque faz com que seja difícil determinar a priori quais as zonas de tensão e compressão que vão existir na estrutura. Além disso, as várias zonas podem mudar muitas vezes de tensão para compressão, e vice-versa, durante a simulação e de seguida são aliviadas pela plasticidade ou pelos grandes deslocamentos que geralmente se desenvolvem na rotura (Knobloch e Fontana, 2006).

Alguns autores propuseram uma abordagem baseada nas tensões para determinar a largura efetiva e outros estudos têm sido realizados através de elementos de viga modificados adicionando o domínio dos deslocamentos locais aos elementos de viga clássicos, mas estes também levam a modificações severas da formulação dos elementos finitos (Franssen e Cowez, 2012a).

Em 2011 (Sreenath *et al.*, 2011) surgiu uma outra abordagem para usar os elementos de viga na modelação numérica com o intuito de prever o comportamento global de estruturas com secções esbeltas. Este método é um modelo híbrido porque contempla os elementos viga e de casca. Os elementos de casca são usados apenas nas regiões que estão vulneráveis ao fenómeno elástico ou inelástico de encurvadura local enquanto que os elementos de viga são usados nas restantes regiões. Desta forma



consegue-se ultrapassar a limitação dos elementos de viga. Os problemas que surgem na utilização deste método, é saber a priori onde se localizam e qual o comprimento das regiões onde se usam elementos de casca e fazer a ligação entre os elementos de casca e de viga sem que haja uma concentração artificial de tensões e deslocamentos incompatíveis.

Os estudos realizados nesta dissertação baseiam-se num trabalho recente por Franssen e Cowez (2012a) que propõe uma nova lei material com base nas leis constitutivas do aço a altas temperaturas para permitir o estudo do comportamento de estruturas com secções de Classe 4 (classificação proposta pelo EC3 para secções esbeltas) através de elementos finitos de viga, que será detalhado neste trabalho.

Este tipo de metodologia de análise deve ser validado tanto para elementos estruturais como para estruturas sujeitos a diferentes esforços e combinações dos mesmos, o que levou à motivação do estudo que se apresentará.

## **1.2. Âmbitos e Objetivos**

Os estudos realizados nesta dissertação inserem-se no projeto de investigação europeu FIDESC4 (Zhao *et al.*, 2013) para a análise da resistência ao fogo de elementos e estruturas metálicas de secções esbeltas.

Nesta dissertação a análise de estruturas de secções esbeltas é efetuada com utilização de elementos finitos de viga através da implementação de uma nova lei material que se baseia na real lei constitutiva do aço considerando a presença de encurvadura local.

O principal objetivo desta dissertação consiste em desenvolver um estudo com intuito de avaliar a precisão desta metodologia, aplicando o programa SAFIR. Neste trabalho comparam-se os resultados obtidos através da referida metodologia com as análises realizadas utilizando elementos finitos de casca e com as resistências fornecidas pelo Eurocódigo 3. Os estudos foram desenvolvidos para:

- Vigas restringidas lateralmente (secção 5.2.1);
- Vigas não restringidas (secção 5.2.2);

- Pilares axialmente comprimidos (secção 5.2.3);
- Pilares sujeitos a flexão composta com compressão e pórtico de inércia variável (secção 5.2.4);
- Pórtico de inércia variável (secção 5.3).

Alguns dos casos de estudo escolhidos correspondem aos propostos no âmbito da Ação COST TU0940 – IFER (Benchmark studies) cujos modelos numéricos foram validados recorrendo a ensaios experimentais no âmbito do projeto Fidesc4. Os respetivos modelos foram assim construídos segundo as recomendações dos respetivos documentos (COST, 2014a, 2014b; Morente *et al.*, 2012).

### **1.3. Estrutura da Dissertação**

A presente dissertação está organizada segundo 6 capítulos. O conteúdo global de cada capítulo está descrito nos parágrafos seguintes.

No Capítulo 1 é apresentada uma exposição de conceitos fundamentais para a compreensão do estudo elaborado, motivação deste trabalho, estudos que já foram desenvolvidos sobre o tema, enquadramento da dissertação, objetivos deste trabalho e os pontos que se pretendem abordar.

No Capítulo 2 é feita uma descrição de conceitos básicos referentes ao Método dos Elementos finitos onde se destacam os elementos que se utilizaram para este estudo, nomeadamente os elementos de casca e os elementos de viga evidenciando as principais vantagens e limitações de cada um deles.

No Capítulo 3 é abordado um dos pontos mais importantes desta dissertação. Introduzem-se alguns conceitos teóricos acerca da lei constitutiva do aço e são explicados os princípios e fundamentos de base da nova lei material para a modelação numérica de estruturas de secções esbeltas ao fogo com elementos finitos de viga para incorporar a encurvadura local e de que forma se aplica na prática.

O Capítulo 4 é destinado às metodologias para verificação da segurança das secções transversais e dos respetivos elementos estruturais ao fogo, de acordo com as formulações preconizadas no Eurocódigo 3.

No Capítulo 5 é apresentado o estudo numérico realizado onde se comparam os resultados obtidos através da implementação da nova lei material no SAFIR, com as análises efetuadas utilizando elementos finitos de casca e com as resistências fornecidas pelo Eurocódigo 3.

No Capítulo 6 são feitas as conclusões deste trabalho, mencionando também o que seria interessante desenvolver em termos de trabalhos futuros.







# *Capítulo 2*

---

MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

## **2. Método dos Elementos Finitos**

2.1. Considerações Gerais

2.2. Elemento Finito de Viga

2.3. Elemento Finito de Casca



## 2. Método dos Elementos Finitos

### 2.1. Considerações Gerais

Existem atualmente vários programas de cálculo automático para análise da resistência das estruturas ao fogo, que vão desde os programas baseados nos métodos simplificados a programas baseados em métodos avançados de cálculo. Os programas de análise não-linear, baseados no MEF pertencem a esta última categoria, nestes inclui-se o programa SAFIR (Franssen, 2011).

A ideia que está subjacente ao MEF é a modelação de um problema genérico envolvendo metodologias e técnicas matemáticas e numéricas. Dependendo do tipo de problema a resolver, o domínio que se pretende estudar é dividido num número finito de segmentos mais pequenos designados por “elementos finitos”. A este processo de análise estruturada das partes em detrimento do todo dá-se o nome de discretização (Figura 2). Cada elemento discreto e as leis matemáticas que regem o seu comportamento contribuem para o conhecimento e análise do problema global.

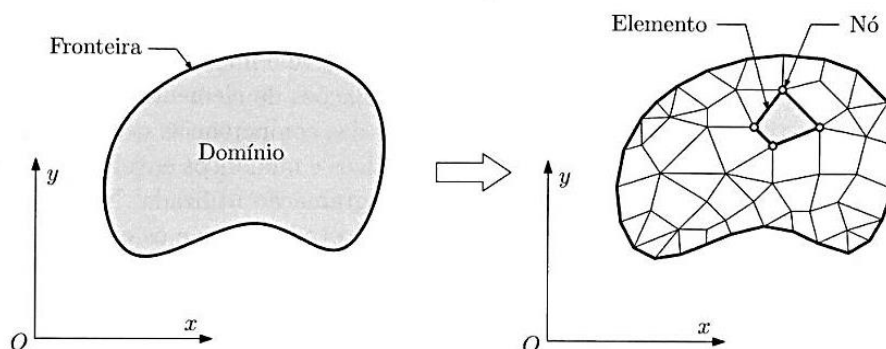


Figura 2- Representação esquemática do processo de discretização espacial de um domínio por elementos finitos (Teixeira Dias *et al.*, 2010).

Os elementos finitos podem assumir diversas formas geométricas (Figura 3) e serem unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Para resolver problemas unidimensionais ou constituídos por componentes unidimensionais recorre-se a elementos finitos em forma de barras, como os elementos finitos de viga. No caso de componentes bidimensionais, os elementos designam-se por elementos de casca e são frequentemente quadriláteros ou triângulos. Em análises de componentes tridimensionais, os elementos (sólidos) usados são geralmente hexaedros, tetraedros ou pentaedros (Teixeira Dias *et al.*, 2010).

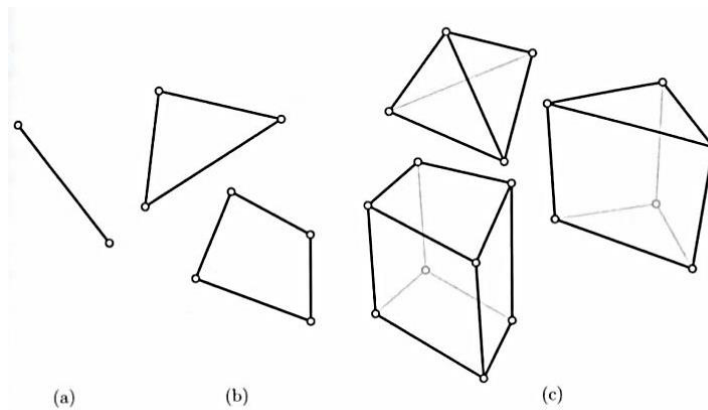


Figura 3- Algumas formas geométricas possíveis para elementos finitos. Elementos finitos: a) unidimensional; b) bidimensionais e; c) tridimensionais (Teixeira Dias *et al.*, 2010).

## 2.2. Elemento Finito de Viga

O elemento finito de viga é um componente simples mas comumente utilizado em engenharia de estruturas (Liu e Quek, 2013). Em situação de incêndio, quando se pretende modelar uma estrutura pelo MEF com o intuito de simular o seu comportamento, os elementos finitos de viga surgem como a principal opção (Franssen *et al.*, 2012).

Estes elementos finitos baseiam-se na hipótese de Bernoulli, onde as secções planas antes da deformação se mantêm planas depois da deformação e o efeito do esforço transversal não é tido em consideração. Adicionalmente, este elemento não contempla a encurvadura local. O elemento finito de viga trata todas as secções como pertencendo à Classe 1, independentemente da esbelteza, permitindo o desenvolvimento de uma distribuição de tensões plásticas na secção, o que leva a uma redistribuição plástica completa na estrutura. Os elementos de viga não estão, assim, adaptados a modelar estruturas com secções mais esbeltas pertencentes às Classes 2, 3 e 4 (Franssen *et al.*, 2012). Para estruturas isostáticas as secções de Classe 1 podem ser consideradas devido à não existência da redistribuição plástica nestas estruturas.

Para a modelação numérica, a secção dos elementos é discretizada através de elementos finitos aos quais correspondem fibras. O comportamento do material de cada fibra é calculado no seu centro, sendo a temperatura, a deformação, a tensão e as restantes propriedades do material são consideradas constantes ao longo do

comprimento de cada fibra. A discretização do elemento de viga através do modelo de fibras permite a consideração de tensões residuais (Vila Real *et al*, 2004). Cada fibra pode conter o seu próprio material, fazendo com que seja possível o uso de secções compostas por diferentes materiais.

O programa SAFIR contempla dois tipos de elementos de viga, um bidimensional (Figura 4a) e outro tridimensional (Figura 4b).

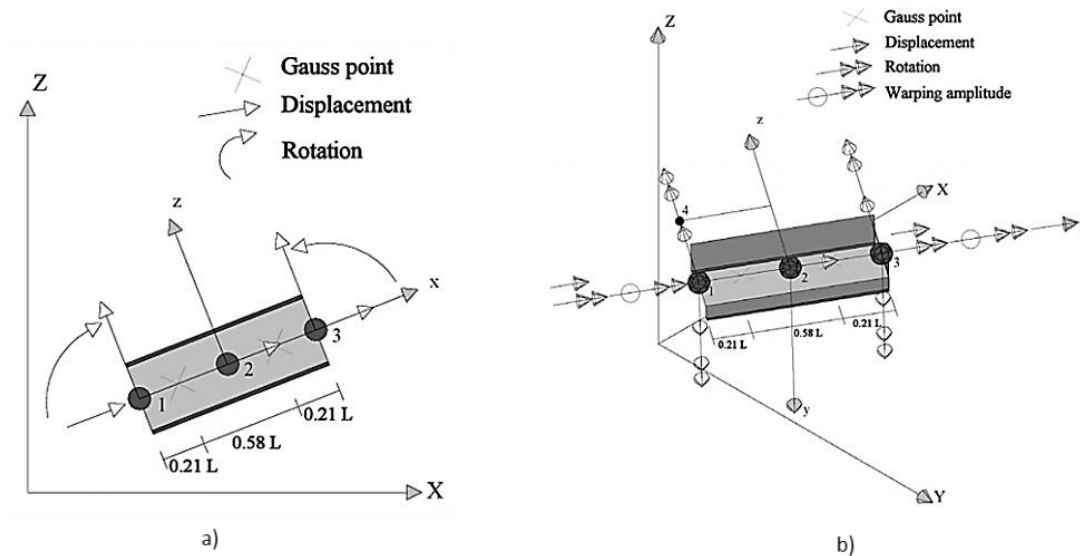


Figura 4- a) Elemento finito de viga 2D; b) Elemento finito de viga 3D (Lopes, 2009).

No SAFIR a deformada do elemento de viga bidimensional é descrita pelos deslocamentos de três nós, como ilustrado na Figura 4a. Dois desses nós têm três graus de liberdade cada um, dois deslocamentos e uma rotação. O terceiro nó encontra-se no centro do elemento e tem apenas um grau de liberdade, que representa a parte não-linear do deslocamento longitudinal.

O elemento de viga tridimensional possui dois nós em cada extremidade com sete graus de liberdade cada um, três deslocamentos, três rotações e uma amplitude de empenamento, permitindo considerar torção não uniforme. O terceiro nó encontra-se no centro do elemento e tem apenas um grau de liberdade que representa uma vez mais a parte não-linear do deslocamento longitudinal (Figura 4b).

A Figura 5 representa um exemplo de modelação numérica de uma estrutura com elementos finitos de viga bidimensionais e tridimensionais, utilizando o programa SAFIR. Nesta dissertação foram usados elementos de viga tridimensionais.

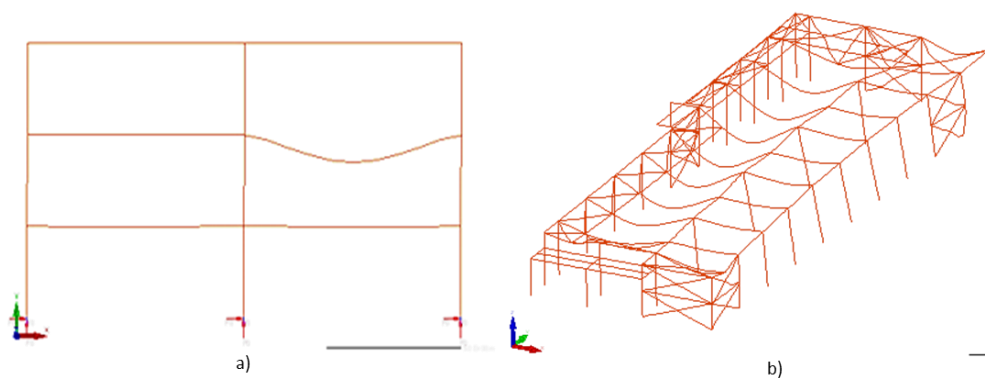


Figura 5- Modelação numérica de estrutura com elementos finitos de viga a) bidimensionais (Vila Real *et al.*, 2000); b) tridimensionais (Vila Real e Lopes, 2009)

### 2.3. Elemento Finito de Casca

O uso dos elementos finitos de casca é o método mais preciso para estudar o comportamento de estruturas esbeltas. Apesar de serem de utilização dispendiosa, os elementos de casca são cada vez mais comuns em projeto estrutural (Franssen e Cowez, 2012a).

O SAFIR possui elementos de casca baseados na teoria de flexão de Kirchhoff. Para modelar uma estrutura de secções esbeltas de uma forma precisa é necessário ter em conta as instabilidades e no SAFIR, não existe outra alternativa senão modelar este tipo de estruturas com os elementos finitos de casca, por serem os únicos que conseguem representar o fenómeno de encurvadura local aquando da utilização deste programa (Figura 6) (Franssen e Cowez, 2012a).

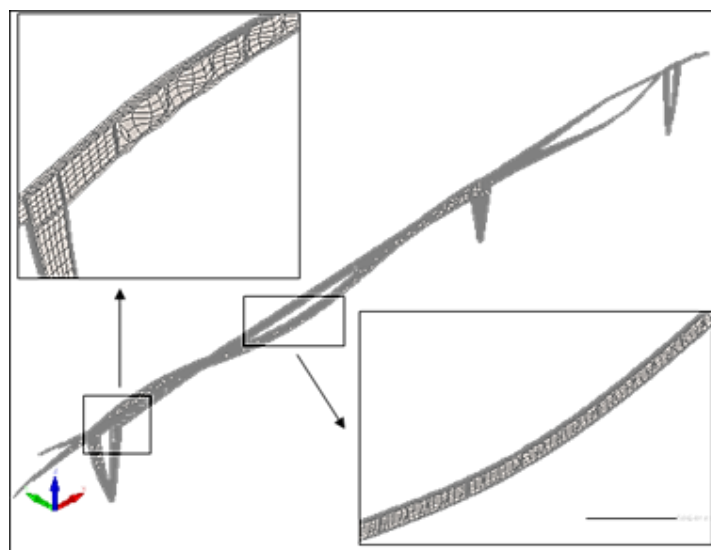


Figura 6- Modelação de estrutura com elementos finitos de casca mostrando as zonas de instabilidades locais (Vila Real e Lopes, 2010).

Numa superfície de um elemento de casca modelado pelo SAFIR existem 4 pontos de integração. A partir da Figura 7 é possível visualizar os nós nos elementos de casca ordenados em 1, 2, 3, 4 e os pontos médios das arestas do elemento de casca representados por a, b, c, d. A interseção entre ac e bd é o ponto a que corresponde o centro do eixo de coordenadas xyz. Em cada direção, a integração é elaborada segundo o método de Gauss. O número de integrações na espessura pode ser escolhido pelo utilizador, podendo ir desde as 2 até 9 camadas (Franssen, 2011).

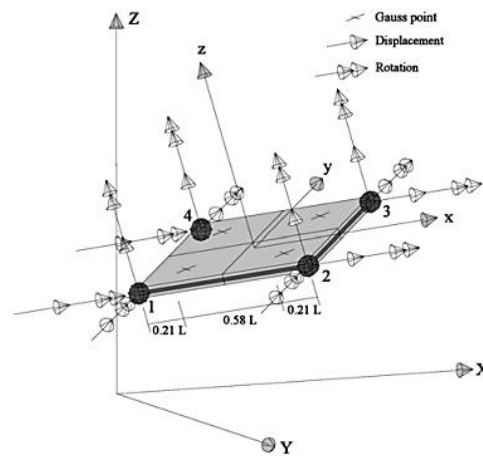


Figura 7- Definição de geometria e dos eixos locais de um elemento de casca (Lopes, 2009).





# ***Capítulo 3***

---

LEI CONSTITUTIVA PARA A CONSIDERAÇÃO DA INSTABILIDADE

LOCAL EM ELEMENTOS DE VIGA



### **3. Lei Constitutiva para Consideração da Instabilidade Local em Elementos de Viga**

- 3.1. Considerações Gerais
- 3.2. Lei Constitutiva do Eurocódigo 3
- 3.3. Proposta de Franssen e Cowez (2012a)



### 3. Lei Constitutiva para Consideração da Instabilidade Local em Elementos de Viga

#### 3.1. Considerações Gerais

Em 2012, Franssen e Cowez (2012a) apresentaram uma nova proposta para a modelação numérica com elementos de viga de estruturas metálicas em situação de incêndio, que através da lei constitutiva tem em consideração a instabilidade local em elementos estruturais com secções esbeltas. Esta nova abordagem, detalhada no ponto 3.2, tem como base a lei constitutiva do aço proposta pela EN1993-1-2 (CEN, 2005b).

#### 3.2. Lei Constitutiva do Eurocódigo 3

A lei constitutiva do aço é obtida a partir da relação tensões-extensões representada na Figura 8. Esta relação deverá ser utilizada para determinar a resistência à tração, à compressão, à flexão ou ao corte (CEN, 2005b).

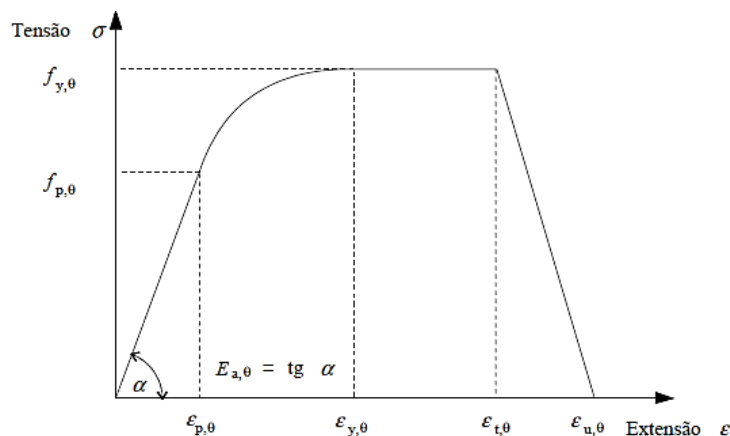


Figura 8- Relação tensões-extensões para o aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

A Parte 1-2 do EC3 (CEN, 2005b) indica fatores de redução para a relação tensões-extensões do aço a temperaturas elevadas (Tabela 1), definidos da seguinte forma:

- Tensão de cedência efetiva, referida à tensão de cedência a 20°C:  $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ ;
- Tensão limite de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C:  $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ ;
- Módulo de elasticidade, referida ao módulo de elasticidade a 20°C:  $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ .

Tabela 1- Fatores de redução para a relação de tensões-extensões do aço carbono a elevadas temperaturas.

Temperatura do Aço $\theta_a$	Fator de redução (referido a $f_y$ ) para o valor de cálculo da tensão de cedência efetiva $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Fator de redução (referido a $f_y$ ) para a tensão limite de proporcionalidade $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Fator de redução (referido a $E_a$ ) para a inclinação da reta que representa o domínio elástico $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20°C	1.00	1.00	1.00
100°C	1.00	1.00	1.00
200°C	0.89	1.00	0.90
300°C	0.78	1.00	0.80
400°C	0.65	1.00	0.70
500°C	0.53	0.78	0.60
600°C	0.30	0.47	0.31
700°C	0.13	0.23	0.13
800°C	0.07	0.11	0.09
900°C	0.05	0.06	0.0675
1000°C	0.03	0.04	0.0450
1100°C	0.02	0.02	0.0225
1200°C	0.00	0.00	0.0000

### 3.3. Proposta de Franssen e Cowez (2012a)

Franssen e Cowez (2012a) propuseram que os elementos finitos de viga tivessem em conta as instabilidades locais através de leis constitutivas efetivas do aço. Esta proposta tem como base o método da tensão efetiva que tem como vantagens: a aplicação do valor correto da rigidez; não necessitar de predeterminar as zonas de tensão e compressão nem de mudar a formulação de código dos elementos finitos de viga; e não implicar a classificação das secções transversais (Franssen e Cowez, 2012b).

No método da tensão efetiva, a lei efetiva é derivada com o mesmo objetivo da largura efetiva (Knobloch e Fontana, 2005). A capacidade plástica obtida através da lei efetiva em toda a secção é equivalente à capacidade de uma placa metálica fina de material

real sujeita a encurvadura local. A Figura 9 mostra a diferença entre a abordagem da largura efetiva e a nova proposta baseada no método da tensão efetiva.

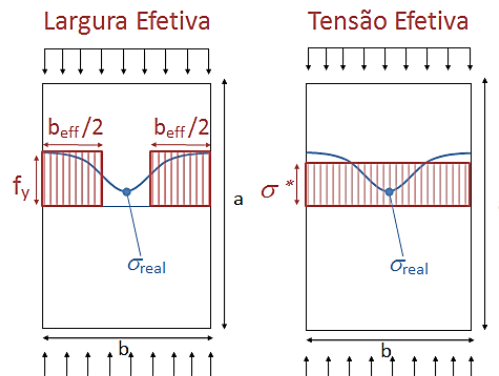


Figura 9- Diferença entre o método da largura efetiva e o método da tensão efetiva (Franssen e Cowez, 2012b).

Devido ao fato de a encurvadura local se desenvolver apenas quando o elemento está sujeito à compressão, a relação tensão/deformação precisa de ser modificada apenas no que respeita à compressão, permanecendo inalterada relativamente às trações. Isto remete-nos para uma lei não simétrica para a tração/compressão (Figura 10). Assim, o módulo tangente na origem não é modificado, pelo facto de as tensões de compressão serem baixas, que por sua vez não produzem instabilidades locais. O desenvolvimento das instabilidades é refletido pela redução do limite de proporcionalidade e da tensão de cedência efetiva, correspondendo ao início da horizontalidade da curva da relação tensão/deformação.

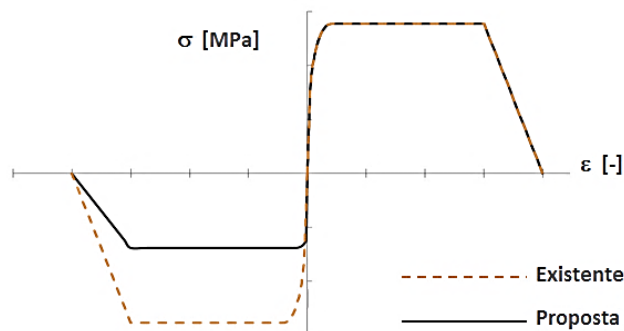


Figura 10- Proposta para a lei tração/compressão (Franssen e Cowez, 2012b).

A relação tensão/deformação efetiva à compressão depende da esbelteza, das condições de fronteira do elemento (quer esteja apoiado em quatro lados como a alma, ou em três, como em metades do banzo), e possivelmente, da qualidade do aço.

O método usado para determinar esta relação efetiva foi baseado na simulação de placas metálicas isoladas, modeladas no programa SAFIR (Franssen, 2011) com

elementos de casca, apoiadas em três ou quatro lados, sujeitas a uma força uniaxial de compressão progressiva (Figura 11). A simulação foi feita primeiro à temperatura ambiente e posteriormente a elevadas temperaturas.

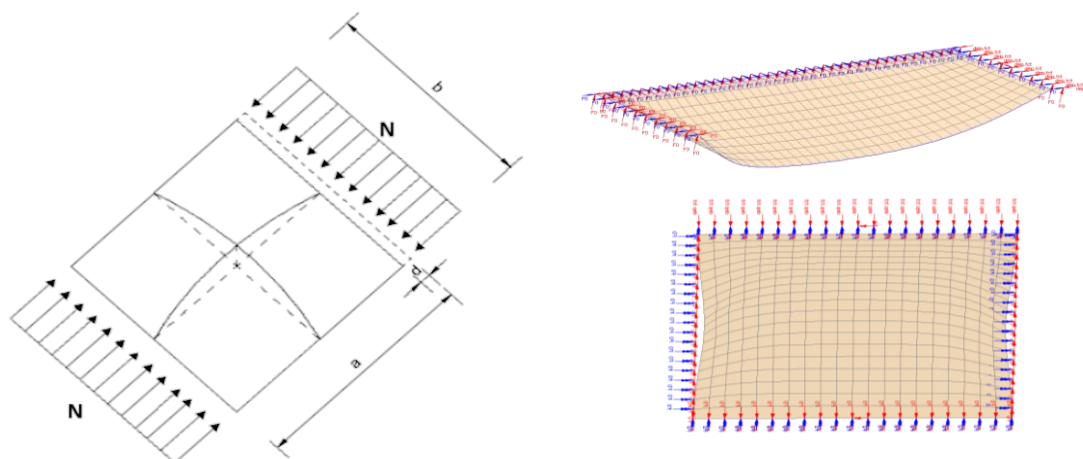


Figura 11- Placa metálica sujeita a força uniaxial de compressão apoiada em três ou quatro lados (Franssen and Cowez, 2012b).

Para cada simulação, a deformação efetiva foi considerada como o encurtamento da placa em qualquer momento, dividido pelo comprimento inicial da mesma (Equação 1). A tensão efetiva é considerada como o quociente entre a força aplicada nos limites da placa e a área da secção correspondente (Equação 2).

$$\varepsilon^* = \frac{d}{a} \quad (1)$$

$$\sigma^* = \frac{N}{bt} \quad (2)$$

Deste modo, é possível obter uma curva de tensão/deformação efetiva para cada placa, tendo em conta as características inerentes a cada uma delas. Através destas curvas é possível determinar a tensão de cedência efetiva, o limite de proporcionalidade efetivo e o deslocamento efetivo, correspondentes ao início da horizontalidade da curva como se ilustra na Figura 12 (Franssen e Cowez, 2012a).

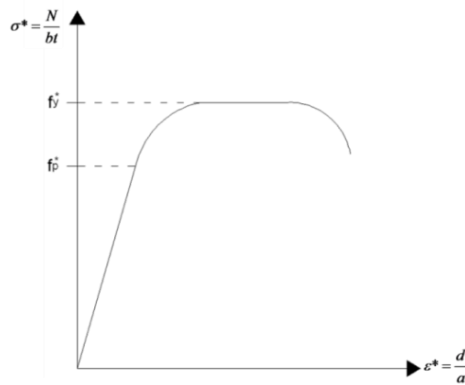


Figura 12- Método usado nesta proposta para obter os parâmetros da lei efetiva através da curva tensão/deforção (Franssen *et al.*, 2012).

No momento de iniciar a modelação numérica são conhecidas todas as condições (esbelteza, tipo de aço e condições de apoio), podendo ser adicionadas pelo utilizador como novas propriedades do material. A lei material também depende da temperatura e consegue ser perfeitamente integrada no código numérico. O utilizador tem apenas de introduzir o novo material para a alma e banzos (Figura 13) e o programa automaticamente se encarrega da temperatura, do nível de tensões e da direção da força, tensão ou compressão em cada ponto de integração (Franssen e Cowez, 2012a).

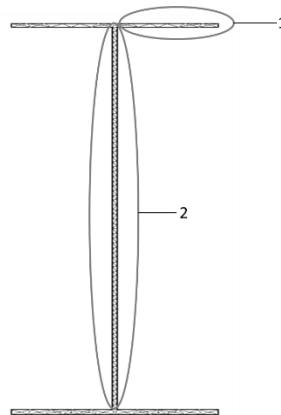


Figura 13- Esquema de como se definem os materiais na nova Lei Material para a modelação numérica.

Das análises realizadas a uma vasta gama de placas verificou-se que existe uma grande influência da amplitude das imperfeições geométricas iniciais na tensão de cedência efetiva, o que já não acontece com a rigidez e o limite de proporcionalidade efetivo. A amplitude de imperfeições iniciais consideradas foi a recomendada pela Parte 1-5 do EC3 (CEN, 2012).

Verificou-se, também, que o índice de esbelteza  $b/t$  tem pouca influência na rigidez da placa. Por outro lado, com o aumento da espessura das placas observa-se um aumento

do limite de proporcionalidade e do limite de plasticidade (Figura 14). Com base em análises preliminares, foi estabelecido que a rigidez efetiva do novo material permanece igual à rigidez real do aço enquanto que a tensão de cedência e o limite de proporcionalidade efetivo são determinados para placas de esbeltezas diferentes e a várias temperaturas.

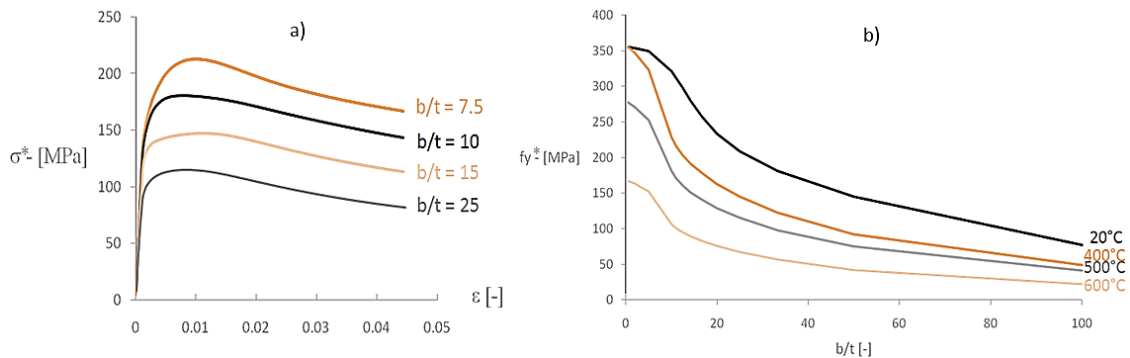


Figura 14- a) Aumento do limite de proporcionalidade e limite de plasticidade com o aumento da esbelteza das placas. b) Influência da esbelteza no limite de plasticidade a diferentes temperaturas (Franssen e Cowez, 2012b).

Estes mesmos resultados conseguiram obter-se usando parâmetros não-dimensionais para a esbelteza, como é dado na Equação 3 e 4, e introduzindo um parâmetro não dimensional para o limite de plasticidade de acordo com a Equação 5 (Figura 15a). Como se pode ver pela Figura 15a, estas curvas parecem-se com as curvas de encurvadura do EN1993-1-1 (CEN, 2005a). Para aproximar estes resultados utilizou-se a equação de Perry-Robertson (Equação 6) (CEN, 2005b), como é o caso para a equação das curvas da encurvadura no Eurocódigo (Figura 15b). A Figura 15b mostra como os resultados uniaxiais estão aproximados através do fator de redução da Equação 7 considerando diversos valores para  $\alpha$ ,  $\beta$ , e  $\gamma$  a temperaturas diferentes:

- $\leq 100^{\circ}\text{C}$  ("Cold");
- $200^{\circ}\text{C}$ ;
- $\geq 300^{\circ}\text{C}$  ("Hot").

$$\lambda_e(\theta) = \pi \sqrt{\frac{E(\theta)}{f_y(\theta)}} \quad (3)$$

$$\bar{\lambda}(\theta) = \frac{b/t}{\lambda_e(\theta)} \quad (4)$$

$$f_y^*(\theta) = k_{sl} k_y(\theta) f_y \quad (5)$$



$$\varphi = \alpha(1 + \beta(\bar{\lambda}_\theta + \gamma) + \bar{\lambda}_\theta^2) \quad (6)$$

$$k_{sl} = \frac{1}{\left(\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \bar{\lambda}_\theta^2}\right)} \leq 1 \quad (7)$$

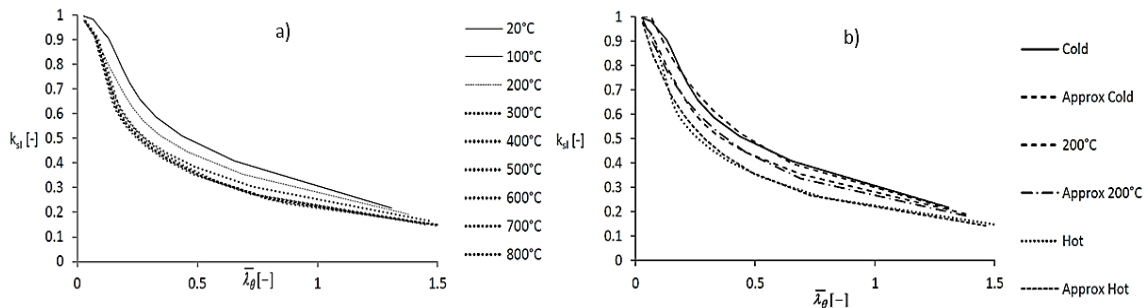


Figura 15- a) Redução do limite de plasticidade para várias temperaturas. b) Resultados aproximados pela Equação 8 para várias temperaturas (Franssen *et al.*, 2012).

O fator de redução  $k_{sl}$  foi aplicado:

- i) à tensão de cedência efetiva;
- ii) ao limite de proporcionalidade;
- iii) à extensão de cedência.

Esta aplicação do fator de redução levou à proposta para a relação tensão/deformação à compressão (Figura 16).

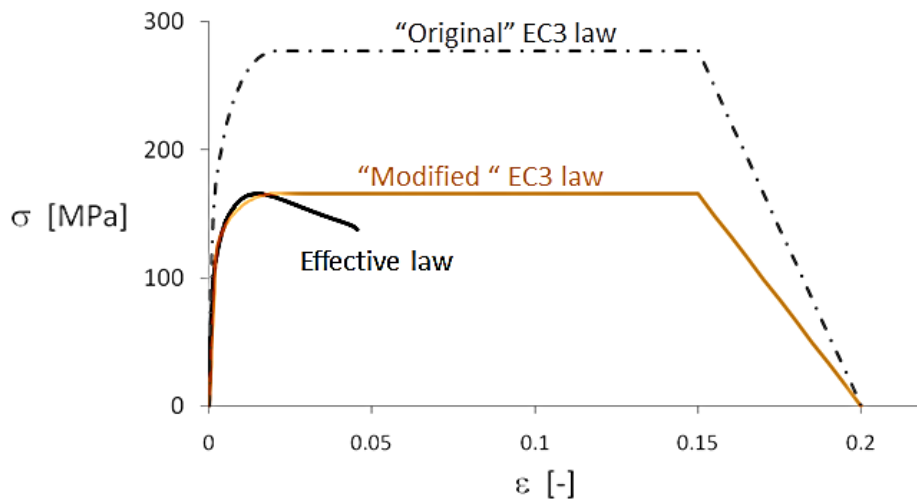


Figura 16- Lei efetiva proposta face à lei constitutiva apresentada pelo EN1993-1-2 para uma placa apoiada em três lados, com relação de esbelteza  $b/t=20$  à temperatura de 600°C (Franssen e Cowez 2012b).

A fim de validar o modelo proposto, foram comparados os resultados obtidos através do novo modelo com os resultados obtidos com elementos finitos de casca.

É de sublinhar que neste método, não existe nenhuma variação gradual do comportamento na interface entre as quatro classes. Na realidade, não há necessidade de definir a classe dos elementos ou estruturas porque a adaptação do modelo material é uma função contínua da esbelteza. A limitação deste procedimento é o fato de não conseguir determinar a encurvadura local provocada pelo esforço transversal, que corresponde, também a uma limitação na abordagem da largura efetiva (Franssen e Cowez, 2012a).

# *Capítulo 4*

---

RESISTÊNCIA AO FOGO POR MÉTODOS ANALÍTICOS

## **4. Resistência ao Fogo por Métodos Analíticos**

- 4.1. Considerações Gerais
- 4.2. Classificação
- 4.3. Resistência da Secção
- 4.4. Resistência do Elemento

## 4. Resistência ao Fogo por Métodos Analíticos

### 4.1. Considerações Gerais

Os elementos estruturais analisados neste trabalho são constituídos por secções de grande esbelteza (relação entre comprimento e espessura,  $c/t$ ), relacionada com a espessura reduzida dos elementos que as constituem, especialmente na alma.

Estas secções esbeltas estão suscetíveis à ocorrência de fenómenos de encurvadura local que reduzem a sua capacidade resistente. As secções com possibilidade de ocorrência de encurvadura local, numa ou mais partes das mesmas, antes das tensões de compressão atingirem a tensão de cedência, denominam-se de acordo com o Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) por secções de Classe 4. As secções de classe 4 têm em consideração a encurvadura local usando o método da largura efetiva, fazendo com que haja uma redução da resistência da secção transversal devido aos efeitos deste fenómeno, como se explicará mais à frente (Couto *et al.*, 2013). Nas secções, quando expostas às elevadas temperaturas que ocorrem durante um incêndio, a tensão de cedência e o módulo de elasticidade são reduzidos. Assim, a encurvadura local é, também, diretamente afetada.

### 4.2. Classificação

A classificação das secções transversais de elementos estruturais está relacionada com as exigências que o cálculo plástico impõe às secções (analisar de que forma a resistência e a capacidade de rotação das secções são limitadas por fenómenos de encurvadura local) (Almeida, 2012). Esta classificação é feita de acordo com a relação entre a largura e espessura dos seus componentes comprimidos e, segundo o EC3-1-1 (CEN, 2005a), podem ser classificadas da seguinte forma (Tabela 2):

- Secções de classe 1: são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem diminuição da sua resistência.
- Secções de classe 2: são aquelas que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.

- Secções de classe 3: são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido.
- Secções de classe 4: são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou em mais partes da secção transversal, como já foi referido anteriormente.

Tabela 2- Classificação das secções transversais em função do seu momento resistente e da sua capacidade de rotação (Arrais, 2012).

Modelo de Comportamento	Momento Resistente	Capacidade de Rotação	Classe
	Momento plástico na secção transversal 	$\frac{M}{M_{pl}}$ Suficiente 	1
	Momento plástico na secção transversal 	$\frac{M}{M_{pl}}$ Limitada 	2
	Momento elástico na secção transversal 	$\frac{M}{M_{pl}}$ Nenhuma 	3
	Momento elástico na secção efectiva 	$\frac{M}{M_{pl}}$ Nenhuma 	4

$M_{el}$  – momento elástico resistente da secção transversal;

$M_{pi}$  – momento plástico resistente da secção transversal;

$M$  – momento aplicado;

$\phi$  – rotação (curvatura) da secção.

$\phi_{pi}$  – rotação (curvatura) da secção requerida para gerar uma distribuição de tensões plástica total.

### 4.3. Resistência da Secção

Pelas razões já referidas, nas secções de classe 4, existe a necessidade de considerar uma redução na área bruta (área efetiva) para a verificação de segurança.

De acordo com o Eurocódigo 3 (CEN, 2012) as características das secções de Classe 4 podem ser calculadas através da resistência de placas, que poderá ser determinada com base nas áreas efetivas dos elementos de placa comprimidos (por exemplo banzos ou almas de perfis em I). A área efetiva da zona comprimida de uma placa, a 20°C, com uma secção bruta de área  $A_c$  deverá ser obtida a partir da expressão 8:

$$A_{c,eff} = \rho A_c \quad (8)$$

em que  $\rho$  é o coeficiente de redução para encurvadura da placa.

De uma forma resumida enuncia-se o processo de determinação da área efetiva das secções passa por vários passos:

- i. Determina-se o valor da razão de tensões,  $\psi(\sigma_2/\sigma_1)$ , os quais definem o diagrama de tensões atuantes nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, com base nas propriedades da secção bruta.
- ii. A partir do valor  $\psi$ , calcula-se o coeficiente de encurvadura  $k_\sigma$ , através das Tabela 3 e Tabela 4.
- iii. Tanto nos elementos internos (almas) como em elementos de consola (banzos), a esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}_p$ , que é obtida a partir da equação 9:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (9)$$

- iv. De seguida determina-se o coeficiente de redução,  $\rho$ :

- Elementos comprimidos internos,

$$\rho = \begin{cases} 1.0 & \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \\ \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 & \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055\psi} \end{cases} \quad (10)$$

- Elementos comprimidos em consola,

$$\rho = 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1.0 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.748 \quad (11)$$

- v. Uma vez conhecido o valor do coeficiente de redução, calculam-se as larguras efetivas dos elementos comprimidos através das Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3- Largura efetiva para elementos internos (CEN, 2012).

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

Tabela 4- Largura efetiva para elementos salientes (CEN, 2012).

Distribuição de tensões (compressão positiva)		Largura efectiva <sup>p</sup> b <sub>eff</sub>				
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$		
Coeficiente de encurvadura $k_\sigma$	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$		
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$				
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	
Coeficiente de encurvadura $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8	

Para considerar a encurvadura local em elementos de Classe 4 sujeitos ao fogo, a Parte 1-2 do EC3 (CEN,2005b) sugere que se utilize uma temperatura crítica de 350°C se



nenhum cálculo for efetuado. No entanto, o Anexo E da norma, apresenta como alternativa modelos simplificados de cálculo, onde aplicam os mesmos princípios utilizados para as outras classes, mas com as propriedades efetivas da secção determinadas com base nas propriedades materiais à temperatura normal, e que o valor da tensão de cedência seja o limite convencional de proporcionalidade a 0.2% (Tabela 5) em vez da tensão correspondente a uma extensão total de 2% (Tabela 5), utilizada para as outras classes (Couto *et al.*, 2013).

Tabela 5- Fatores de redução do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

Temperatura do Aço $\theta_a$	Fator de redução (referido a $f_y$ ) para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 laminadas a quente e soldadas
	$k_{0,2,p,\theta} = f_{0,2,p,\theta} / f_y$
20°C	1.00
100°C	1.00
200°C	0.89
300°C	0.78
400°C	0.65
500°C	0.53
600°C	0.30
700°C	0.13
800°C	0.07
900°C	0.05
1000°C	0.03
1100°C	0.02
1200°C	0.00

O Anexo E da parte 1-2 do EC3 (CEN, 2005b) considera que a resistência dos elementos com uma secção transversal de Classe 4 deve ser verificada com as mesmas expressões da mesma parte do EC3 que são utilizadas para as Classes 1, 2 e 3, alterando, como mencionado, a tensão de referência, substituindo a área bruta pela área efetiva e o módulo de flexão pelo módulo de flexão efetivo. A verificação da segurança das

estruturas de Classe 4 quanto à secção de acordo com as respetivas solicitações, é feita segundo I, II e III.

I. Resistência da Secção à Compressão (N)

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (12)$$

II. Resistência da Secção à Flexão (M)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (13)$$

III. Resistência da Secção à Flexão Composta (M+N)

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1 \quad (14)$$

#### 4.4. Resistência do Elemento

A verificação da segurança das estruturas com secções de Classe 4 ao fogo quanto ao elemento é feita segundo as expressões apresentadas de seguida que destinam-se aos elementos comprimidos (I), às vigas em flexão (II) e aos elementos sujeitos a flexão composta com compressão (III).

I. Elementos Comprimidos (N)

A expressão através da qual se obtém o valor de cálculo da resistência à encurvadura  $N_{b,fi,t,Rd}$  no instante  $t$  de um elemento comprimido com uma secção transversal com uma temperatura uniforme  $\theta_a$  é:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A_{eff} k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (15)$$

onde o valor de  $\chi_{fi}$  deve ser o menor dos valores de  $\chi_{y,fi}$  e de  $\chi_{z,fi}$  que se determina através de:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (16)$$

com

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad \text{e} \quad \alpha = 0.65 \sqrt{235/f_y}$$

Em que a esbelteza normalizada,  $\bar{\lambda}_{\theta}$ , para a temperatura  $\theta_a$  é obtida por:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0.5} \quad (17)$$

## II. Vigas em Flexão (M)

Para determinar o valor do momento resistente à encurvadura lateral  $M_{fi,\theta,Rd}$  com uma temperatura uniforme  $\theta_a$  a expressão utilizada é:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{eff} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (18)$$

o valor de  $\chi_{LT,fi}$  deve ser obtido de acordo com as seguintes expressões:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\phi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} \quad (19)$$

com

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + (\bar{\lambda}_{LT,\theta,com})^2 \right] \quad (20)$$

e

$$\alpha = 0.65 \sqrt{235/f_y} \quad (21)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} [k_{y,\theta,com}/k_{E,\theta,com}]^{0.5} \quad (22)$$

## III. Elementos sujeitos a flexão composta com compressão (N+M)

O valor de cálculo da resistência à encurvadura  $R_{fi,t,d}$  no instante  $t$  de um elemento sujeito a flexão composta com compressão determina-se através de:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A_{eff} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (23)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (24)$$

em que,

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \quad \text{com} \quad \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_{z,\theta} \beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A_{eff} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 0.3$$

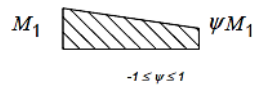
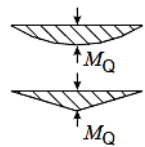
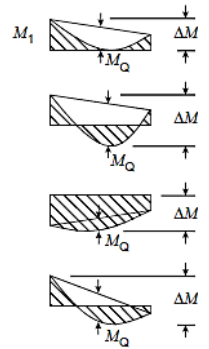
Onde, para o eixo de maior inércia:  $\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.8$   
com  $\bar{\lambda}_{y,20^\circ} \leq 1.1$  e,

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 0.3$$

onde, para o eixo de maior inércia:  $\mu_z = (1.2\beta_{M,z} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71\beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8$

Os coeficientes de momento uniforme equivalente,  $\beta_M$  determinam-se através da Tabela 6.

Tabela 6- Coeficientes de momento uniforme equivalente.

Diagrama de momentos	Coefficiente de momento uniforme equivalente $\beta_M$
<p>Momentos nas extremidades</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math> <math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7 \psi$
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano</p>  <p><math>M_Q</math> <math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$
<p>Momentos devidos a cargas laterais no plano e a momentos nas extremidades</p>  <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \max M $ devido unicamente a carga lateral $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{para o diagrama de momentos sem mudança de sinal} \\ \max M +  \min M  & \text{para o diagrama de momentos com mudança de sinal} \end{cases}$

Nesta dissertação, as resistências ao fogo dos vários elementos de secção constante analisados pelo EC3, foram determinadas através de um software de cálculo automático, o “Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-Rolled Class4 Cross-sections (FIDESC4)”. Este software foi desenvolvido na Universidade de Aveiro e trata-

se de um software de cálculo com base na EN 1993-1-1 (CEN,2005a) e na EN 1993-1-2 (CEN, 2005b), isto é, com base nas formulações já mencionadas neste ponto (Vila Real *et al*, 2014).

Para além de elementos metálicos de secção constante, neste trabalho analisam-se também elementos de secção variável em situação de incêndio. As resistências ao fogo destas secções também foram determinadas através de outro software, o GeM (Ferreira *et al*,2014).

O GeM é um software também desenvolvido na Universidade de Aveiro que verifica a estabilidade de elementos de inércia variável baseado no Método Geral disposto na EN 1993-1-1 (CEN,2005a). O GeM utiliza um outro programa, o LTBeamN, desenvolvido pelo CTICM, para determinar os esforços internos e os fatores de amplificação a aplicar às ações de cálculo atuantes no plano para atingir o carregamento crítico elástico do componente estrutural de modo a poder aplicar o Método Geral.

O Método Geral de verificação da encurvadura por flexão e da encurvadura lateral de componentes estruturais mencionado na Parte 1-1 do EC3 (CEN,2005a) é utilizado para verificar a resistência à encurvadura lateral e à encurvadura por flexão de componentes estruturais tais como:

- Elementos isolados com secção transversal monossimétrica (simples ou compostos, de secção uniforme ou variável e com quaisquer condições de apoio);
- Pórticos planos ou estruturas porticadas secundárias constituídos por aqueles elementos, solicitados à compressão e/ou flexão uniaxial no seu plano, mas que não contêm rótulas plásticas com rotações não nulas.

A resistência global à encurvadura fora do plano de qualquer componente estrutural em conformidade com o campo de aplicação acabado de mencionar pode ser assegurada verificando a seguinte expressão:

$$\frac{\chi_{op}\alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1.0 \quad (25)$$

em que  $\alpha_{ult,k}$  é o valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às secções de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano do

carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou a encurvadura lateral (por flexão-torção), mas tendo no entanto em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições, globais e locais.

O coeficiente de redução  $\chi_{op}$ , em situação de incêndio, pode ser determinado usando o fator de imperfeição  $\alpha$  da expressão 21 e a esbelteza normalizada para a encurvadura fora do plano ( $\bar{\lambda}_{op}$ ) dado por:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (26)$$

# ***Capítulo 5***

---

ESTUDO NUMÉRICO

## **5. Estudo Numérico**

5.1. Considerações Gerais

5.2. Elementos estruturais

5.2.1. Vigas restringidas lateralmente

5.2.2. Vigas não restringidas

5.2.3. Pilares axialmente comprimidos

5.2.4. Pilares sujeitos a flexão composta com compressão

5.3. Pórtico com perfis de inércia variável



## 5. Estudo Numérico

### 5.1. Considerações Gerais

Com este trabalho pretendeu-se realizar uma análise comparativa das resistências últimas para diferentes estruturas com secções esbeltas e em situação de incêndio.

A comparação das resistências últimas das estruturas foi feita entre:

- Elementos finitos de casca;
- Elementos finitos de viga;
- Elementos finitos de viga onde foi aplicada a lei material (como descrito na secção 3.3, para ter em consideração a encurvadura local);
- Fórmulas de cálculo propostas no EC3;

Os valores que resultam da aplicação dos elementos finitos de casca são provenientes de um estudo numérico prévio realizado no âmbito do projeto de investigação FIDESC4 (Zhao *et al.*, 2013; Morente *et al.*, 2012). O programa SAFIR foi o escolhido para a obtenção desses resultados.

Os resultados que advêm dos elementos finitos de viga foram obtidos através da análise numérica do programa SAFIR e os resultados que advêm do EC3 foram obtidos através dos programas FIDESC4 (Vila Real *et al.*, 2014) e GeM (Ferreira *et al.*, 2014), como já foi referido anteriormente.

Os modelos numéricos que se construíram em elementos finitos de viga foram feitos de forma análoga aos modelos em elementos finitos de casca do projeto FIDESC4. Todas as secções transversais que constituem as estruturas analisadas e que se incorporaram nestes modelos de elementos de viga foram criadas com o auxílio do programa GiD para posterior aplicação no programa SAFIR.

Para uma melhor compreensão de como decorreu o estudo das diversas estruturas, este capítulo divide-se em vários pontos: vigas restringidas, vigas não restringidas, pilares axialmente comprimidos, pilares sujeitos a flexão composta com compressão e, por fim, um pórtico de inércia variável. Nestes pontos vão estar presentes todos os resultados obtidos para as resistências últimas correspondentes às várias estruturas, mas apenas alguns exemplos vão ser alvo de uma descrição mais exaustiva.

Os primeiros em cada ponto correspondem aos estudos escolhidos no âmbito do projeto FIDESC4 para aferição dos modelos numéricos a utilizar nas análises necessárias para o projeto. Por essa razão são também apresentados resultados obtidos com os programas ABAQUS (obtidos pelos parceiros do projeto Fidesc4 da Tecnalia) e ANSYS (obtidos pelos parceiros do projeto Fidesc4 do CTICM).

## 5.2. Elementos estruturais

Nas análises realizadas dos elementos estruturais considerou-se o aço S355 e a temperatura constante de 450°C, por ser uma temperatura crítica comum nestes elementos de secções esbeltas.

A forma das imperfeições geométricas foi:

$$y(x) = \frac{L}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (27)$$

As tensões residuais consideradas foram aplicadas de acordo com o diagrama apresentado na Figura 17.

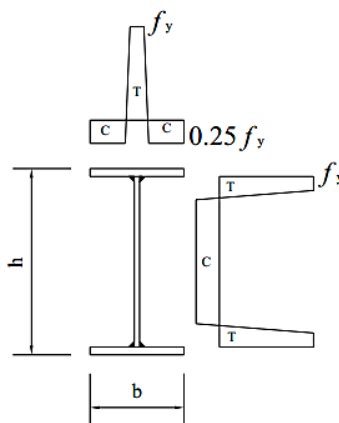


Figura 17- Diagrama das tensões residuais aplicadas nos modelos numéricos (Franssen, 1995, 1996, 1998).

### 5.2.1. Vigas restringidas lateralmente

Neste ponto, as estruturas analisadas foram vigas simplesmente apoiadas de secção constante em  $I$ , de classe 4, sujeitas a flexão simples.

A estrutura que se apresenta primeiramente corresponde a uma a viga simplesmente apoiada, impedida de se deslocar lateralmente e sujeita a flexão pura. A viga é

carregada a uma temperatura constante ao longo de 1.5m da sua parte central por cargas concentradas que também restringem à torção (Figura 18).

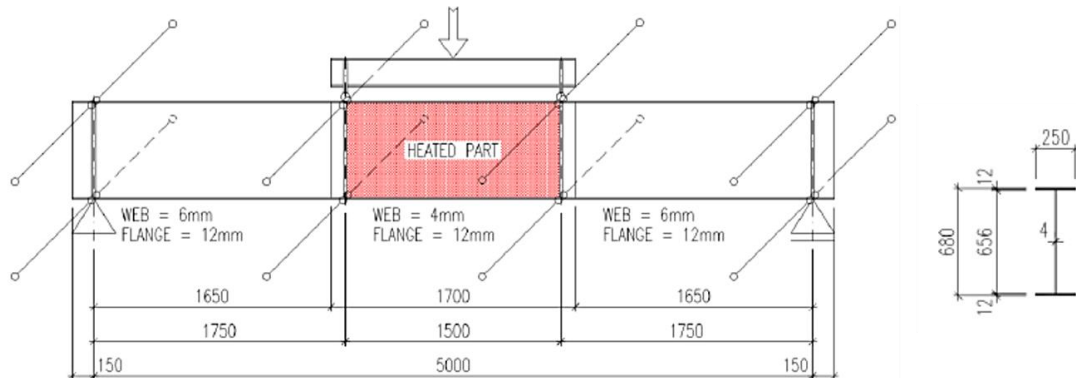


Figura 18- Viga de secção constante sujeita a flexão pura e respetiva secção transversal.

A parte central da viga que é carregada a temperatura elevada tem uma secção transversal diferente da das extremidades, que se encontram à temperatura ambiente. A diferença reside apenas na espessura da alma (Figura 18), a alma da parte central é mais esbelta do que a alma das extremidades da viga, para evitar a ocorrência de encurvadura por esforço transversal.

Para o estudo numérico com elementos finitos de viga através do programa SAFIR teve-se em conta as restrições impostas nos apoios, a aplicação das cargas e o número de elementos de viga a utilizar.

As restrições foram impostas de forma a reproduzir um apoio simples e outro duplo de forquilha nas extremidades (elemento simplesmente apoiado), e duas restrições laterais nas posições  $x=1.75\text{m}$  e  $x=3.25\text{m}$ . As cargas aplicadas foram duas cargas pontuais localizadas nas mesmas posições onde se encontram os apoios que restringem a parte central da viga (Figura 19). Neste exemplo não foram consideradas tensões residuais.

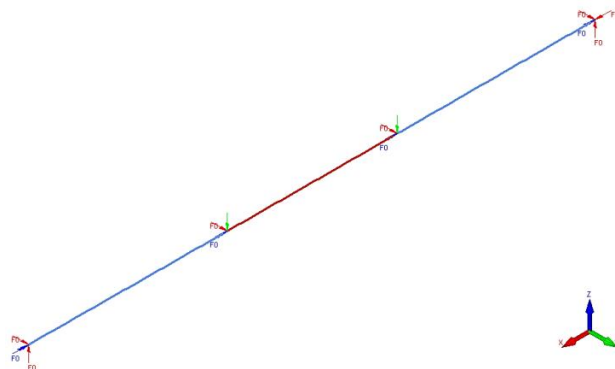


Figura 19- Modelação numérica da viga sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR.

À semelhança do modelo numérico em elementos finitos de casca, o presente modelo é constituído por 115 elementos de viga ao longo do seu comprimento. A parte central da viga que corresponde a 1.5m foi modelada com 35 elementos de viga, por outro lado, as extremidades foram modeladas com 40 elementos de viga cada uma. É ainda importante referir que no estudo deste modelo foram consideradas imperfeições geométricas (expressão 27) apenas na zona da viga que se encontra a altas temperaturas e não foram consideradas tensões residuais.

Uma vez que a estrutura é constituída por duas secções transversais diferentes, também duas secções diferentes tiveram de ser criadas para se incluírem no modelo.

Como se pode ver pela Figura 20a, a deformada obtida através de elementos de casca mostra de forma bastante evidente a presença de encurvadura local na parte central da viga, a parte que foi sujeita a altas temperaturas. A Figura 20b apresenta uma deformada regular, onde o maior deslocamento se dá horizontalmente a meio vão, como seria de esperar.

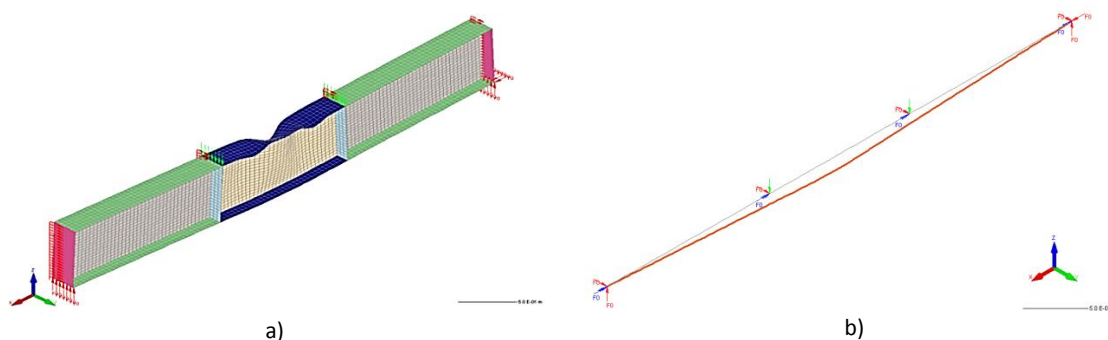


Figura 20- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga;

É apresentada de seguida a determinação gráfica das resistências das cargas últimas em função do deslocamento vertical a meio vão, provenientes da análise numérica desta estrutura, onde se comparam valores entre elementos de viga e elementos de casca (Figura 21), e na Tabela 7 apresentam-se os valores numéricos das resistências últimas desta estrutura, onde se inclui o valor obtido pelo EC3. A nomenclatura “Lei Material” corresponde à utilização dos elementos de viga do SAFIR com a lei material para considerar a encurvadura local.

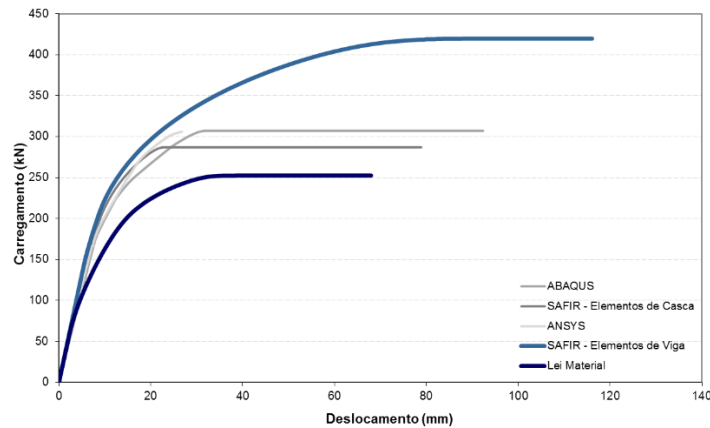


Figura 21- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura.

Tabela 7- Resistências últimas obtidas para a viga sujeita a flexão pura.

Secção	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	EC3 (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
<b>656x4+250x12</b>	286.9	419.6	254.4	252.4	0.88	0.99

Por observação do gráfico pode-se afirmar que as curvas provenientes da análise numérica com elementos de casca são muito próximas. Relativamente à curva obtida com elementos de viga é possível dizer que o valor da resistência última proveniente da análise numérica onde não foi aplicada a lei material foi aquela que atingiu um maior valor. Isto deve-se ao facto destes elementos não considerarem a encurvadura local, pelo que a estrutura resiste mais. Por outro lado, a resistência última que provém da análise numérica onde foi aplicada a lei material, foi a que atingiu um valor menor. O valor desta resistência última aproxima-se do valor das resistências últimas referentes aos elementos de casca, que são consideradas como o valor de referência. Conforme os valores da tabela, pode-se também dizer que o valor do EC3 parece estar um pouco abaixo próximo dos valores de referência, ainda assim bastante próximo deste valor.

Na sequência da estrutura apresentada, foram analisadas outras dez vigas sujeitas a flexão pura em situação de incêndio, sem encurvadura lateral. Trata-se, também, de vigas de secção constante em I, de Classe 4, em aço S355. Estas estruturas são vigas simplesmente apoiadas a uma temperatura constante de 450°C, onde o diagrama de momentos aplicados é do tipo  $\psi=1$  (momento uniforme).

Os modelos numéricos destas vigas foram construídos com 20 elementos de viga. As tensões residuais foram aplicadas segundo ilustra a Figura 17.

Na Tabela 8 apresentam-se os valores das resistências últimas de todas as vigas analisadas:

Tabela 8- Resistências últimas referentes às diversas vigas sujeitas a flexão pura.

Secções	L (m)	SAFIR Elementos de Casca (KNm)	SAFIR Elementos de Viga (KNm)	EC3 (KNm)	Lei Material (KNm)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material / EC3
<b>1000x14+300x22</b>	10	2496.46	2456.46	2792.71	2326.57	0.93	0.83
<b>1000x12+300x18</b>	10	1843.62	1969.51	2316.78	1846.77	1.01	0.79
<b>1000x12+300x14</b>	10	1422.02	1649.79	1287.40	1514.81	1.07	1.18
<b>1000x8+300x18</b>	10	1608.47	1698.16	1343.18	1583.45	0.98	1.18
<b>1000x6+300x13</b>	10	943.87	1262.85	935.24	1128.97	1.19	1.21
<b>450x6+150x11</b>	5	251.52	244.47	295.77	231.92	0.92	0.78
<b>450x6+150x9</b>	5	195.33	214.50	253.56	200.43	1.02	0.79
<b>450x5+150x8</b>	5	157.57	181.40	147.28	167.74	1.06	1.14
<b>450x4+150x6</b>	5	106.00	125.36	105.57	113.25	1.07	1.07
<b>450x4+150x5</b>	5	89.33	116.39	84.75	102.37	1.15	1.21

Analisando os resultados da tabela, as ilações que se podem tirar são em muito semelhantes à do exemplo anterior.

Os valores das resistências que dizem respeito aos elementos de viga que não considera a Lei Material, são, na sua maioria, os que apresentam maior resistência. O esperado seria que este fenómeno ocorresse para todas as estruturas pois nestes casos não consideram a encurvadura local.

Os valores referentes ao EC3 são bastante elevados nalguns casos, a título de exemplo estão as vigas com secções transversais de 1000x14+300x22 e 450x6+150x9; ou são um pouco conservativos como naquelas que têm secções transversais de 1000x8+300x18 ou 450x5+150x8.

As resistências obtidas com a Lei Material têm valores muito próximos aos valores de referência sendo a relação mais baixa entre estes dois valores para a secção

1000x6+300x13 e chegando a obter uma relação de 1.01 na estrutura constituída pela secção transversal 1000x12+300x18. Apesar do valor da lei material não estar do lado da segurança, a diferença entre este e o valor de referência é mínima. Por oposição, a relação mais baixa entre os valores das resistências da Lei Material e EC3 é de 0.78 e a mais alta de 1.07 nas estruturas com secções transversais 450x6+150x11 e 450x6+150x11, respetivamente.

Destas vigas, descreve-se em mais pormenor a de secção transversal 1000x12+300x18 onde se pretende mostrar os fenómenos que acontecem até esta atingir o colapso.

Na figura seguinte mostram-se as deformadas da viga em elementos de casca (Figura 22a) e em elementos de viga (Figura 22b).

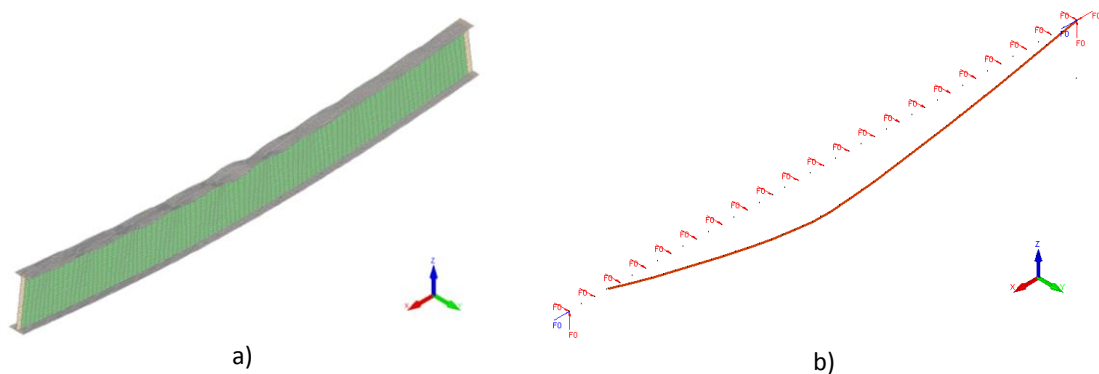


Figura 22- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga;

As restrições impostas nos modelos em elementos de viga são visíveis também na Figura 22b, onde se pode ver que foram aplicadas ao longo de toda a viga para que fosse impedida a encurvadura lateral. A Figura 22a revela a presença de encurvadura local próximo da zona de meio vão, onde se dá a maior deformação. A deformada reproduzida pelos elementos de viga revelam uma maior deformação também próximo da zona de meio vão, em conformidade com a deformada em elementos de casca.

Para este caso, como se pode observar pela Figura 23 (carregamento Vs deslocamento vertical a meio vão), as curvas dos elementos de casca e da lei material praticamente se igualam.

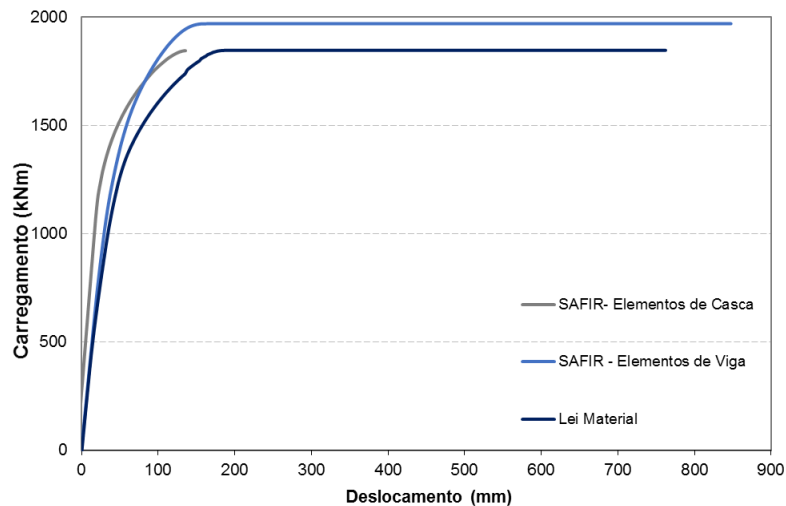


Figura 23- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da viga de secção 1000x12+300x18.

### 5.2.2. Vigas não restringidas

Neste ponto, as estruturas analisadas foram vigas simplesmente apoiadas de secção constante ou variável em I, de classe 4, sujeitas a flexão simples e com possibilidade de ocorrência de encurvadura lateral.

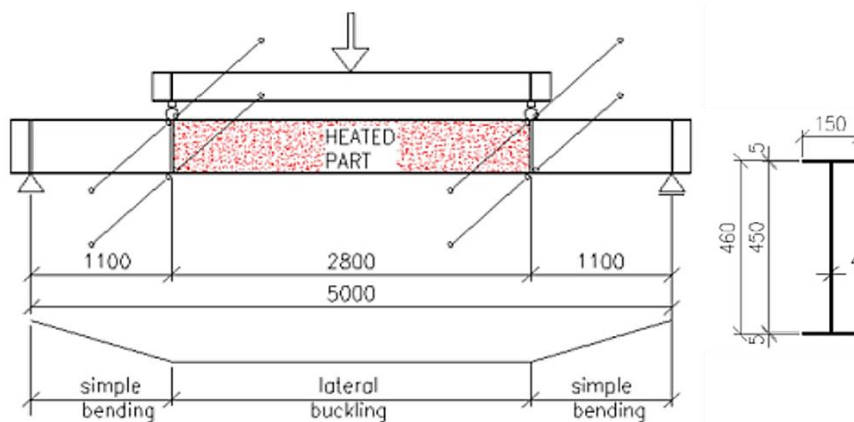


Figura 24- Viga de secção constante sujeita a flexão pura e respetiva secção transversal.

Para o estudo numérico com elementos finitos de viga através do programa SAFIR, as restrições impostas foram por forma a reproduzir um apoio simples e outro duplo nas extremidades, e duas restrições nas posições  $x=1.10\text{m}$  e  $x=3.90\text{m}$ , fazendo com que a viga ficasse impedida de se deslocar lateralmente. As cargas aplicadas foram duas cargas pontuais localizadas nas mesmas posições onde se encontram os apoios que restringem apenas a parte central da viga (Figura 25).



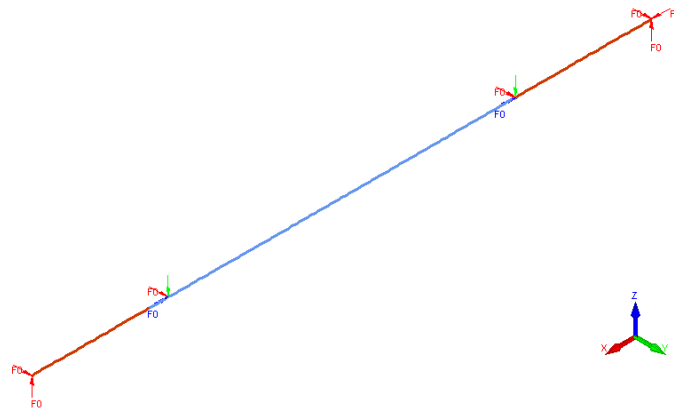


Figura 25- Modelação numérica da viga sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR.

A estrutura foi modelada com 160 elementos de viga. A parte central da viga que corresponde a 2.8m foi modelada com 90 elementos de viga, por outro lado as extremidades foram modeladas com 35 elementos de viga, cada uma. É ainda de referir que no estudo numérico deste modelo foram consideradas imperfeições geométricas segundo a expressão 27 apenas na zona da viga que se encontra a altas temperaturas.

Esta estrutura é constituída pela mesma secção transversal ao longo de toda a viga, apesar disso houve a necessidade de serem criadas duas secções diferentes para se incluírem no modelo uma vez que apenas uma parte está sujeita a elevadas temperatura e as extremidades se encontram à temperatura normal. As deformadas desta estrutura obtidas com o SAFIR em elementos de casca e em elementos de viga mostram-se nas Figura 26a e Figura 26b, respetivamente. Neste modelo não se aplicaram tensões residuais.

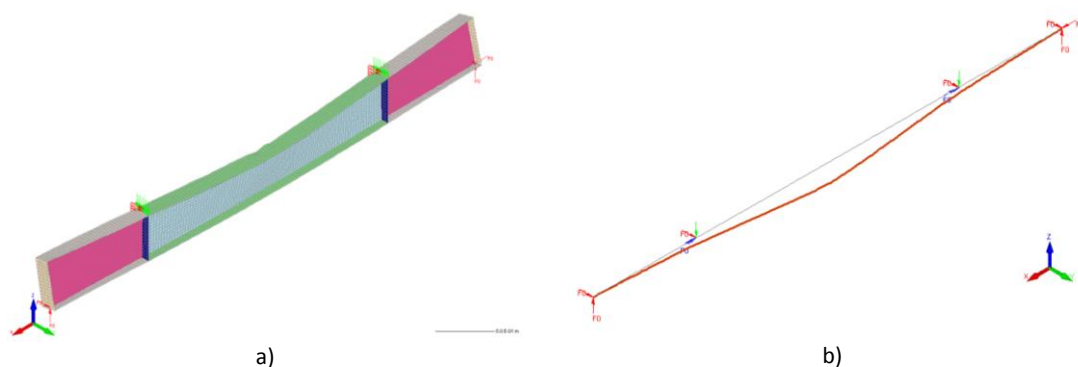


Figura 26- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga;

Pela Figura 26a, pode ver-se que a deformada obtida através de elementos de casca mostra de forma menos evidente (que no ponto anterior) a presença de encurvadura local na parte central da viga, a parte que foi carregada a altas temperaturas. Foi também nesta parte que se verificou uma maior deslocamento. A Figura 26b mostra uma deformada regular, onde o maior deslocamento se dá horizontalmente a meio vão, como seria de esperar.

De seguida, apresenta-se na Figura 27 a determinação gráfica das resistências últimas em função do deslocamento vertical a meio vão, provenientes da análise numérica desta estrutura.

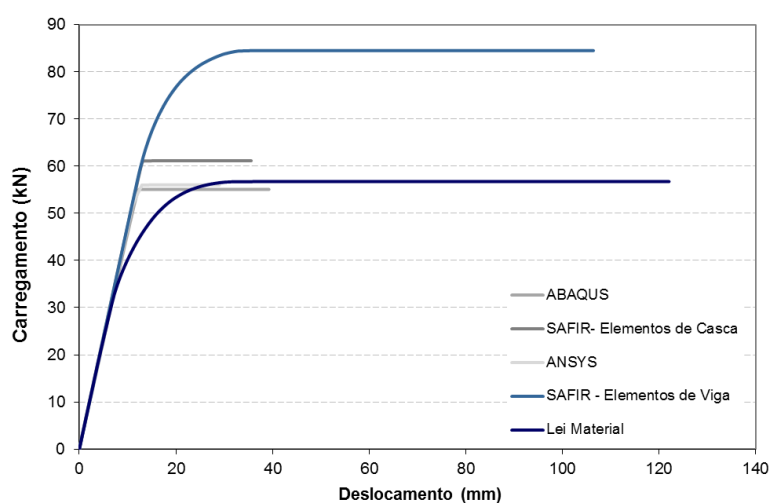


Figura 27- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura.

Analisando o gráfico, pode-se concluir que as curvas que resultam da análise numérica com elementos de casca são muito próximas. Também muito próxima a estas curvas, encontra-se a curva obtida com elementos de viga onde é aplicada a Lei Material. Este resultado é bastante promissor de acordo com os objetivos que se pretendiam atingir, pois com elementos de viga considerando a encurvadura local, o resultado aproximou-se muito aos valores de referência. A curva proveniente da análise numérica onde não foi aplicada a lei material, que era o que se pretendia demonstrar.

Para uma melhor perceção dos valores numéricos, mostra-se na Tabela 9 os valores das resistências últimas desta estrutura, onde também se inclui o valor obtido pelo EC3:

Tabela 9- Resistências últimas obtidas para a viga sujeita a flexão pura.

Secção	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	EC3 (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
450x4+150x5	61.16	84.5	42.9	56.7	0.93	1.32

De acordo com os resultados obtidos, conclui-se que o valor do EC3, é um pouco conservativo pois fica abaixo de todos os valores. A diferença entre os valores das resistências da Lei Material e dos elementos de casca é muito pouca, sendo a sua relação de 0.93.

A estrutura que se apresenta de seguida é em muito semelhante à anterior. Corresponde uma a viga simplesmente apoiada com 5m de vão, impedida de se deslocar lateralmente na sua parte central e está sujeita a flexão pura. A viga de secção variável em I, é sujeita, neste caso, a uma temperatura constante de 650°C ao longo de 2.8m (Figura 28).

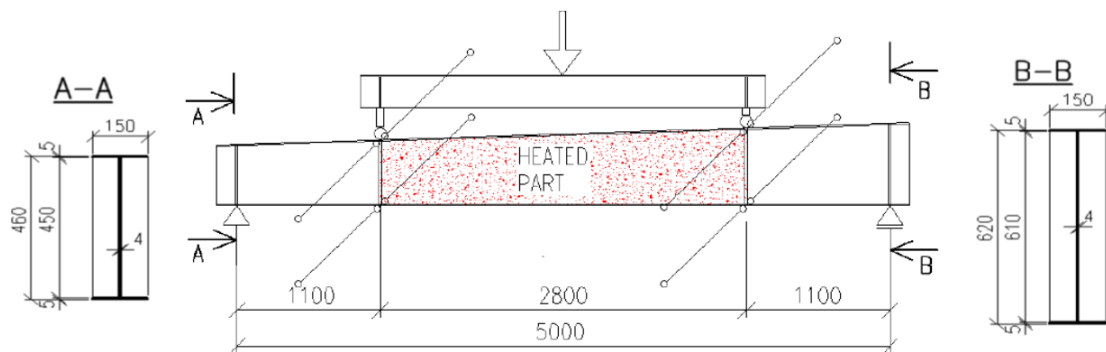


Figura 28- Viga de secção variável sujeita a flexão pura e respetivas secções transversais.

Como se pode ver na Figura 28, a altura da viga varia entre os 460mm e os 620mm sendo a espessura do banzo e da alma de 5mm e 4mm, respetivamente.

No estudo numérico com elementos finitos de viga usando o SAFIR, as restrições implementadas foram de maneira a reproduzir um apoio simples e outro duplo nas extremidades, e duas restrições laterais nas posições  $x=1.10\text{m}$  e  $x=3.90\text{m}$ . Tal como foi descrito no ponto anterior, também nesta estrutura as cargas que se aplicaram foram duas cargas pontuais, localizadas nas mesmas posições onde se encontram os apoios que restringem a parte central da viga (Figura 29).

A modelação numérica da estrutura foi feita à luz do modelo em elementos de casca, sendo constituído por 160 elementos de viga. Os 2.8m da viga que foram aquecidos e carregados foram modelados com 90 elementos de viga, e as extremidades, à temperatura ambiente, foram modeladas com 35 elementos de viga, cada uma. No modelo foram ainda consideradas as imperfeições geométricas, ao longo da parte da viga que se encontra a altas temperaturas (expressão 26). Não foram aplicadas tensões residuais.

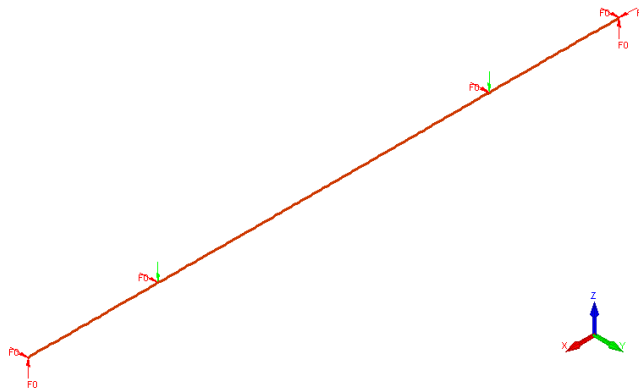


Figura 29- Modelação numérica da viga de secção variável sujeita a flexão pura com elementos finitos de viga pelo SAFIR.

Uma vez que se trata de uma viga de inércia variável, para reproduzir o modelo numérico em elementos de viga, foi necessário criar diferentes secções desde os 450mm até aos 620mm de altura. Neste modelo adotaram-se 23 secções diferentes (através de testes anteriores chegou-se à conclusão que este número de secções era representativo para os resultados que se pretendiam obter, tendo em conta que a viga tem um vão de 5m). Estas secções distribuíram-se ao longo da viga de modo que a linha que a constitui passe no centro de gravidade de todas as secções, como ilustra a Figura 30.

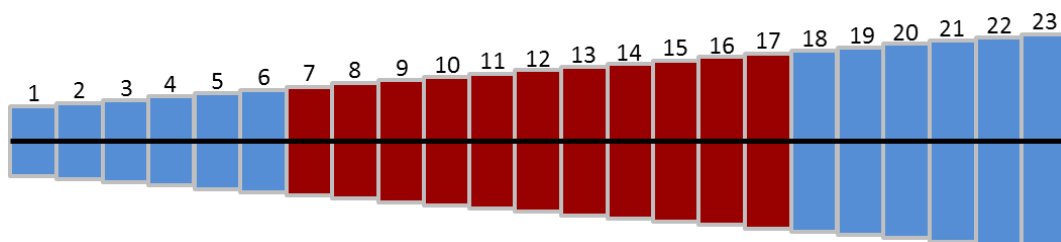


Figura 30- Esquema da disposição das secções ao longo da viga.

Para uma melhor compreensão da localização das secções, estas encontram-se esquematizadas na Figura 30 com cores diferentes onde a cor azul corresponde às secções a temperatura normal e cor vermelha corresponde às secções a altas temperaturas. Para cada extremidade adotaram-se 6 secções e para a parte central adotaram-se 11 secções. As propriedades geométricas das secções adotadas encontram-se na tabela seguinte:

Tabela 10- Secções adotadas para a modelação numérica da viga.

	<b>h do perfil</b>	<b>b do perfil</b>	<b>tf</b>	<b>tw</b>
<b>1</b>	460	150	5	4
<b>2</b>	467	150	5	4
<b>3</b>	474	150	5	4
<b>4</b>	481	150	5	4
<b>5</b>	488	150	5	4
<b>6</b>	495	150	5	4
<b>7</b>	495	150	5	4
<b>8</b>	504	150	5	4
<b>9</b>	513	150	5	4
<b>10</b>	522	150	5	4
<b>11</b>	531	150	5	4
<b>12</b>	540	150	5	4
<b>13</b>	549	150	5	4
<b>14</b>	558	150	5	4
<b>15</b>	567	150	5	4
<b>16</b>	576	150	5	4
<b>17</b>	585	150	5	4
<b>18</b>	585	150	5	4
<b>19</b>	592	150	5	4
<b>20</b>	599	150	5	4
<b>21</b>	606	150	5	4
<b>22</b>	613	150	5	4
<b>23</b>	620	150	5	4

As secções 6 e 7 têm a mesma secção transversal, embora a secção 6 se encontre à temperatura normal e a secção 7 se encontre a 650°C. O mesmo acontece com as secções 17 e 18, que se encontram a temperatura normal e a 650°C, respetivamente.

As secções que se colocaram nas extremidades variam numa altura  $h=0.007m$  enquanto que as que se colocaram na parte central variam numa altura de  $h=0.009m$ .

As deformadas da viga, obtidas através do SAFIR, em elementos de casca e em elementos de viga mostram-se nas Figura 31a e Figura 31b.

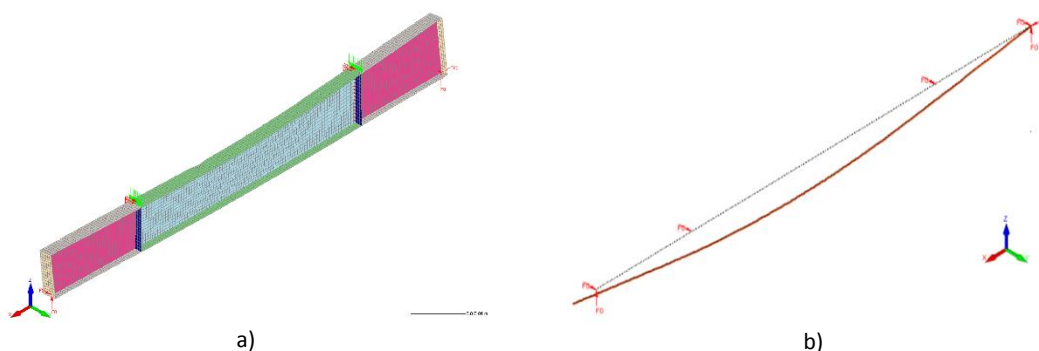


Figura 31- a) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga;

Pela Figura 31a, pode-se dizer que a deformada obtida através de elementos de casca mostra a presença de encurvadura local na parte onde a viga foi aquecida a altas temperaturas, embora este fenómeno seja um pouco menos evidente do que nos exemplos apresentados no ponto anterior. A Figura 31b mostra uma deformada regular, onde o maior deslocamento se dá horizontalmente próximo do meio vão. Na Figura 31b, também se consegue ver um aumento do comprimento da viga devido à ocorrência de dilatação térmica.

É apresentada de seguida a determinação gráfica das resistências das cargas últimas em função do deslocamento vertical meio vão, provenientes da análise numérica desta estrutura de secção variável, onde se comparam valores entre elementos de viga e elementos de casca (Figura 32).

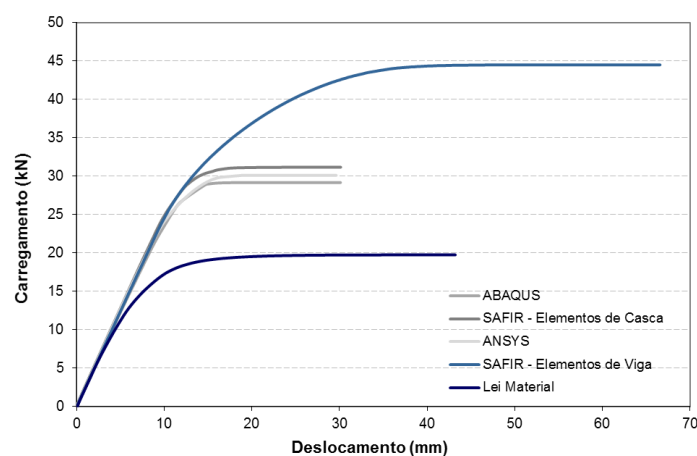


Figura 32- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura.

Através do gráfico, e à semelhança do exemplo anterior, pode-se afirmar que as curvas que resultam da análise numérica com elementos de casca são muito próximas. Por oposição aos exemplos apresentados no ponto anterior, a curva obtida com elementos de viga onde é aplicada a Lei Material encontra-se bastante aquém do esperado. Porém, uma vez que se encontra abaixo das curvas referentes aos elementos de casca, é notório que a encurvadura local está a ser considerada e encontra-se do lado da segurança. Uma vez mais, a curva proveniente da análise numérica onde não foi aplicada a lei material, foi aquela que se afastou mais das outras todas por não considerar a encurvadura local, onde valor da resistência última foi o mais alto.

Em termos dos valores numéricos, a Tabela 11 apresenta os valores das resistências últimas desta estrutura, onde também se inclui o valor obtido pelo EC3.

O valor da resistência última pelo EC3 obteve-se a partir do GeM por se tratar de uma viga de inércia variável, como se explicou no capítulo 4. Este programa não dá o valor da resistência última de forma imediata, faz uma verificação se a estrutura se encontra em segurança.

Tabela 11- Resistências últimas obtidas para a viga de secção variável sujeita a flexão pura.

Secção	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	EC3 (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
<b>610-450x4+150x5</b>	34.31	44.50	16.16	19.58	0.57	1.22

Analisando a tabela, pode ver-se que o valor mais baixo para a resistência última é o da Lei Material, como se havia visto pelo gráfico anterior. A relação das resistências entre a Lei Material e o EC3 toma o valor de 1.22. Neste caso, a relação entre os valores das resistências da Lei Material e dos elementos de casca é de apenas 0.57. Tendo em conta estes resultados, e tomando como referência a resistência última proveniente dos elementos de casca, consegue-se afirmar que tanto o valor referente ao EC3 como o da Lei Material são bastante conservativos.

Da mesma forma que se analisou a estrutura apresentada, foram analisadas outras nove estruturas sujeitas a flexão pura em situação de incêndio, com encurvadura lateral.

Com estas estruturas pretende-se compreender a diferença entre os valores das resistências últimas quando sujeitas a flexão pura em que se faz variar o diagrama de momentos aplicados segundo  $\psi=1$ ,  $\psi=0$  e  $\psi=-1$ , para a mesma estrutura.

Os modelos numéricos destas vigas foram construídos com 20 elementos de viga e 41 nós. Os nós têm um espaçamento entre eles de  $L/40$  m, onde  $L$  é o vão de cada viga. As estruturas de secção variável foram modeladas com 20 secções diferentes, tendo sido atribuída cada secção a um elemento de viga. Estas secções têm uma diferença entre as suas alturas de  $h=0.008$ m.

Na Tabela 12 apresentam-se os valores das resistências últimas de todas as estruturas analisadas:

Tabela 12- Resistências últimas das estruturas sujeitas a flexão pura com encurvadura lateral (kN).

Secções	L (m)	$\psi$	SAFIR Elementos de Casca (KNm)	SAFIR Elementos de Viga (KNm)	EC3 (KNm)	Lei Material (KNm)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
<b>610-450x5+150x5</b>	5	1	45.87	38.00	28.60	32.51	0.71	1.14
<b>610-450x5+150x5</b>	5	0	85.36	105.13	42.26	78.22	0.92	1.85
<b>610-450x5+150x5</b>	5	-1	97.90	125.66	52.16	93.43	0.95	1.79
<b>450x5+250x5</b>	8	1	52.20	69.35	39.97	53.15	1.02	1.33
<b>450x5+250x5</b>	11	0	73.29	92.19	39.67	71.63	0.98	1.81
<b>450x5+250x5</b>	13	-1	80.12	110.62	42.04	83.86	1.05	1.99
<b>1000x7+300x12</b>	8	1	381.42	429.38	348.73	286.48	0.75	0.82
<b>1000x7+300x12</b>	10	0	510.45	619.93	380.63	410.87	0.80	1.08
<b>1000x7+300x12</b>	12.5	-1	475.51	687.65	373.87	482.51	1.01	1.29

O valor da resistência última pelo EC3, para as estruturas com secções de inércia variável, foi obtido a partir do GeM da mesma forma que no exemplo anterior. Este valor, para as estruturas de secções constante obteve-se de forma direta pelo FIDESC4.

Observando a tabela, os valores das resistências referentes aos elementos de viga que não considera a Lei Material são, em grande parte, superiores aos valores dos elementos de casca. Seria de esperar que isto acontecesse para todas as estruturas porque como já foi dito, nesta análise numérica não são considerados os fenómenos de encurvadura local.



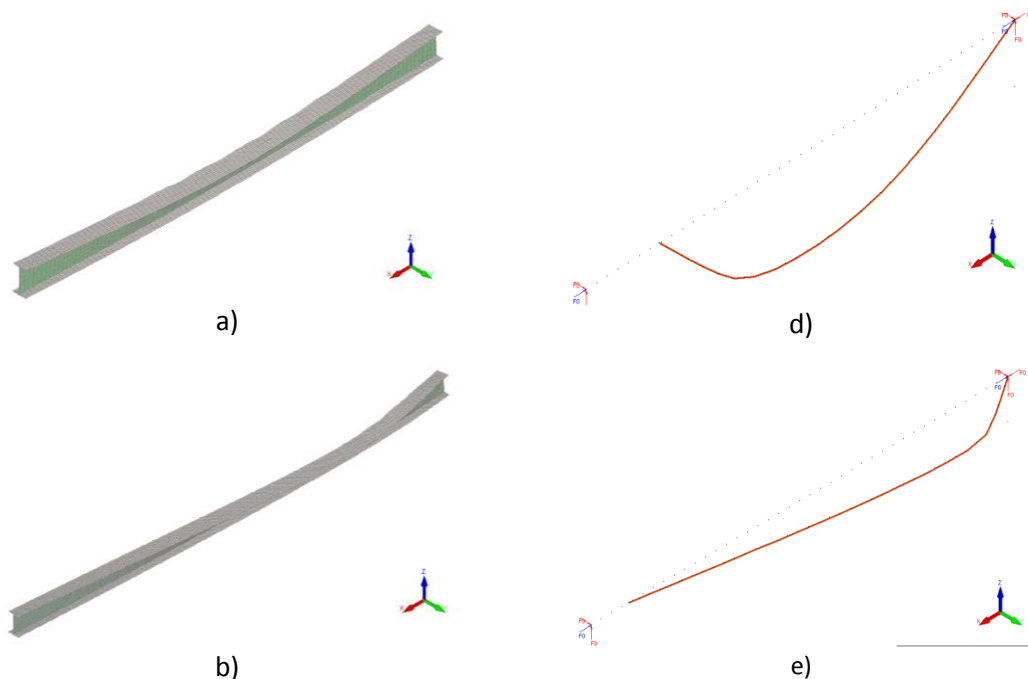
Os valores recomendados pelo EC3 estão sempre abaixo dos valores dos elementos de casca, pelo que se pode afirmar que são bastante conservativos.

As resistências obtidas com a Lei Material têm valores muito próximos quando comparados com os valores de referência, sendo a relação mais baixa entre estes dois valores de 0.71 e 0.75, chegando a obter uma relação de quase 1 na estrutura constituída pela secção transversal 1000x7+300x12 com vão de 12.5m. Contrariamente, a relação mais baixa entre os valores das resistências da Lei Material e EC3 é de 1.99 e a mais alta de 1.08 nas estruturas com secções transversais 450x5+250x5 com vão de 13m e 1000x7+300x12 com vão de 10m, respetivamente.

Se se analisarem as estruturas agrupando-as segundo a mesma secção transversal, pode verificar-se que de uma forma geral a resistência última para a qual a estrutura resiste mais é aquela em que foi aplicado o diagrama de momentos de  $\psi=-1$ . A única exceção a este fato é na estrutura de secção 1000x7+300x12.

Para se mostrar de forma mais detalhada os resultados últimos referentes às vigas da Tabela 12 escolheram-se três estruturas com a mesma secção contante: 450x5+250x5. A forma como se apresentam dos resultados é coerente com os exemplos anteriores.

Nas Figura 33a), b) e c) mostram-se as deformadas em elementos de casca e nas Figura 33d), e) e f) em elementos de viga com a lei material, para as três estruturas.



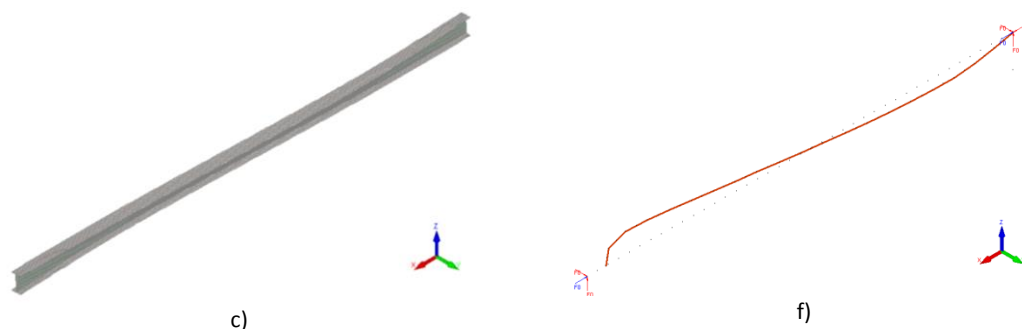


Figura 33- Deformada da viga sujeita a flexão simples, modelada pelo SAFIR a) elementos finitos de casca para  $\psi=1$ ; b) elementos finitos de casca para  $\psi=0$ ; c) elementos finitos de casca para  $\psi=-1$ ; d) elementos finitos de viga para  $\psi=1$ ; e) elementos finitos de viga para  $\psi=0$ ; f) elementos finitos de casca para  $\psi=-1$ .

Através da Figura 33 consegue-se perceber a presença de encurvadura local e lateral, com localização diferente consoante o tipo de carregamento aplicado nas deformadas das estruturas modeladas em elementos de casca. No que respeita às deformadas das estruturas modeladas em elementos de viga com a lei material, estas apresentam-se um pouco ampliadas para que as zonas de maior deslocamento fossem bem evidentes.

Como se pode observar nas Figura 34, Figura 35 e Figura 36, os valores das resistências últimas em função do deslocamento a meio vão da estrutura, referentes aos elementos de casca e elementos de viga com lei material são muito próximos, para os vários diagramas de momento, que mostra que os resultados são de acordo com o que se esperava.

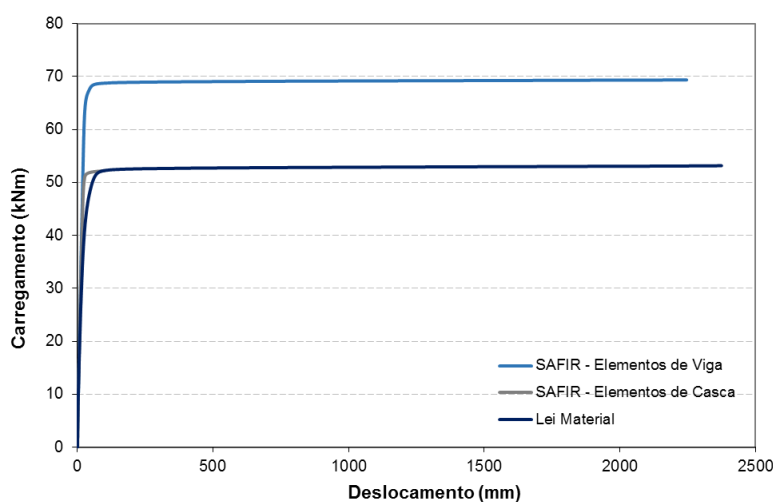


Figura 34- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com  $\psi=1$ .

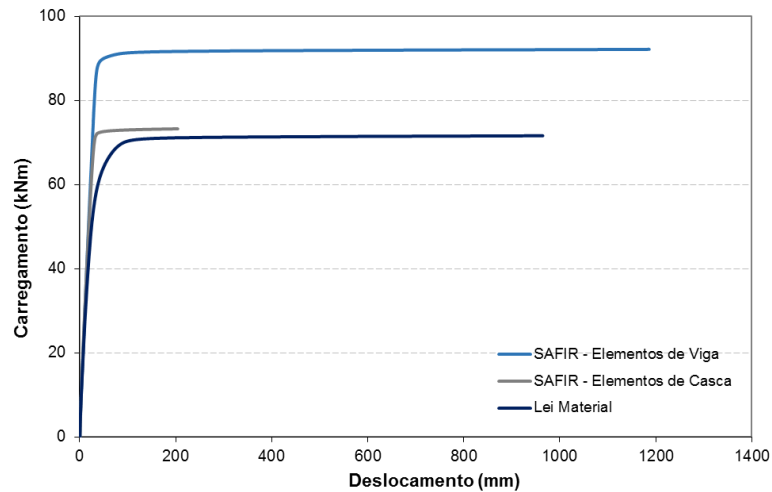


Figura 35- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com  $\psi=0$ .

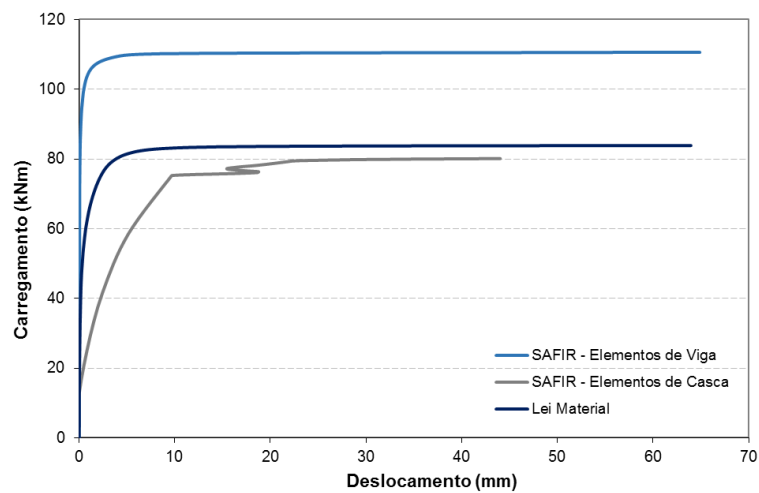


Figura 36- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 450x5+250x5 com  $\psi=-1$ .

Esta última figura (Figura 36) apresenta um comportamento estranho obtido nos resultados obtidos com os elementos de casca que podem corresponder a alguns problemas numéricos que não influenciaram os resultados finais.

### 5.2.3. Pilares axialmente comprimidos

Neste ponto, as estruturas analisadas foram pilares simplesmente apoiados de secção constante em I, de classe 4, sujeitas a esforço axial de compressão e encurvadura lateral.

As estruturas foram modeladas através de 20 elementos de viga. As restrições impostas foram por forma a reproduzir um apoio simples e outro duplo nas

extremidades, sendo cada um restringido ainda à torção. A carga axial de compressão foi aplicada no nó de extremidade onde se encontra o apoio simples.

O estudo paramétrico das estruturas, tal como nos pontos anteriores, foi feito entre os valores do EC3, as análises numéricas em elementos de casca e as análises numéricas em elementos de viga, com e sem aplicação da Lei Material.

Na Tabela 13 apresentam-se os valores das resistências últimas de todas as estruturas analisadas:

Tabela 13- Resistências últimas das estruturas sujeitas a encurvadura lateral e à compressão.

Secções	L (m)	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	EC3 (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
500x6+250x10	8	441.61	411.75	1049.5	322.62	0.73	0.31
500x4+250x6	6	328.86	344.11	478.9	195.10	0.59	0.41
500x4+250x6	4	421.26	504.05	500.6	315.85	0.75	0.63
500x4+250x12	6	677.78	562.46	1198.4	393.09	0.58	0.33
500x4+250x12	4	940.59	941.48	1263.7	670.94	0.71	0.53
500x10+250x6	6	405.91	386.28	998.2	316.23	0.78	0.32
500x10+250x6	4	627.00	543.45	1060.3	428.16	0.68	0.40

Através da tabela pode-se concluir que, contrariamente ao que seria de esperar, os valores das resistências que dizem respeito aos elementos de viga que não considera a Lei Material, nem sempre são os que apresentam valores mais elevados quando comparados com os valores dos elementos de casca. O valor da resistência última com elementos de viga sem a lei material é superior ao dos elementos de casca apenas nos pilares de secção 500x4+250x6, 500x4+250x12. As razões para que os resultados não tenham sido de acordo com o que se esperava podem advir de numéricos aquando da execução das secções no programa GiD, do cálculo das tensões residuais, da forma como se construíram os modelos numéricos nos dois tipos de elementos, etc.

Os valores sugeridos pelo EC3 são valores bastante superiores aos valores de referência. Isto é justificado pelo fato de as fórmulas para pilares do EC3 terem sido desenvolvidas com base em resultados experimentais. A relação entre os valores das resistências do EC3 e dos elementos de viga em que se considera a lei material é muito baixa, pois a mais alta apenas atinge os 0.63.

As resistências obtidas com a Lei Material têm valores pouco semelhantes aos valores de referência, sendo a relação mais baixa entre estes dois valores de 0.58 para o pilar de secção 500x4+250x12 e comprimento L=6m. Já a maior relação não passou dos 0.78 para o pilar de secção 500x10+250x6 e comprimento L=6m.

De seguida, vai-se analisar de forma mais detalhada apenas uma estrutura das apresentadas na Tabela 13. Com isto pretende-se mostrar os fenómenos que acontecem até esta atingir o colapso. Para isso, vai-se recorrer ao modelo em elementos de casca, elementos de viga. Posteriormente, as curvas referentes à evolução do valor do carregamento até à resistência última são apresentadas através de um gráfico.

O pilar escolhido para ser analisado com mais pormenor é de secção 500x10+250x6 de comprimento L= 6m, por ter a relação Lei Material/Elementos de Casca mais alta, 0.78.

Na Figura 37 apresentam-se as deformadas do pilar em elementos de casca, e elementos de viga considerando a Lei Material, respetivamente. Na Figura 37b podem visualizar-se, também, as restrições impostas no modelo numérico em elementos de viga. Pelo que se pode observar na Figura 37a, o pilar sofre encurvadura lateral perto da meia altura. Quanto à Figura 37a, esta revela um maior deslocamento também na zona que se encontra próxima da meia altura.

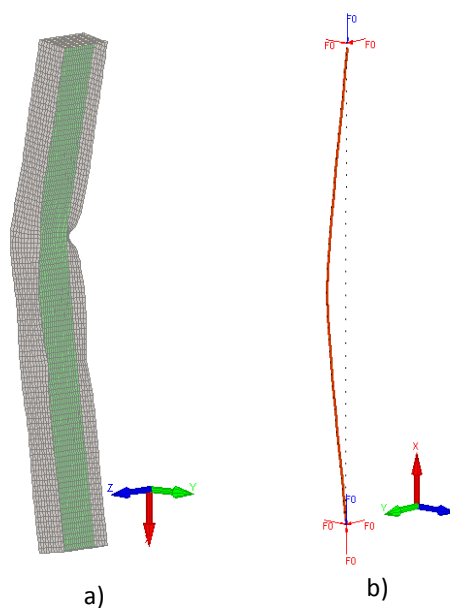


Figura 37- a) Deformada do pilar sujeito a compressão, modelado pelo SAFIR em elementos finitos de casca. b) Deformada do pilar sujeito a compressão, modelado pelo SAFIR em elementos finitos de viga com a lei material.

De seguida mostra-se a determinação gráfica das resistências últimas em função do deslocamento horizontal a ameia alta, provenientes da análise numérica desta estrutura, onde se comparam valores entre elementos de viga e elementos de casca (Figura 38).

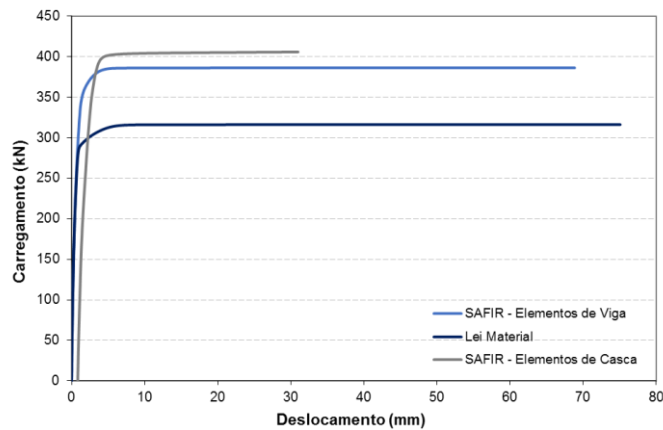


Figura 38- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas da estrutura 250x10+250x6, L=6m.

Como se pode observar na figura anterior, os valores das resistências últimas da estrutura referentes aos elementos de casca e lei material não são muito próximos, ficando um pouco aquém do esperado. O fato de os valores dos elementos de viga terem ficado tão próximos dos valores dos elementos de casca pode ter a ver com a suscetibilidade que as secções têm para a encurvadura local.

#### 5.2.4. Pilares sujeitos a flexão composta com compressão

Neste ponto, as estruturas analisadas foram pilares de secção constante ou variável em I, de classe 4, sujeitas a flexão composta com compressão. Os carregamentos efetuados são feitos segundo o eixo forte.

As duas estruturas que se apresentam primeiramente correspondem a dois pilares, um de secção constante (Figura 39a) e o outro de secção variável (Figura 42a). Trata-se de pilares de comprimento  $L= 2.7m$ , sujeitos neste caso a uma temperatura constante de  $500^{\circ}C$ .

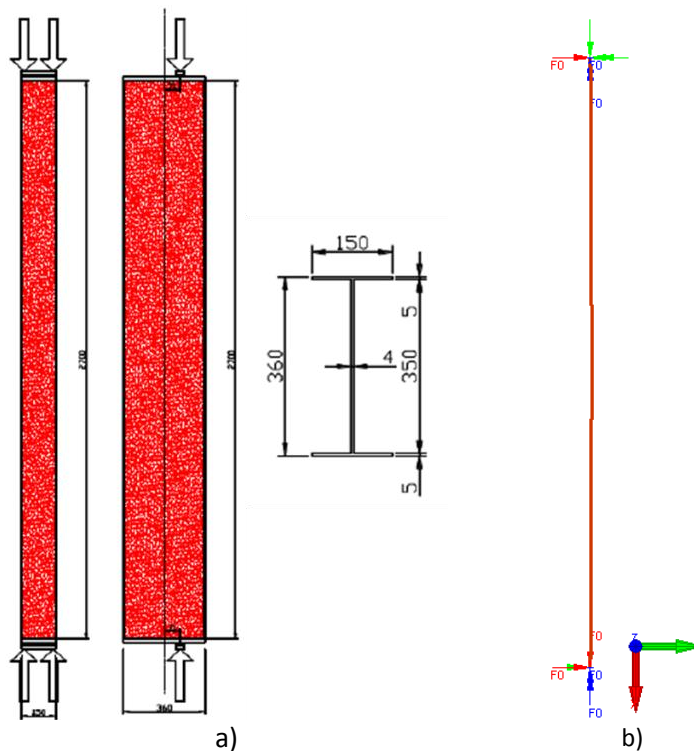


Figura 39 - a) Pilar de secção constante sujeito a flexão composta; b) Modelação numérica do pilar de secção constante com elementos finitos de viga pelo SAFIR

Para o estudo numérico, as restrições foram impostas de forma a reproduzir um apoio simples e outro duplo, nas extremidades. Nestes dois apoios aplicou-se ainda restrições ao nível da torção e  $M_z$ . No pilar de secção constante as cargas utilizadas foram: uma e compressão aplicada no apoio simples e um momento  $M_y$  do tipo  $\psi=1$  com excentricidade igual a 71mm (Figura 39b).

De forma análoga ao modelo numérico em elementos de casca, o presente modelo é constituído por 100 elementos de viga. Neste caso não são aplicadas tensões residuais. As imperfeições geométricas consideradas são do tipo:

$$y(x) = \frac{L}{500} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (28)$$

Na deformada desta estrutura em elementos de casca (Figura 40a) é impercetível a presença de encurvadura local, que deveria surgir a meio vão. Já a deformada em elementos de viga (Figura 40b), mostra que a zona de maior deformação ocorre a meio vão.

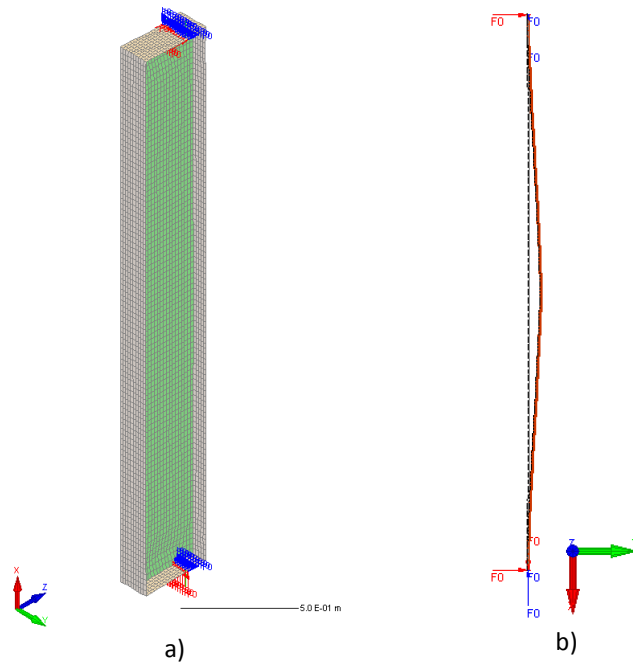


Figura 40- Deformada do pilar de secção constante, modelada pelo SAFIR em a) elementos finitos de casca; b) elementos finitos de viga;

A determinação gráfica das resistências das últimas em função do deslocamento horizontal a meia altura, provenientes da análise numérica destas estruturas, onde se comparam valores entre elementos de viga e elementos de casca são apresentados na Figura 41.

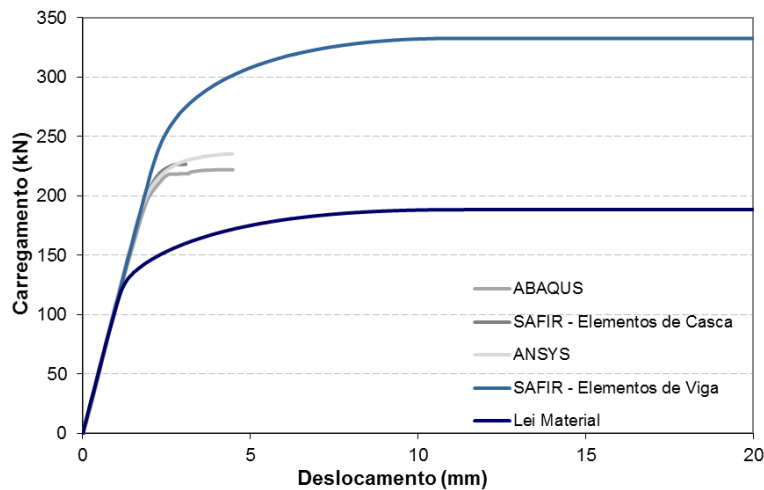


Figura 41- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção constante.

As conclusões que se podem tirar da figura anterior são que a curva obtida com elementos de viga onde é aplicada a Lei Material encontra-se bastante aquém do esperado, isto é, afastada das curvas dos elementos de casca. Uma vez que a lei material considera a presença de encurvadura local, seria de esperar que esta curva se



aproximasse bastante das curvas de referência. Tal como tem acontecido nos exemplos apresentados até aqui, a curva proveniente da análise numérica onde não foi aplicada a lei material, foi aquela que se afastou mais das outras todas por não considerar a encurvadura local, onde valor da resistência última foi o mais alto.

Para uma melhor noção em termos de valores numéricos, a Tabela 14 apresenta os valores das resistências últimas desta estrutura, onde se inclui o valor obtido pelo EC3.

Tabela 14- Resistências últimas obtidas para o pilar de secção constante sujeito a flexão composta.

Secção	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
<b>350x4+150x5</b>	226.56	332.60	188.55	0.83	0.77<1

Analisando a tabela, pode ver-se que o valor mais baixo para a resistência última é o da Lei Material, como se havia visto pelos gráficos apresentados. A relação entre os valores das resistências da Lei Material e dos elementos de casca é de apenas 0.83. A resistência última obtida pelos elementos de viga onde não foi considerada a encurvadura local foi aquela que atingiu um valor mais alto, como também já se havia visto. Tendo em conta estes resultados, e tomando como referência a resistência última proveniente dos elementos de casca, consegue-se afirmar que o valor referente à Lei Material é conservativo.

Quanto ao EC3, o FIDESC4 para estruturas sujeitas a flexão composta não determina o valor numérico das resistências últimas. O EC3 apenas dá a informação se a estrutura está ou não em segurança consoante os valores de *input* colocados. Neste caso, o que se pretendia era comparar a Lei Material com o EC3 e por isso foram usados os valores da Lei Material como sendo os valores de *input* no programa.

No pilar de secção variável (Figura 42a) as restrições foram impostas de forma a reproduzir um apoio simples e outro duplo, nas extremidades. Nestes dois apoios aplicou-se ainda restrições ao nível da torção e  $M_z$ . As cargas utilizadas foram: uma de compressão aplicada no apoio simples e um momento  $M_y$  do tipo  $\psi=0$  com excentricidade igual a 150mm aplicado na extremidade onde se encontra a maior secção transversal (Figura 42b).

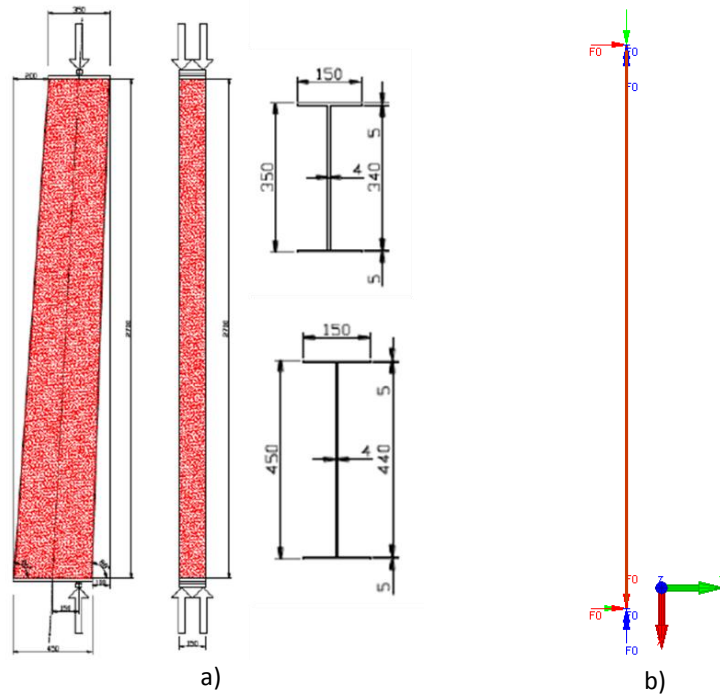


Figura 42- a) Pilar de secção variável sujeito a flexão composta; b) Modelação numérica do pilar de secção constante com elementos finitos de viga pelo SAFIR.

O presente modelo numérico é constituído por 100 elementos de viga, de acordo com o modelo dos elementos de casca.

Tal como no exemplo anterior não foram aplicadas tensões residuais e as imperfeições geométricas consideradas foram de acordo com a expressão 28.

Para reproduzir o modelo numérico em elementos de viga, foi necessário criar diferentes secções desde os 350mm até aos 450mm de altura. Neste modelo adotaram-se 11 secções diferentes (um número que se achou plausível uma vez que o pilar tem apenas 2.7m de comprimento). As suas geometrias variam numa altura  $h=0.010m$  entre cada uma.

Estas secções distribuíram-se ao longo do pilar de modo que a linha que o constitui passe no centro de gravidade de todas as secções, como já foi esquematizado na Figura 30.

As propriedades geométricas das secções adotadas encontram-se na Tabela 15:

Tabela 15- Propriedades geométricas das secções que constituem o pilar de inércia variável

	<b>h do perfil inicial</b>	<b>b do perfil inicial</b>	<b>tf</b>	<b>tw</b>
<b>1</b>	350	150	5	4
<b>2</b>	360	150	5	4
<b>3</b>	370	150	5	4
<b>4</b>	380	150	5	4
<b>5</b>	390	150	5	4
<b>6</b>	400	150	5	4
<b>7</b>	410	150	5	4
<b>8</b>	420	150	5	4
<b>9</b>	430	150	5	4
<b>10</b>	440	150	5	4
<b>11</b>	450	150	5	4

Na deformada do pilar em elementos de casca (Figura 43a) é bem evidente quanto à presença de encurvadura local junto da base do pilar. Em conformidade com esta deformada, está a deformada em elementos de viga mostrando que a zona de maior deformação se dá próximo da zona da base do pilar Figura 43.

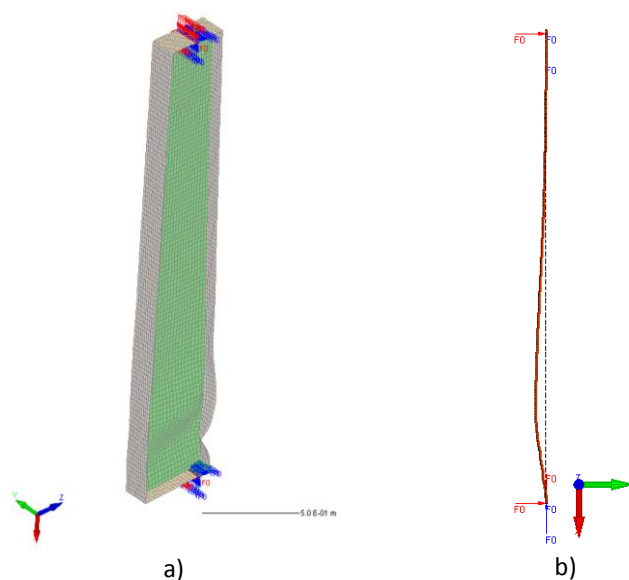


Figura 43- a) Deformada do pilar de secção variável, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada do pilar de secção variável, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga.

A determinação gráfica das resistências das últimas provenientes da análise numérica destas estruturas, onde se comparam valores entre elementos de viga e elementos de casca são apresentados na Figura 44.

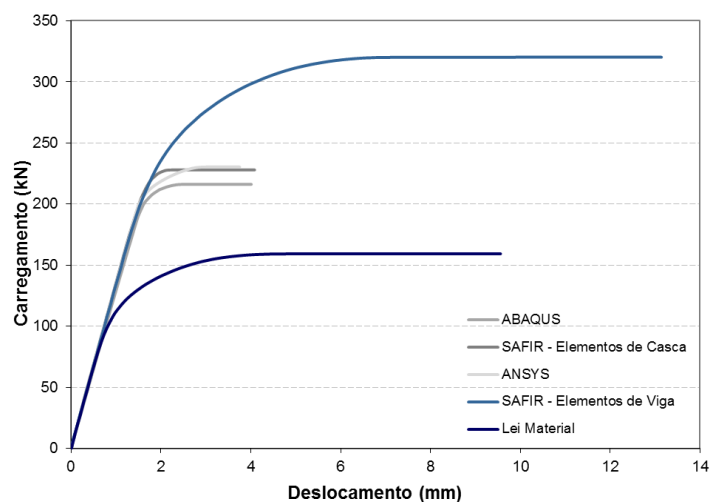


Figura 44- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção variável.

Tal como no exemplo anterior, pode ver-se pela Figura 44 que a curva obtida com elementos de viga onde é aplicada a Lei Material encontra-se bastante abaixo do resultado pretendido. Assim como tem acontecido nos exemplos apresentados até aqui, a curva proveniente da análise numérica onde não foi aplicada a lei material, foi aquela que registou um valor mais elevado.

Para uma melhor noção em termos de valores numéricos, a Tabela 16 apresenta os valores das resistências últimas destas estruturas, onde se inclui o EC3.

Tabela 16- Resistências últimas obtidas para o pilar de inércia variável sujeito a flexão composta.

Secção	SAFIR Elementos de Casca (kN)	SAFIR Elementos de Viga (kN)	Lei Material (kN)	Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
<b>440-340x4+150x5</b>	227.94	320.17	159.29	0.70	0.93<1.0

Através da tabela, observa-se que o valor mais baixo para a resistência última é o da Lei Material, como se havia visto pelo gráfico apresentado. A relação entre os valores das resistências da Lei Material e dos elementos de casca é de apenas 0.70. A resistência última obtida pelos elementos de viga onde não foi considerada a encurvadura local foi aquela que atingiu um valor mais alto, como e tem vindo a registar. Deste modo pode-se afirmar que o valor referente à Lei Material é conservativo.

Como já foi explicado no ponto 5.2.2, o GeM não dá o valor da resistência última de forma imediata para o EC3. Contrariamente ao que aconteceu neste ponto acabado de

mencionar, aqui não se pretendeu encontrar um valor exato, pois em conformidade com o exemplo precedente apenas se pretende saber se a estrutura está ou não em segurança. Utilizando os valores referentes à Lei Material como valores de *input* o resultou uma estrutura insegura.

Na sequência dos exemplos apresentados neste ponto, foram analisadas mais sete estruturas (pilares) com possibilidade de ocorrência de encurvadura lateral, em situação de incêndio. Trata-se de pilares de comprimento  $L=10\text{m}$ . Os modelos numéricos destes pilares foram construídos com 20 elementos de viga.

Os nós dos apoios encontram-se restringidos de modo a reproduzir um apoio simples e outro duplo, mas também à torção. As estruturas que não estão sujeitas a encurvadura lateral têm todos os restantes nós restringidos na direção  $y$ .

Os modelos numéricos foram reproduzidos a nível de restrições e de aplicação de cargas segundo as características da Tabela 17:

Tabela 17- Características das estruturas para modelação numérica.

	Secção	$\psi$	Encurvadura Lateral	$\beta$
1	450x4+250x6	1	Não	0.6
2	450x4+250x6	0	Não	0.6
3	450x4+250x6	1	Sim	0.6
4	450x4+250x6	0	Sim	0.6
5	450x4+250x6	1	Sim	0.4
6	1000x5+300x10	1	Não	0.6
7	HE340AA	1	Sim	0.6

A determinação das cargas a aplicar no modelo foi feita a partir da expressão 29. Esta expressão permitiu obter uma relação que identificasse a localização dos resultados nas curvas de interação N-M (esforço axial-momento fletor) (Figura 45):

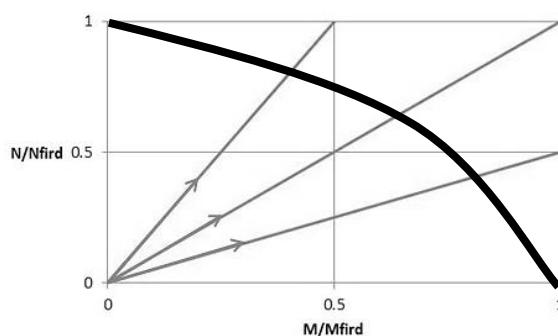


Figura 45- Curvas de interação N-M para se obter o valor de  $\beta$ .

$$N_{fi,Ed} = \alpha M_{fi,Ed} \quad (29)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \beta)}{\left(\beta \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}\right)} \quad (30)$$

Para a determinação do parâmetro  $\alpha$ , o  $N_{Rd}$  e  $M_{Rd}$  foram obtidos através do programa de cálculo automático FIDESC4 para cada secção transversal. Após a obtenção do parâmetro  $\alpha$ , e partindo de uma carga de compressão de 1kN em cada pilar, foi possível determinar o momento a aplicar nas estruturas (My).

Na tabela seguinte apresentam-se todos os valores obtidos para as diversas estruturas analisadas:

Tabela 18- Resistências últimas obtidas para os pilares sujeitos a flexão composta.

Secções	SAFIR		SAFIR		Lei Material		Lei Material/ Elementos de Casca	Lei Material/ EC3
	Elementos de Casca		Elementos de viga		Nult (kN)	Mult (kN·m)		
	Nult (kN)	Mult (kN·m)	Nult (kN)	Mult (kN·m)				
1	192.66	62.35	224.47	72.64	158.29	51.22	0.82	0.90<1.0
2	238.62	77.22	335.56	108.59	219.67	71.08	0.92	1.01>1.0
3	92.80	30.03	99.27	29.21	61.04	19.75	0.66	0.33<1.0
4	125.72	40.69	122.68	39.69	77.66	25.13	0.62	0.38<1.0
5	159.43	22.94	121.81	17.52	77.97	11.21	0.49	0.29<1.0
6	486.47	349.98	780.92	562.39	423.46	304.96	0.87	0.84<1.0
7	312.09	57.48	309.34	56.42	291.06	53.09	0.93	0.55<1.0

Pela tabela, observa-se que os valores mais baixos para as resistências últimas são os da Lei Material. Contrariamente ao esperado, as resistências últimas obtidas pelos elementos de viga sem a aplicação da lei material nem sempre são as de valor mais elevado. Relativamente à comparação entre os valores da Lei Material e do EC3, as estruturas foram todas consideradas inseguras com a exceção de uma, a de secção 450x4+250x6 restringida, para  $\psi=0$ . Uma vez mais pode afirmar-se que de acordo com o cenário apresentado, o EC3 é bastante conservativo.

Das estruturas da Tabela 18, mostram-se de seguida as deformadas do pilar número 2 de secção transversal 450x4+250x6 sem encurvadura lateral (Figura 46). A escolha desta estrutura residuiu no fato desta ser uma das que se aproxima do objetivo pretendido com a proposta da nova lei material.

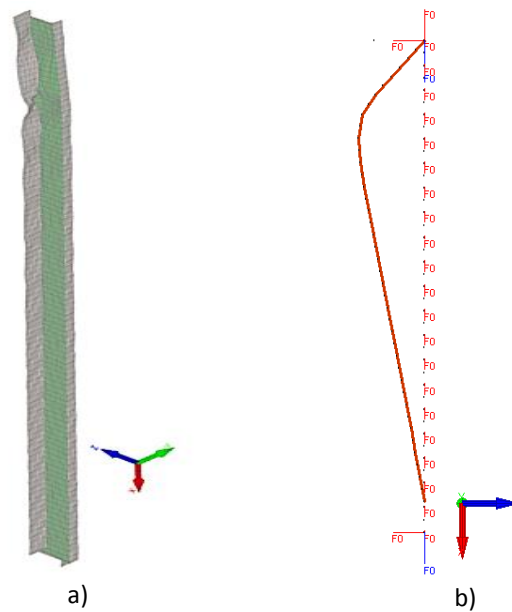


Figura 46- a) Deformada do pilar de secção 450x4+250x6, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de casca; b) Deformada do pilar de secção 450x4+250x6, modelada pelo SAFIR em elementos finitos de viga.

Pelas duas deformadas é possível visualizar que o maior deslocamento se dá próximo do topo do pilar e na Figura 46a observa-se de forma clara a presença de encurvadura local também no mesmo local. Na Figura 46b pode ver-se que as restrições impostas foram feitas ao longo de todo o pilar para impedir a encurvadura lateral.

A Figura 47 é mais um exemplo claro de como a lei material se consegue aproximar dos valores de referência, embora não seja uma situação que acontece regularmente, como se tem visto ao longo dos exemplos que têm vindo a ser apresentados nos vários pontos. Vê-se que a Lei material se aproxima dos elementos de casca, ficando do lado da segurança. Apesar deste exemplo, tem de ter-se em conta que neste conjunto de estruturas sujeitas a flexão composta muitas das outras estruturas não corresponderam a esta situação, pelo que se pensa que ainda falta melhorar implementação desta nova lei material no SAFIR de modo a que todos os resultados obtidos possam reproduzir a presença de encurvadura local nos elementos de secção esbelta.

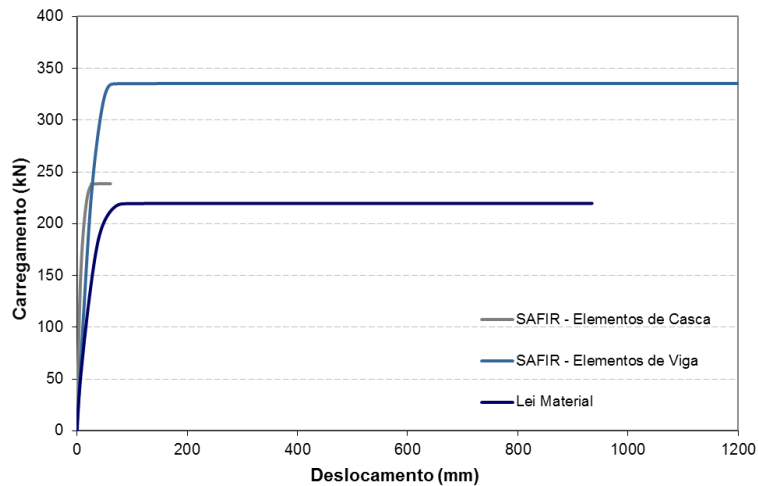


Figura 47- Representação gráfica dos resultados das cargas últimas do pilar de secção 450x4+250x6 sem encurvadura lateral.

### 5.3. Pórtico com perfis de inércia variável

Neste ponto, a estrutura analisada foi um pórtico constituído por elementos não uniformes sujeito a aquecimento até ao seu colapso. O pórtico (Figura 48) é constituído por vigas e pilares em aço S355 de secção variável e esbelta (de Classe 4) em I. Pretendeu-se nesta análise comparar os resultados obtidos quanto à temperatura de colapso da estrutura entre elementos de casca e elementos de viga (com e sem a lei material).

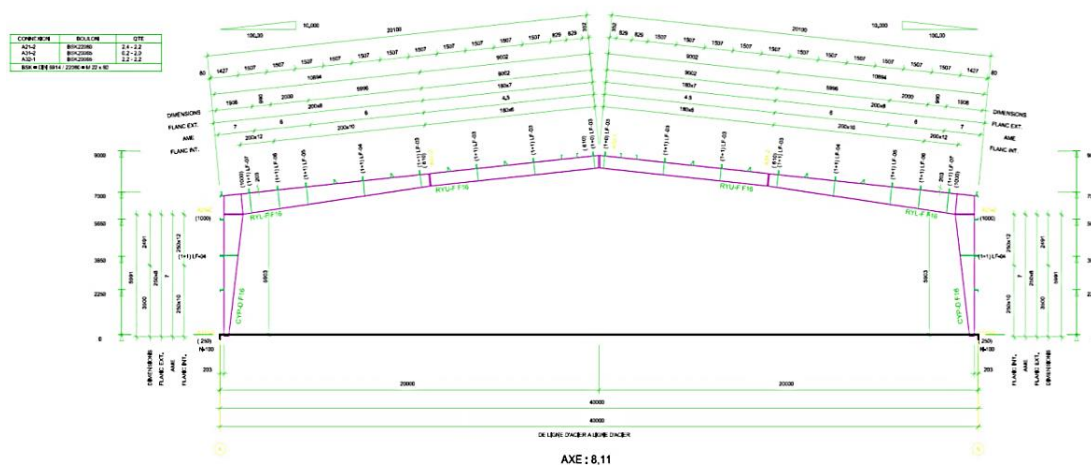


Figura 48- Pórtico com colunas e vigas de secção variável.

A estrutura possui um vão de aproximadamente 40m e pilares de 6m de altura. A secção transversal dos pilares é variável, já as vigas são de inércia variável embora que a partir de determinada posição a secção permaneça constante. O pórtico encontra-se



contraventado e submetido a um carregamento constante e ao peso próprio da estrutura (Figura 49). Neste exemplo não foram consideradas imperfeições geométricas nem tensões residuais.

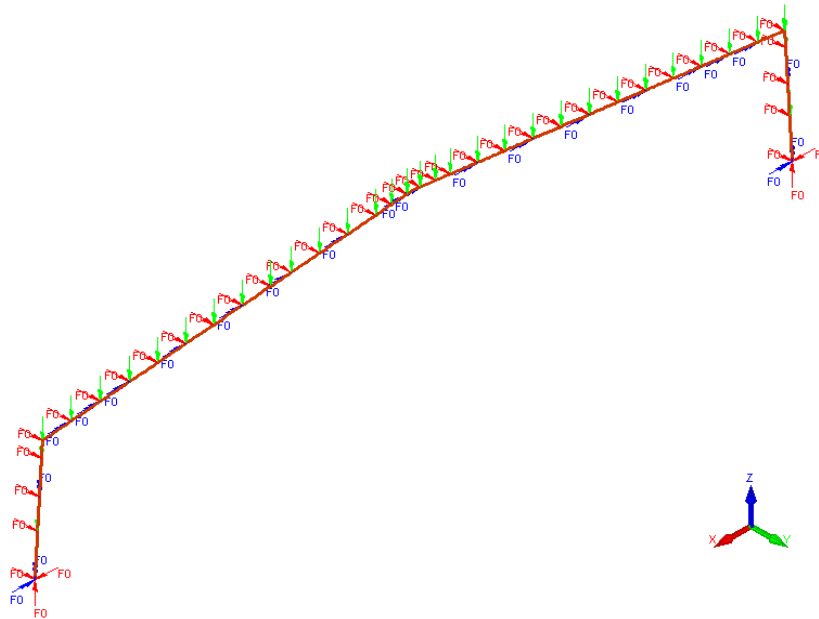


Figura 49- Carregamento e restrições aplicados na estrutura porticada.

Os diagramas de esforços obtidos através deste carregamento encontram-se ilustrados na Figura 50.

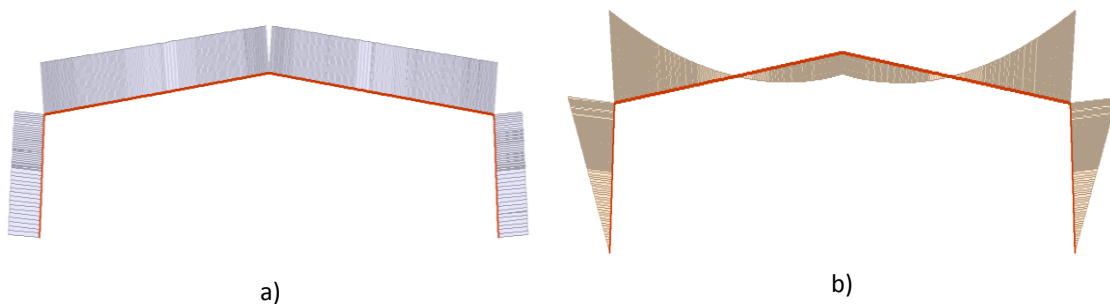


Figura 50- a) Diagrama de esforço axial que é exercido na estrutura; Diagrama de momento fletor que é exercido na estrutura.

O modelo numérico em elementos de viga, tal como as estruturas anteriores, foi reproduzido em conformidade com o modelo dos elementos de casca. Por isso, o pórtico é constituído por 497 elementos de viga.

A inclusão das secções para este modelo foi feita de modo a que a linha que representa a viga passasse no centro de gravidade de cada secção, como ilustra a Figura 51a. Em concordância com os exemplos anteriores (tendo em conta a altura dos pilares e o vão da estrutura), para este modelo foram utilizadas 93 secções ao longo de

toda a estrutura. A altura das secções que constituem os pilares variam de 250-1000mm e as das vigas desde 1000-610mm. Para uma melhor percepção visual de como estas secções se distribuem ao longo da estrutura apresenta-se a Figura 51b, onde cada cor representa uma secção diferente. É de referir ainda que em todas as secções os banzos internos têm uma espessura diferente da dos banzos externos.

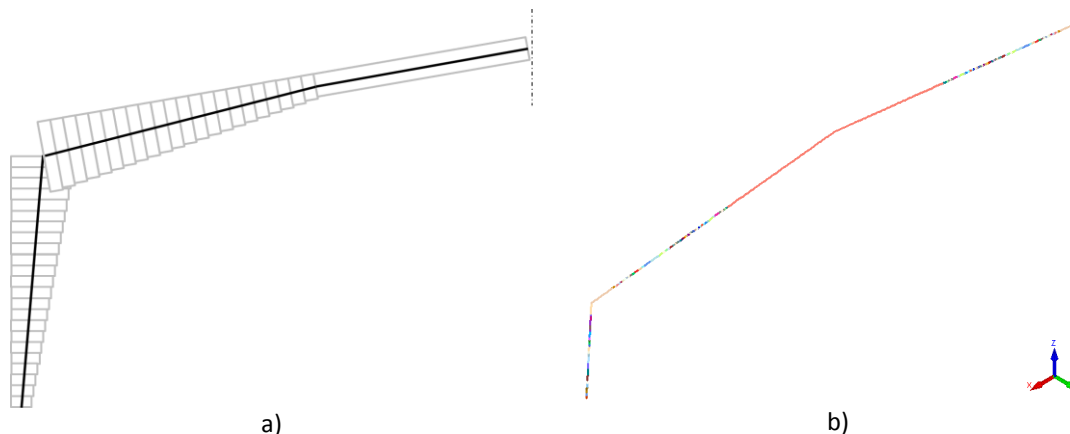


Figura 51- a) Esquema da disposição das secções ao longo da estrutura. b) Distribuição real das secções ao longo da estrutura.

Para a modelação numérica em elementos de viga com a lei material, uma vez que cada secção é constituída por banzos de espessuras diferentes, foi necessário atribuir um terceiro material na mesma secção, tendo sido definidos como se ilustra na Figura 52.

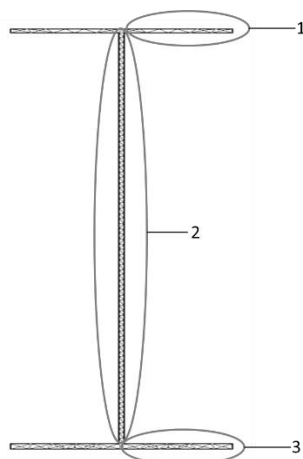


Figura 52- Esquema de como os materiais foram atribuídos a cada secção.

O resultado da modelação numérica realizada através do SAFIR foi em concordância com o previsto. De acordo com a Figura 53 não ocorreu encurvadura global já que a estrutura se encontrava contraventada. Por outro lado, ocorreu encurvadura local a meio vão e junto às ligações com os pilares (cujas secções terão sido otimizadas para

os esforços atuantes). A Figura 54 mostra que a estrutura sofre um deslocamento vertical.

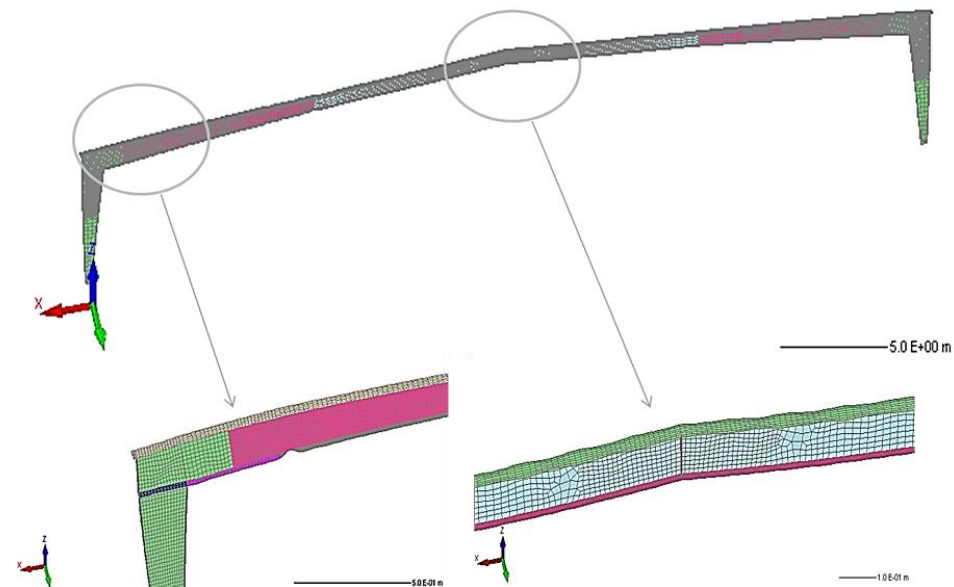


Figura 53- Deformada do pórtico modelado com elementos de casca pelo SAFIR.

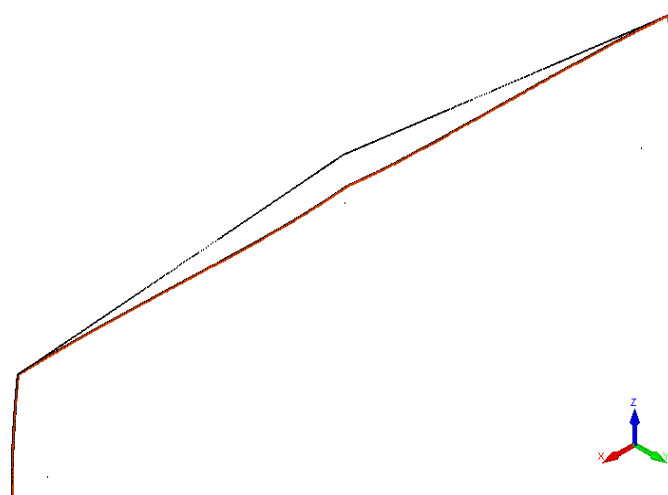


Figura 54- Deformada do pórtico modelado com elementos de viga pelo SAFIR.

No que diz respeito às temperaturas obtidas a partir das quais a estrutura colapsa, estas afastam-se do resultado pretendido, como se mostra na Tabela 19. Considera-se que o valor obtido com os elementos de casca é o valor de referência e esperar-se-ia que a temperatura obtida com os elementos de viga sem a lei material se afastasse mais deste valor de referência. Uma possível explicação para isto ter acontecido pode ter a ver com o fato de algumas secções que constituem o modelo da estrutura terem pouca suscetibilidade para a ocorrência da encurvadura local.

Por outro lado, pretendia-se que a temperatura obtida com os elementos de viga onde se aplica a lei material se aproximasse o mais possível do valor de referência, sendo que o cenário ideal seria igualar os dois valores.

Tabela 19- Temperaturas críticas do pórtico obtidas através de várias modelações numéricas.

SAFIR Elementos de Casca	SAFIR Elementos de Viga	Lei Material
593.7°C	601.1°C	451.9°C

Também de forma gráfica é notória a diferença entre estes três valores, tal como se pode observar na Figura 55. A curva dos elementos de viga acompanha a curva dos elementos de casca, embora consiga atingir um valor superior. O mesmo não acontece com a curva da lei material, que no início acompanha a curva dos elementos de casca mas a partir dos 250°C se afasta por completo, tendo um comportamento diferente. Constatou-se assim que o valor dos elementos de viga aproxima-se mais do valor da temperatura de referência do que a temperatura da Lei Material.

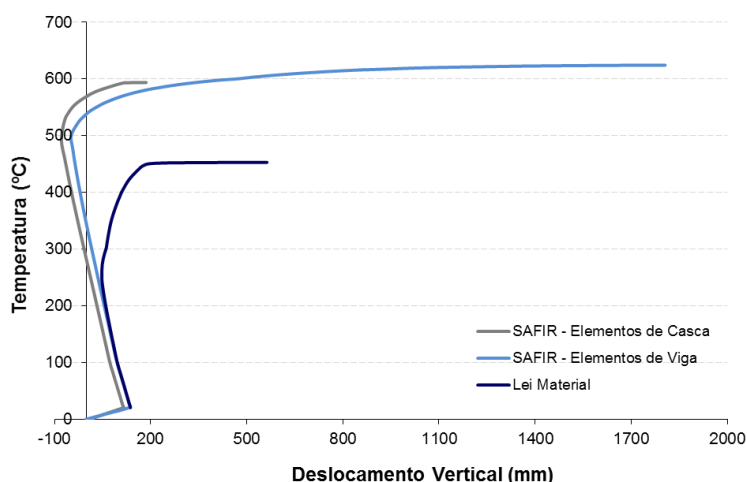


Figura 55- Temperatura crítica ao longo do deslocamento vertical a meio vão.

Neste caso, para a comparação do valor da temperatura de colapso referente à lei material com o valor do EC3 utilizou-se uma vez mais o programa GeM por se tratar de uma estrutura de inércia variável.

Tal como já se explicou, o GeM faz apenas a verificação à segurança da estrutura, por isso, para se conseguir se a estrutura está ou não segura pelo EC3, os valores de *input* que se utilizaram foram os da lei material. A análise no GeM consistiu em verificar a

segurança cada troço do pórtico uma vez que não se consegue introduzir a estrutura completa, apenas elementos. Os elementos foram divididos consoante restrições já apresentadas, sendo que se considerou o pilar constituído por 2 troços e a viga por 5 troços.

Posto isto, determinaram-se os esforços atuantes nestes troços à temperatura de colapso, e foram estes esforços os de *input* no GeM. Este procedimento foi feito para cada troço.

Tabela 20- Exemplo dos valores de verificação pelo EC3 para um troço de cada pilar e de cada viga.

<b>Pilar</b>	<b>Viga</b>
1.32>1.0	1.06>1.0

O resultado obtido foi que pelo EC3 (Tabela 20), a estrutura se encontra em segurança à temperatura de 451.9°C. Caso o EC3 considerasse algum troço inseguro, a conclusão seria que a estrutura seria insegura a esta temperatura, uma vez que se está a fazer a análise global da estrutura.





# *Capítulo 6*

---

CONSIDERAÇÕES FINAIS



## **6. Considerações Finais**

6.1. Conclusões

6.2. Futuros Desenvolvimentos



## 6. Considerações Finais

### 6.1. Conclusões

Na presente dissertação foi elaborado um estudo numérico onde se avaliou o comportamento ao fogo de estruturas de secção esbelta modeladas em elementos finitos de viga, que considera uma nova Lei Material baseada na lei constitutiva do aço para representar a encurvadura local.

Nesta dissertação foi apresentado um estudo numérico com o intuito de perceber se os resultados obtidos com a nova lei material proposta por Franssen e Cowez (2012a) são próximos dos realizados com elementos finitos de casca e com as resistências do EC3.

Assim, foram modeladas várias estruturas pelo SAFIR, agrupadas por: vigas restringidas lateralmente, vigas não restringidas, pilares axialmente comprimidos, pilares sujeitos a flexão composta com compressão e um pórtico de inércia variável. Foram determinados os valores de comparação referentes ao EC3 de acordo com os programas de cálculo automático FIDESC4 (Vila Real *et al*, 2014) e GeM (Ferreira *et al*, 2014), e juntamente com os valores dos elementos finitos de casca obtidos previamente, recolheu-se a informação necessária para o estudo pretendido.

Com este estudo numérico foi possível tirar algumas conclusões. De uma forma geral, pode afirmar-se que atendendo aos valores resultantes da nova lei material, esta nova metodologia cumpre o objetivo pretendido quando se trata da resistência da secção. Por outro lado, no que respeita ao elemento, as resistências últimas obtidas com a lei material ficam aquém do esperado, porém, e genericamente, do lado da segurança.

Pôde-se verificar que reproduzir o mesmo modelo numérico em elementos de viga e elementos de casca não é uma tarefa que se executa de forma linear, existem muitas variantes que podem implicar diferenças relevantes no modelo final, e que por sua vez leva a resultados também diferentes. Através dos gráficos apresentados para alguns elementos estruturais, pode constatar-se que, mesmo quando uma estrutura é modelada nos mesmos tipos de elementos finitos, mas através de programas diferentes, como foi o caso do ABAQUS, ANSYS e SAFIR, obtêm-se resultados ligeiramente diferentes.

O fato de as estruturas de secção não uniforme modeladas com elemento de viga serem constituídas por diversas secções pode ter contribuído para que os valores obtidos através da lei material ficassem, nesses casos, afastados dos valores de referência, pois existem secções na mesma estrutura com mais ou menos suscetibilidade de ocorrência de encurvadura local. Pode verificar-se que as relações mais baixas entre as resistências últimas da lei material e elementos de casca ocorrem para elementos de secções menos esbeltas, isto é, com menos propensão para a encurvadura local.

Relativamente às resistências obtidas pelo EC3, pode afirmar-se que de uma forma geral são conservativos, não chegando a atingir os valores numéricos referentes aos elementos de casca. As exceções a esta afirmação ocorreram com os pilares axialmente comprimidos, porque como se disse anteriormente provêm de estudos experimentais.

## **6.2. Futuros desenvolvimentos**

Uma vez que os valores obtidos pelo EC3 foram, de forma geral, bastante conservativos, considera-se que seja relevante a elaboração de propostas para a reformulação das expressões preconizadas no EC3 para elementos de secção constante e variável ao fogo sujeitos aos diferentes esforços.

Nesta dissertação, os ensaios numéricos revelaram que o cálculo das resistências aplicando a Lei Material, para que os elementos finitos de viga consigam ter em conta a encurvadura local que ocorre em estruturas de Classe 4, foi bem sucedido para a secção. No que diz respeito ao elemento o cenário é contraditório pois os valores das resistências ficaram longe do pretendido. Assim, pensa-se ser pertinente desenvolver o código que considera a Lei Material implementado no SAFIR para que este se torne mais preciso, de modo a ser abrangente a todas as estruturas existentes e passe a ser considerado uma ferramenta útil para qualquer projetista.

# *Capítulo 7*

---

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS









## 7. Referências Bibliográficas

Almeida, P.; (2012). *“Dimensionamento de Estruturas Metálicas segundo do Eurocódigo 3 – Análise comparativa entre as diversas conceções estruturais para edifícios industriais”*, Universidade Fernando Pessoa, Porto, disponível em URL: <http://bdigital.ufp.pt/bitstream/10284/3520/3/DM-17723.pdf>

Arrais, F.; (2012). *“Comportamento de elementos enformados a frio em situação de incêndio”*, Universidade de Aveiro, Aveiro, disponível em URL: <https://ria.ua.pt/bitstream/10773/9409/1/Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf>

Azevedo, A.; (2003). *“Métodos dos elementos finitos”*, Faculdade de Engenharia do Porto – Universidade do Porto, 1ª Edição, Porto, disponível em URL: [http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro\\_mef\\_aa\\_1ed/doc/livro\\_mef\\_aa.pdf](http://www.alvaroazevedo.com/publications/books/livro_mef_aa_1ed/doc/livro_mef_aa.pdf)

CEN Comité Europeu de Normalização, (2005a) - EN 1993–1–1. *“Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço – Parte 1–1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”*.

CEN Comité Europeu de Normalização, (2005b) - EN 1993–1–2 *“Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço – Parte 1–2: Regras Gerais – Verificação da Resistência ao Fogo”*.

CEN Comité Europeu de Normalização, (2012)- EN 1993–1–5 *“Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas em Aço – Parte 1–5: Elementos Estruturais constituídos por Placas”*.

COST Action TU0904 – IFER (2014a). *“Benchmark Studies – Experimental Validation of numerical models in fire engineering”*, Integrated Fire Engineering and Response, Praga, ISBN: 9788001054437.

COST Action TU0904 – IFER (2014b). *“Benchmark Studies – Verification of Numerical Models in Fire Engineering”*, Integrated Fire Engineering and Response, Praga, ISBN: 9788001054420.

Couto, C.; Vila Real, P.; Lopes, N; Zhao, B.; (2013). *“Novas Expressões para o Cálculo da Secção Efetiva de Secções Transversais Metálicas de Classe 4 a Altas Temperaturas”*, IX

Congresso de Construção Metálica e Mista e I Congresso Luso-Brasileiro de Construção Metálica Sustentável, Porto (Portugal).

Ferreira, J.; Vila Real, P.; Couto, C.; (2014). *“Stability verification of web-tapered members by using the General Method from Part 1-1 of Eurocode 3”*, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Franssen, J.-M.; Schleich, J.-B.; Cajot L.-G. (1995). *“A Simple Model for Fire Resistance of Axially-loaded Members According to Eurocode 3”*, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 35, pp. 49–69.

Franssen, J.-M.; Schleich, J.-B.; Cajot, L.-G.; Azpiazu, W. (1996). *“A Simple Model for the Fire Resistance of Axially-loaded Members – Comparison with Experimental Results”*, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 37, pp. 175–204.

Franssen, J. M.; Taladona, D.; Kruppa, J.; Cajot, L.G. (1998). *“Stability of Steel Columns in Case of Fire: Experimental Evaluation”*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124 (2), pp. 158–163.

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

Franssen, J. M.; Cowez, B.; Gernay, T.; (2012). *“Effective stress method to be used in beam finite elements to take local instabilities into account”*. Departamento ArGENCO. Universidade de Liège, Bélgica.

Franssen, J.-M.; Cowez, B.; (2012a). *“Consideration of local instabilities in beam finite elements by means of effective constitutive law”*, 7<sup>th</sup> International Conference on Structures in Fire, Zurique (Suíça).

Franssen, J.-M.; Cowez, B.; (2012b). *“Consideration of local instabilities in Bernoulli beam finite elements by means of effective constitutive laws”*, Departamento ArGENCO - Universidade de Liège (Bélgica); 3<sup>o</sup> Encontro FIDESC4, Apresentação Power Point, Praga (República Checa).

Knobloch, M.; Fontana, M.; (2005). *“Strain-based approach to local buckling of steel sections subjected to fire”*, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62, 44-67.

Liu, G. R.; Quek, S. S.; (2013). *“The Finite Element Method – A Practical Course”*, Edições Butterworth-Heinemann (Elsevier), 1ªEdição, Oxford (Reino Unido);

Lopes, N.; (2009). *“Behaviour of stainless steel structures in case of fire”*, Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor Europeu em Engenharia Civil na Universidade de Aveiro, Aveiro (Portugal).

Marques, L.; Simões da Silva, L.; Rebelo, C.; Santiago, A.; (2014). *“Extension of EC3-1-1 interaction formulae for the stability verification of tapered beam-columns”*, Journal of Constructional Steel Research (100) 122-135, Elsevier.

Morente, F.; Zhao, B.; Franssen, J.M.; Vila Real, P.; Wald, F.; (2012). *“Definition of numerical Benchmark investigation for WP1 of FIDESC 4 Project – Design of fire tests, Benchmark Study and definition of numerical parametric studies”*, Tecnalia, Relatório do projeto Fidesc4, financiado pela comissão Europeia pelo Research fund for Coal and Steel.

Oñate, E.; (2004). *“Calculo de Estructuras por Metodo de Elementos Finitos”*, UPC Editorial, 2ªEdição, Barcelona, ISBN: 9788487867002.

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

Rzeszut, K; Lukasz, P.; (2013). *“Classes of Cross-Sections of Steel Structural Elements in the Fire Situation”*, 11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST 2013, Procedia Engineering 57 (2013) 967 – 976, Elsevier.

Simões, R. A. D., Ed. (2007). *“Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas”*, 2ª Edição. CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista.

Sreenath, S.; Saravanan, U.; Kalyanaraman, V.; (2011). *“Beam and shell element model for advanced analysis of steel structural members”* Journal of Colloid and Interface Science, Volume 361, Setembro 2011, pp. 90-96.

Teixeira Dias, F.; Pinho-da-Cruz, J.; [et al.] (2010). *“Método dos elementos finitos – Técnicas de Simulação Numérica em Engenharia”*, Edições ETEP, 1ª Edição, Mafra.

Vila Real, P.; (2009). *“Incêndios em Estruturas Metálicas – Cálculo Estrutural”*, ORION Editora, ISBN: 978972862004207.

Vila Real, P.; Piloto, P.; Franssen, J.-M. (2000). *“Modelação numérica do comportamento de uma estrutura metálica sujeita à acção do fogo – Análise de vários cenários de incêndio”*, Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, LNEC, pp. 23–33.

Vila Real, P.; Cazeli, R.; Silva, L. [et al]; (2004). *“The effect of residual stresses in the lateral torsional buckling of steel I-beams at elevated temperature”*. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, 60, pp.783-793.

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

Vila Real, P.; Lopes, N.; (2009) *“Barreiro Retail Park, estudo das necessidades de proteção passiva contra incêndio”*, para a empresa Martifer, S.A., realizado no LERF, Universidade de Aveiro.

Vila Real, P.; Lopes, N. (2010). *“Estudo das necessidades de proteção passiva contra incêndio da estrutura metálica do Centro de Exposições e Feiras de Oeiras”*, para a empresa Martifer, S.A., realizado no LERF, Universidade de Aveiro.

Vila Real, P.; Maia, E.; Couto, C.; Amaral, C.; Lopes, N.; (2014); FIDESC4 – Programa de cálculo para verificação da resistência ao fogo de elementos em aço com secção transversal de Classe4, Universidade de Aveiro, Aveiro.

Zhao, B.; Morente, F.; Franssen, J.M.; Vila Real, P.; Wald, F.; (2013). *“Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-rolled Class 4 Cross-sections”*, Mid-Term Report, Research Program of the Research Fund for Coal and Steel, Steel RTD.