

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA - UNB  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

*UNIVERSITY OF BRASÍLIA - UNB  
FACULTY OF TECHNOLOGY  
DEPARTMENT OF CIVIL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING*

**ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO VIA MEF DA  
INSTABILIDADE DE VIGAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE  
INCÊNDIO**

*ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THE INSTABILITY OF  
STEEL BEAMS SUBJECTED TO NATURAL FIRE USING FEM.*

**YURI BESSA CESARINO**

**ORIENTADOR / ADVISOR: LUCIANO MENDES BEZERRA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL**  
*MASTER'S THESIS IN STRUCTURES AND CIVIL CONSTRUCTION*

**BRASÍLIA, DF  
2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA - UNB  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO VIA MEF DA  
INSTABILIDADE DE VIGAS METÁLICAS EM  
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**YURI BESSA CESARINO**

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE  
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO  
PARTTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO  
DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO  
CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (ENC-UNB)  
(Orientador)**

---

**Prof. Francisco Evangelista Junior, PhD (ENC-UNB)  
(Avaliador Interno)**

---

**Prof. George Cajaty Barbosa Braga, DSc (CBMDF)  
(Avaliador Externo)**

**BRASÍLIA, DF 2018**  
**FICHA CATALOGRÁFICA**

BESSA CESARINO, YURI.

Estudo Analítico e Numérico via MEF Da Instabilidade de Vigas Metálicas em Situação de Incêndio [Distrito Federal] 2018.

22A/18, p., 412., 297 mm (ENC/FT/UnB, Estruturas e Construção Civil, 2018). Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estrutura de Aço
  2. Incêndio
  3. Análise Termomecânica
  4. Flambagem lateral com torção
- I. ENC/FT/UNB
  - II. Título (série)

**REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

BESSA CESARINO, Y. (2018). Estudo Analítico e Numérico via MEF Da Instabilidade de Vigas Metálicas em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM- 22A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, DF, 412 p. Versão Bilingue.

**CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Yuri Bessa Cesarino

TÍTULO: Estudo Analítico e Numérico via MEF Da Instabilidade de Vigas Metálicas em Situação de Incêndio.

GRAU: Mestre

ANO:2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Yuri Bessa Cesarino.

SQSW 101, Bloco D, apto 306. Sudoeste – CEP: 70.6701-104.

Brasília – DF – Brasil. E-mail: bessayuri@gmail.com

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, à minha família, por todo investimento, tempo e amor.

Em segundo, aos meus professores, pela formação, conhecimentos e dedicação, especialmente ao Prof. Luciano M. Bezerra, pelo respeito, confiança, ensinamentos e por tornar este momento possível.

À CAPES/CNPq por me proporcionar apoio financeiro durante todo o programa em um momento tão fragilizado da Economia.

Ao Brasil – que possamos construir um país melhor para as próximas gerações.

Por último, mas não menos importante, à Ciência – que as pessoas nunca parem de se questionar e imaginar.

*“One day you’ll have to choose what kind of man  
you want to grow up to be.”*

**RESUMO****ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO VIA MEF DA INSTABILIDADE DE VIGAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.****Autor: Yuri Bessa Cesarino****Orientador: Luciano Mendes Bezerra****Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil****Brasília, 27 de julho de 2018.**

Incêndio sempre foi um fator crítico e pouco explorado no desempenho estrutural de edificações. No campo do aço estrutural, gradientes elevados de temperatura, depreciação do material, fluxos térmicos e tempo de exposição ao calor são ações imprevisíveis e de alto impacto nas propriedades mecânicas do aço. Esse material, por sua vez, tem sido gradualmente estudado no sentido de mitigar efeitos drásticos e perdas catastróficas devido aos incêndios. Sob essa óptica, esse trabalho tem o interesse em continuar a linha de pesquisa iniciada na Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília sobre a resposta de perfis de aço laminado quando expostos à situação de instabilidade e submetidos à incêndio natural. A ciência do fogo, perda de capacidade resistente, modificação nas propriedades físicas do material e o mecanismo de instabilidade são apresentados. Adicionalmente, apresentam-se soluções analíticas em comparação com normas usualmente adotadas (tanto nacionais quanto internacionais) sobre o objeto de estudo. Finalmente, modelos de elementos finitos são apresentados com o uso do software *ABAQUS* para fundamentação dos resultados analíticos. Percebeu-se que, como os trabalhos anteriormente já propuseram, os resultados dão indícios de que as normas atuais não retratam adequadamente o fenômeno do incêndio na instabilidade por flexo-torção lateral em vigas metálicas.

**ABSTRACT****ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THE INSTABILITY OF STEEL BEAMS SUBJECTED TO NATURAL FIRE USING FEM.****Author: Yuri Bessa Cesarino****Advisor: Luciano Mendes Bezerra****Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil****Brasília, June 27<sup>th</sup>, 2018.**

Fire has always been a critical variable and it is not well explored when related to building performance. In the domain of structure steel, high temperature gradients, material combustion, thermic flow, and time of exposure to intensive heat are unpredictable, and their impact in mechanical properties of steel is significant. This material, conversely, has been gradually studied as a mean to mitigate the drastic effects and catastrophic losses. Under this perspective, this work intends to continue the research line initiated by the Faculty of Technology in the University of Brasilia about the response of steel shapes subjected to instability under natural fire exposure. The science of fire, loss of resistance, modification in physical-chemical properties of steel and instability mechanism are presented. In addition to that, analytical solutions are presented in contrast with standards (both national and international) usually adopted by the industry related to the issue addressed. Finally, models of Finite Elements are shown with the aid of the software *ABAQUS* to support the analytical solutions. It was noticed that, as previous paper works have anticipated, the results indicate that standards are lagged in contrast to the fire reality regarding instability of steel beams to lateral flexo-torsion.

## SUMÁRIO

Ir para o texto em Inglês / Go to the text in English

AGRADECIMENTOS .....	4
RESUMO .....	6
ABSTRACT .....	7
SUMÁRIO.....	8
LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES .....	11
LISTA DE ILUSTRAÇÕES .....	18
LISTA DE QUADROS .....	23
1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	25
1.2 MOTIVAÇÃO.....	26
1.3 ESTADO DA ARTE .....	28
1.3.1 Contro (1988) .....	28
1.3.2 Bailey (1995).....	30
1.3.3 Elghazouli (2000) .....	31
1.3.4 Vila Real (2000 e 2002).....	34
1.3.5 Yin (2003) .....	37
1.3.6 Takagi (2007) .....	40
1.3.7 Zhang (2013) .....	43
1.3.8 Outros trabalhos referentes ao assunto .....	44
1.4 OBJETIVOS DESSE TRABALHO .....	46
1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS .....	46
2 O ESTUDO DO INCÊNDIO .....	49
2.1 FENÔMENOS E CONCEITOS BÁSICOS .....	49
2.2 FENÔMENOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR.....	51
2.3 ESTÁGIOS DO INCÊNDIO.....	55
2.4 MODELO DE INCÊNDIO .....	57
2.4.1 INCÊNDIO PADRÃO .....	57
2.4.2 INCÊNDIO NATURAL.....	59
2.5 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS.....	64
3 PROPRIEDADES DO AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	72
3.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO À ELEVADAS TEMPERATURAS .....	72

3.2	PROPRIEDADES TÉRMICAS .....	76
4	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS I A FLT EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO .....	82
4.1	INSTABILIDADE EM VIGAS DE AÇO DE GEOMETRIA I .....	82
4.2	NORMATIZAÇÃO DA FLT PARA INCÊNDIO .....	88
4.2.1	Norma Brasileira (NBR 14323:2013 e NBR 8800:2008) .....	88
4.2.2	Norma Europeia (Eurocode 3 - ENV 1993-1-2) .....	90
4.2.3	Norma Americana (AISC 360/10).....	91
5	FORMULAÇÃO ANALÍTICA DA INSTABILIDADE LATERAL DE VIGAS I	
	95	
5.1	Nunes (2005) .....	95
5.2	Campêlo (2008) .....	96
5.3	Rodrigues (2013) .....	97
5.4	Silva (1992) .....	98
6	ESTUDO NUMÉRICO .....	104
6.1	INTRODUÇÃO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	104
6.2	SOFTWARE ABAQUS .....	106
6.3	RECURSOS DO MODELO NUMÉRICO .....	108
7	MODELO NUMÉRICO.....	109
7.1	ANÁLISE TÉRMICA .....	109
7.2	ANÁLISE TERMOMECAÂNICA.....	122
7.3	VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	134
8	RESULTADOS .....	140
8.1	PROPOSTA DE NUNES .....	141
8.1.1	Viga VS 200 x25, com comprimento destravado de 7,00 metros. ....	141
8.1.2	Viga VS 850 x 188, com comprimento destravado de 15,00 metros. ....	147
8.1.3	Viga CVS 1000 x 464, com comprimento destravado de 30,00 metros. .	152
8.2	PROPOSTA DE CAMPÊLO. ....	157
8.2.1	Viga CVS 300 x 113, com comprimento destravado de 22,00 metros. ...	157
8.2.2	Viga CVS 500 x 250, com comprimento destravado de 26,00 metros. ...	162
8.2.3	Viga CVS 600 x 292, com comprimento destravado de 25,00 metros. ...	167
8.2.4	Viga CVS 700 x 166, com comprimento destravado de 30,00 metros. ...	172
8.3	PROPOSTA DE RODRIGUES. ....	177
8.3.1	Viga CVS 300 x 85, com comprimento destravado de 15,00 metros. ....	177
8.3.2	Viga VS 400 x 68, com comprimento destravado de 10,00 metros. ....	182

8.3.3	Viga VS 500 x 88, com comprimento destravado de 12,00 metros.....	187
8.3.4	Viga VS 600 x 210, com comprimento destravado de 20,00 metros.....	192
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES .....	197
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	203

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

A seguinte notação é utilizada em todo trabalho, exceto quando for indicado o contrário.

### 1. Escalares

$a$	Distância entre o ponto de aplicação do carregamento e o centro de torção
$A$	Área da seção transversal do elemento estrutural de aço
$A_{fc}$	Área da seção através da qual o calor flui por condução
$A_i$	Área da abertura “i”
$A_q$	Área da superfície do material combustível que pode participar da combustão
$A_r$	Área do piso do compartimento
$A_t$	Área total (pisos, paredes, teto e aberturas)
$A_v$	Área total das aberturas para o exterior do compartimento
$A_1$	Área da mesa superior
$A_2$	Área da mesa inferior
$b_{f1}$	Largura da mesa superior
$b_{f2}$	Largura da mesa inferior
$b_w$	Comprimento da alma
$c$	Calor específico;
$c_a$	Calor específico do aço
$c_m$	Calor específico do material de proteção contra incêndio
$c_1$	Distância do meio da mesa superior ao centro de flexão
$c_2$	Distância do meio da mesa inferior ao centro de flexão
$C$	Centro de flexão (ou centro de cisalhamento) da seção transversal da viga
$C_b$	Fator de modificação para o diagrama de momento fletor não uniforme
$C_i$	Constante torcional reduzida
$C_k$	Coefficiente associado à monossimetria da seção
$C_p$	Coefficiente associado à posição do carregamento
$C_w$	Constante de empenamento
$\hat{C}$	Rigidez torcional
$d$	Altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão
$D$	Distância do ponto P ao ponto C
$e$	Excentricidade (distância do centro de flexão ao centroide)

$E$	Módulo de elasticidade do aço
$E_0$	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
$E_1$	Módulo de elasticidade do aço da mesa superior
$E_2$	Módulo de elasticidade do aço da mesa inferior
$E_\theta$	Módulo de elasticidade de todos os tipos de aço a uma temperatura
$(EI)_t$	Rigidez total equivalente do perfil
$f$	Distância do ponto de aplicação da carga crítica uniformemente distribuída ao eixo horizontal da mesa inferior
$f_y$	Limite de escoamento dos aços laminados a quente a 20°C
$f_{y0}$	Limite de escoamento dos aços trefilados a 20°C
$f_{y0,\theta}$	Limite de escoamento dos aços trefilados a uma temperatura
$f_{y,\theta}$	Limite de escoamento dos aços laminados a quente a uma temperatura
$G$	Módulo de elasticidade transversal
$h$	Distância do meio da mesa superior ao meio da mesa inferior
$h_i$	Altura da abertura “i”
$H$	Coefficiente de troca térmica entre o corpo e o ambiente
$H_c$	Corrente térmica de convecção
$H_i$	Potencial calorífico de cada componente “i” do material combustível
$I_t$	Constante torcional
$I_T$	Momento de inércia à torção
$I_X$	Momento de inércia total da seção transversal, em relação ao eixo x local
$I_1$	Momento de inércia, em relação ao eixo z local, referente à mesa superior
$I_2$	Momento de inércia, em relação ao eixo z local, referente à mesa inferior
$(I)_t$	Somatório dos momentos de inércia, em relação ao eixo z local, referente às mesas
$J$	Constante torcional
$k$	Coefficiente de monossimetria
$k_1$	Fator de correção para a temperatura não uniforme na seção transversal da barra
$k_2$	Fator de correção para a temperatura não uniforme no comprimento da barra;
$K$	Coefficiente associado ao tipo de vinculação (restrição a deslocamentos)
$K_{E,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade de todos os tipos de aço

$K_n$	Condutividade térmica na direção $n$
$K_{y0,\theta}$	Fator de redução para o limite de escoamento dos aços trefilados
$K_{y,\theta}$	Fator de redução para o limite de escoamento dos aços laminados a quente
$l$	Comprimento do vão da viga
$L_b$	Comprimento da viga sem travamento lateral
$m$	Massa
$m_a$	Massa do aço
$m_i$	Coefficiente que indica a eficiência da combustão do material combustível
$M$	Momento fletor referente à posição
$M_{cr}$	Momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente
$M_{fi,Rd}$	Resistência de cálculo ao momento fletor
$M_i$	Massa total de cada componente “ $i$ ” do material combustível
$M_n$	Resistência nominal
$M_{pl}$	Momento de plastificação da seção transversal de projeto em temperatura ambiente
$M_r$	Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto em temperatura ambiente
$M_T$	Momento de torção
$M_1$	Menor dos dois momentos fletores de cálculo nas extremidades do trecho não contido lateralmente
$M_{1z}$	Momento de flexão na mesa superior
$M_2$	Maior dos dois momentos fletores de cálculo nas extremidades do trecho não contido lateralmente
$M_{2z}$	Momento de flexão na mesa inferior
$n$	Direção normal externa à superfície no ponto considerado
$O$	Grau de ventilação ou fator de abertura;
$P$	Centro de rotação
$P_{cr}$	Carga crítica para carga concentrada no meio do vão da viga
$q_{cr}$	Carga crítica uniformemente distribuída
$q_{fi}$	Carga de incêndio específica
$q_{fi,d}$	Valor de cálculo da carga de incêndio específica
$q_0$	Fluxo de calor absorvido ou emanado pelo corpo
$Q$	Geração de calor por unidade de volume

$r_y$	Raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia
$R_A$	Reação na extremidade A
$R_B$	Reação na extremidade B
$t$	Tempo
$t_f$	Espessura da mesa do perfil
$t_{f1}$	Espessura da mesa superior do perfil I
$t_{f2}$	Espessura da mesa inferior do perfil I
$t_m$	Espessura do material de proteção contra incêndio
$t_w$	Espessura da alma
$u$	Perímetro da seção transversal do elemento exposto ao incêndio
$u_m$	Perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio
$U$	Energia potencial dos esforços internos
$V$	Energia potencial total
$V_0$	Energia potencial inicial
$W$	Energia potencial dos esforços externos
$W_e$	Trabalho das forças externas
$W_i$	Energia interna de deflexão
$x$	Eixo x local
$X$	Eixo x global
$y$	Eixo y local
$y_c$	Distância entre o centro de torção e o centro geométrico
$y_1$	Deslocamento da mesa superior em relação ao centro de flexão
$y_2$	Deslocamento da mesa inferior em relação ao centro de flexão
$Y$	Eixo y global
$z$	Eixo z local
$z_1$	Distância do meio da mesa superior ao centroide
$z_2$	Distância do meio da mesa inferior ao centroide
$Z$	Eixo z global
$\alpha_c$	Coefficiente de transferência de calor por convecção
$\gamma_n$	Fator que considera medidas de proteção ativa da estrutura
$\gamma_s$	Fator que considera o risco de incêndio e as consequências de um colapso estrutural
$\Delta t$	Intervalo de tempo

$\Delta Q_{abs}$	Quantidade de calor absorvida pelo elemento estrutural
$\Delta T$	Diferença de temperatura entre os corpos
$\Delta V$	Energia potencial adicional
$\Delta_1$	Deslocamento vertical do ponto de aplicação da carga crítica uniformemente distribuída em relação ao centro de flexão
$\Delta_2$	Deslocamento vertical do centro de flexão dado pela curvatura horizontal do eixo longitudinal da viga
$\Delta'_2$	Deslocamento vertical do centro de flexão, no centro do vão, dado pela curvatura horizontal do eixo longitudinal da viga
$\Delta''_2$	Diferença entre o deslocamento $\Delta'_2$ e o deslocamento de uma seção que está a uma distância $\bar{X}$ da origem
$\Delta\theta_a$	Variação da temperatura sofrida pelo elemento de aço
$\Delta\theta_{a,t}$	Variação da temperatura no elemento estrutural de aço, durante um intervalo de tempo $\Delta t$
$\Delta\theta_{g,t}$	Variação da temperatura nos gases, durante um intervalo de tempo
$\varepsilon_{res}$	Emissividade
$\theta_a$	Temperatura do aço
$\theta_g$	Temperatura dos gases do incêndio
$\theta_{max}$	Máxima temperatura alcançada pelos gases quentes
$\theta_\infty$	Temperatura do ambiente
$\lambda$	Condutividade térmica;
$\lambda_a$	Condutividade térmica do aço
$\lambda_m$	Condutividade térmica do material de proteção contra incêndio
$\lambda_p$	Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação para temperatura ambiente
$\lambda_{p,fi}$	Parâmetro de esbeltez, em situação de incêndio, correspondente à plastificação
$\lambda_r$	Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento para temperatura ambiente
$\lambda_{r,fi}$	Parâmetro de esbeltez, em situação de incêndio, correspondente ao início do escoamento
$\mu$	Capacidade térmica específica

$\xi$	Fator de relação entre a quantidade de material combustível e o grau de ventilação
$\rho$	Massa específica
$\rho_a$	Massa específica do aço
$\rho_m$	Massa específica do material de proteção contra incêndio
$\sigma$	Constante de Stefan-Boltzman de valor
$\tau$	Transmitância
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\varphi$	Fluxo de calor por unidade de área
$\varphi_c$	Fluxo de calor convectivo por unidade de área
$\varphi_r$	Fluxo de calor radiante
$\phi$	Ângulo de rotação da seção em FLT
$\phi_{fi,a}$	Coefficiente de resistência do aço
$\chi$	Absortância
$\psi$	Refletividade
$\psi_i$	Coefficiente adimensional que indica o grau de proteção do combustível ao fogo

## 2. Índices

$c_a(\theta)$  Calor específico do aço em função da temperatura

$p(z)$  Carregamento em função de z

$\theta()$  Temperatura em um ponto

## 3. Abreviações

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANSYS *Analysis System (Software)*

ASTM *American Specification of Testing and Materials*

ABAQUS *ABAQUS Inc (Analysis System Software)*

EUROCODE *Comitato Europeo di Normazione (Eurocodice)*

FA Formulação Analítica (proposta na presente dissertação)

FLA Flambagem Local da Alma

FLM Flambagem Local da Mesa

FLT Flambagem Lateral com Flexo-torção

ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PECC	Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil
TEMP	Temperatura
TRRF	Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1- Idealização do modelo proposto por Elghazouli do experimento de Cardington (Elghazouli, 2000). .....	33
Figura 1.2 - Esquemática do ensaio feito por Vila Real (2003).....	36
Figura 1.3 - Proporções de temperatura utilizadas por Yin em seu estudo (Yin, 2003). 39	
Figura 1.4 - Comportamento bi linear do aço, retirado de Takagi (2007).....	41
Figura 2.1 - Modelos de transferência de calor. ....	52
Figura 2.2 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real (baseado em Vargas, 2005). .....	55
Figura 2.3 - Curva padronizada de temperatura dos gases. ....	59
Figura 2.4 – Exemplo de uma curva natural de incêndio. ....	60
Figura 2.6 - Incêndio no prédio <i>Grenfell Tower</i> , Londres (foto de Natalie Oxford).....	66
Figura 2.7 - Incêndio no bairro de <i>Galistoga</i> , Califórnia (foto de Natalie Oxford). ....	66
Figura 2.8 - Incêndio ocorrido no Museu Nacional (Palácio Imperial), em São Cristóvão, RJ (Foto: Reprodução GLOBO. ....	68
Figura 2.9 - Medidas de proteção passiva - revestimentos clássicos em peças estruturais (Rodrigues, 2013). ....	70
Figura 3.1 - Fatores de redução do aço em situação de incêndio de acordo com NBR14323 (2013) e ENV 3 1-2 (2005).....	73
Figura 3.2 - Fatores de redução do aço em situação de incêndio, de acordo com AISC (ASTM E117, no AISC 360/10).....	74
Figura 3.3 - Gráfico idealizada da tensão x deformação do aço A36 a 20°C (Pfeil, 2009). .....	75
Figura 3.4 - Gráfico de tensão x deformação do aço A36 em diferentes temperaturas (ENV 1993-1-2, 2005 – Eurocode 3, anexo A). ....	75
Figura 3.5 - Alongamento do aço segundo a NBR 14323:2013. ....	77
Figura 3.6 - Calor específico do aço segundo a NBR 14323:2013. ....	78
Figura 3.7 - Condutividade Térmica do aço segundo a NBR 14323:2013. ....	79
Figura 3.8 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção (parte da Tabela 5, NBR 14323:2013). ....	80
Figura 3.9 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais com proteção (parte da tabela 6, NBR 14323:2013). ....	81
Figura 4.1 - Flambagem local.....	83

Figura 4.2 - Flambagem distorcional.....	83
Figura 4.3 - Flambagem distorcional de vigas não compostas, Yura (2001).....	84
Figura 4.4 - <i>Tipping effect</i> , Yura (2001).....	84
Figura 4.5 - Flambagem por flexo-torção lateral - FTL. ....	85
Figura 4.6 - Modelo de flambagem lateral com torção. ....	86
Figura 4.7 - Variação do momento resistente nominal de vigas I ou H, carregadas no plano da alma com efeitos de flambagem (Pfeil, 2009). ....	86
Figura 5.1 - Evolução da temperatura no perfil VS 200 x 25.....	100
Figura 5.2 - Momentos resistentes normatizados da viga em situação de incêndio.....	101
Figura 5.3 - Momentos resistentes propostos da viga em situação de incêndio.....	101
Figura 6.1 - Ilustração de uma viga tipo I elaborada pelo software ABAQUS.....	107
Figura 7.1 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação Nunes. ....	112
Figura 7.2 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação de Campêlo. ....	112
Figura 7.3 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação de Rodrigues. ...	112
Figura 7.4 - Idealização das condições de contorno da análise da transferência de calor. ....	113
Figura 7.5 - Subdivisão do problema térmico. ....	114
Figura 7.6 – Interação convectiva e radiativa do perfil e da laje exposta ao incêndio. ....	114
Figura 7.7 - Condição inicial da laje superior, a 20 °C. ....	115
Figura 7.8 - Evolução da temperatura na seção transversal do perfil em função do tempo de exposição aos gases quentes. ....	115
Figura 7.9 - Término da simulação numérica para transferência de calor. ....	116
Figura 7.10 - Nós selecionados para aferição das temperaturas após análise térmica. ....	116
Figura 7.11 – Esquematização da coleta de temperaturas da análise térmica. ....	117
Figura 7.12 - Elevação da temperatura no perfil VS 200x25 para incêndio 1-1. ....	117
Figura 7.13 - Elevação da temperatura no perfil VS 850x188 para incêndio 1-2. ....	118
Figura 7.14 - Elevação da temperatura no perfil CVS 1000x464 para incêndio 1-3. ...	118
Figura 7.15 - Elevação da temperatura no perfil CVS 300 x 113 para incêndio 2-1. ...	118
Figura 7.16 - Elevação da temperatura no perfil CVS 500 x 250 para incêndio 2-2. ...	119
Figura 7.17 - Elevação da temperatura no perfil CVS 600 x 292 para incêndio 2-3. ...	119
Figura 7.18 - Elevação da temperatura no perfil CVS 700 x 166 para incêndio 2-3. ...	119
Figura 7.19 - Elevação da temperatura no perfil CVS 300 x 85 x 85 para incêndio 3-1. ....	120
Figura 7.20 - Elevação da temperatura no perfil VS 400x68 para incêndio 3-2. ....	120

Figura 7.21 - Elevação da temperatura no perfil VS 550x88 para incêndio 3-2. ....	120
Figura 7.22 - Elevação da temperatura no perfil CVS 600 x 210 para incêndio 3-3. ...	121
Figura 7.23 - Simplificação do modelo mecânico. ....	123
Figura 7.24 - Subdivisão do domínio do problema. ....	124
Figura 7.25 - Atribuição separada das propriedades mecânicas do perfil. ....	125
Figura 7.26 - Curva de depreciação do módulo de Young em função do tempo de exposição para cada parte do perfil. ....	125
Figura 7.27 - Curva de tensão e deformação do aço em função da temperatura de cada parte do perfil. ....	126
Figura 7.28 - Imperfeição geométrica inserida (em escala x1 e x10). ....	127
Figura 7.29 - Mapa de tensões residuais inseridas. ....	128
Figura 7.30 - Regiões das aplicações de tensões residuais. ....	129
Figura 7.31 - Momento uniforme na viga. ....	129
Figura 7.32 - Carga concentrada no meio do vão. ....	130
Figura 7.33 - Carga distribuída. ....	130
Figura 7.34 - Modelo de condições de apoio e distribuição da malha. ....	131
Figura 7.35 - Coleta de informações após análise em nós estratégicos. ....	132
Figura 7.36 - Deslocamentos verticais e horizontais coletados após análise. ....	132
Figura 7.37 - Critério de parada do ABAQUS. ....	133
Figura 7.38 - Momento x Deslocamento - Critério de parada. ....	133
Figura 7.39 - Viga após simulação numérica a temperatura ambiente. ....	134
Figura 7.40 - Teste de Cardington, 1995 UK ( <a href="http://www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63">www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63</a> ). .....	135
Figura 7.41 - Esquemática do ensaio feito por Vila Real (2003). ....	136
Figura 7.42 - Fotos do ensaio experimental de Vila Real (2003). ....	137
Figura 7.43 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (1500mm) a 0°C e a 600°C. ...	137
Figura 7.44 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (2500mm) a 0°C e a 600°C. ...	138
Figura 7.45 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (3500mm) a 0°C e a 600°C. ...	138
Figura 7.46 - Modelagem do IPE100 (2500) a 0°C. ....	139
Figura 8.1 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	142
Figura 8.2 - Deflexão vertical em função da temperatura - VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	143
Figura 8.3 - Deflexão Horizontal - VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	143
Figura 8.4 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	146

Figura 8.5 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 850 x 188 - Inc 1-2.....	147
Figura 8.6 – Deflexão vertical - VS 850 x 188 - Inc 1-2.....	148
Figura 8.7 - Deflexão horizontal - VS 850 x 188 - Inc 1-2.....	148
Figura 8.8 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 850 x 188 – Inc 1-2.....	151
Figura 8.9 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.....	152
Figura 8.10 - Deflexão vertical - CVS 1000 x 464 - Inc 1-13.....	153
Figura 8.11 - Deflexão Horizontal - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.....	153
Figura 8.12 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.....	156
Figura 8.13 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	157
Figura 8.14 - Deflexão vertical - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	158
Figura 8.15 - Deflexão Horizontal - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	158
Figura 8.16 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 300 x 113 – Inc 2-1.....	161
Figura 8.17 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	162
Figura 8.18 - Deflexão vertical - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	163
Figura 8.19 - Deflexão Horizontal - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	163
Figura 8.20 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	166
Figura 8.21 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 850 x 188 - Inc 2-3.....	167
Figura 8.22 - Deflexão vertical – CVS 600 x 292 – Inc 2-3.....	168
Figura 8.23 - Deflexão Horizontal - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.....	168
Figura 8.24 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 600 x 292 - Inc 2-3.....	171
Figura 8.25 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 700 x 166 - Inc 2-3.....	172
Figura 8.26 - Deflexão vertical - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.....	173
Figura 8.27 - Deflexão Horizontal - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.....	173
Figura 8.28 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 700 x 166 - Inc 2-3.....	176
Figura 8.29 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	177
Figura 8.30 - Deflexão vertical - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	178
Figura 8.31 - Deflexão Horizontal - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	178

Figura 8.32 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	181
Figura 8.33 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 400 x 68 - Inc 3-2.....	182
Figura 8.34 - Deflexão vertical - VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	183
Figura 8.35 - Deflexão Horizontal - VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	183
Figura 8.36 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 400 x 68 - Inc 3-2.....	186
Figura 8.37 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 550 x 88 - Inc 3-2.....	187
Figura 8.38 - Deflexão vertical - VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	188
Figura 8.39 - Deflexão Horizontal - VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	188
Figura 8.40 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 550 x 88 - Inc 3-2.....	191
Figura 8.41 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.....	192
Figura 8.42 - Deflexão vertical - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.....	193
Figura 8.43 - Deflexão Horizontal - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.....	193
Figura 8.44 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 850 x 188 - Inc 1-2.....	196
Figura 9.1 -Diferença entre as deformadas em função da uniformidade de aquecimento do perfil metálico.....	198
Figura 9.2 - (a) Viga não carregada, (b) viga carregada sem gradiente térmico, (c) viga carregada com gradiente térmico.....	199

## LISTA DE QUADROS

Tabela 2.1 - Curva padrão da temperatura dos gases, segundo a ASTM E 119.....	59
Tabela 2.2 - Valores do potencial calorífico específico, NBR 14432 anexo D, tabela C.3. .....	61
Tabela 3.1 - Fatores de redução para aço, adotados pela NBR 14323 e (EUROCODE). .....	72
Tabela 3.2 - Fatores de redução para aço, adotados pelo AISC (ASTM E117, no AISC 360/10).....	74
Tabela 4.1 – Comparação dos momentos resistentes de acordo com as normas atuais.	93
Tabela 5.1 - Comparação dos momentos resistentes de acordo com as propostas dos autores.....	99
Tabela 5.2 - Distribuição das temperaturas – Perfil VS 200 x 25 (Uniforme).....	100
Tabela 5.3 - Momentos resistentes normatizados da viga em situação de incêndio. ...	102
Tabela 5.4 - Momentos resistentes propostos da viga em situação de incêndio. ....	102
Tabela 7.1 – Características dos incêndios avaliados, conforme os autores do PECC.	110
Tabela 7.2 - Propriedades geométricas dos perfis selecionados.....	110
Tabela 7.3 - Temperatura dos gases de acordo com a característica de cada incêndio	111
Tabela 7.4 - Comparativo de momentos resistentes – Validação Numérica. ....	139
Tabela 8.1 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 200 x 25 - Inc 1-1. .....	144
Tabela 8.2 - Comparativos de momentos resistentes para VS 200 x 25 - Inc 1-1.....	145
Tabela 8.3 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 850 x 188 - Inc 1- 2. ....	149
Tabela 8.4 - Comparativos de momentos resistentes para VS 850 x 188 – Inc 1-2.....	150
Tabela 8.5 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.....	154
Tabela 8.6 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.	155
Tabela 8.7 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	159
Tabela 8.8 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 300 x 113 – Inc 2-1. .	160
Tabela 8.9 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	164
Tabela 8.10 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 500 x 250 - Inc 2-2.	165

Tabela 8.11 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.....	169
Tabela 8.12 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 600 x 292 - Inc 2-3. ....	170
Tabela 8.13 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.....	174
Tabela 8.14 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 700 x 166 - Inc 2-3. ....	175
Tabela 8.15 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	179
Tabela 8.16 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 300 x 85 - Inc 3-1... ..	180
Tabela 8.17 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 400 x 68 - Inc 3-2.....	184
Tabela 8.18 - Comparativos de momentos resistentes para VS 400 x 68 - Inc 3-2.....	185
Tabela 8.19 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 550 x 88 - Inc 3-2.....	189
Tabela 8.20 - Comparativos de momentos resistentes para VS 550 x 88 - Inc 3-2.....	190
Tabela 8.21 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.....	194
Tabela 8.22 - Comparativos de momentos resistentes para VS 850 x 188 - Inc 1-2....	195

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O fogo foi um dos elementos essenciais na consolidação, perpetuação e desenvolvimento da sociedade humana. A utilização do fogo permitiu ao homem se defender, fabricar ferramentas e artefatos, cozinhar, combater o frio e gerar iluminação, permitindo o desenvolvimento e estabilização do homem. O advento de novas tecnologias, como a eletricidade e posterior capacidade de armazenamento da mesma, reduziu drasticamente a utilização do fogo pelo homem, e atualmente seu emprego do fogo é visto no cozimento de alimentos, operações de agricultura, produções industriais envolvendo queima, entre outros. No entanto, o risco associado a incêndios sempre existiu e continua sendo o resultado da negligência do ser humano em relação ao manuseio do fogo.

Incêndios são ameaças reais à integridade humana, podendo gerar perdas físicas, patrimoniais, culturais e humanas. O produto da queima de materiais libera gases tóxicos que são prejudiciais à vida, podendo causar sequelas e até a morte do indivíduo devido à longa exposição de toxinas presentes no ar.

Contudo, no domínio da engenharia civil Brasileira; comparado a países Europeus, países da América do Norte e Oceania, poucas medidas são adotadas, analisadas e implementadas em projetos quando existe o risco de incêndio em edificações.

Segurança contra incêndios é um tema de alta relevância no impedimento/mitigação de danos e catástrofes, no entanto, esse tema no que concerne o desempenho estrutural é de alta complexidade por haver grande interdisciplinaridade entre áreas da engenharia e das ciências exatas, como a física, química e matemática. Para o estudo das consequências do fogo na estrutura, deve-se considerar fatores como fluxo de calor, equilíbrio térmico durante incêndio, propagação de chamas, geometria da edificação, aberturas, fluidodinâmica das correntes de ar, taxas de consumo de oxigênio, perda de resistência gradual de peças estruturais, efeitos de não-linearidade geométricas, tempo de evacuação, combate e extinção de fogo, preservação, manutenção e até colapso estrutural (Vargas, 2010).

O estudo sobre incêndio em estruturas de aço tem sido mais explorado no meio acadêmico, percebendo-se grande potencial de pesquisa e interesse progressivo do tema em programas de pós-graduação. O conhecimento a respeito do tema é de real importância no quesito eficiência de edificações e na busca da diminuição de fatalidades e acidentes envolvendo incêndio em estruturas.

## 1.2 MOTIVAÇÃO

Incêndios são ações excepcionais cuja probabilidade de ocorrência é baixa e geralmente de curta duração. Por esse motivo, situações de incêndio são pouco abordadas em cursos de engenharia e são frequentemente desconsideradas por engenheiros projetistas durante a fase de elaboração de projetos, salvo algumas exceções.

Contudo, o fenômeno de incêndio traz impactos severos no desempenho de edificações (principalmente metálicas), podendo sofrer reduções consideráveis de suas capacidades portante devido à redução do módulo de Young e da tensão de escoamento do aço, devido ao aumento rápido de temperatura, podendo causar instabilidade estrutural e eventual colapso. Por isso, faz-se necessário o estudo de segurança através de um entendimento adequado dos fatores presentes numa eventualidade de incêndio.

Atualmente, observa-se um avanço moderado nessa área de pesquisa por algumas instituições Brasileiras, como a Universidade de São Paulo USP (São Carlos) principalmente na área de incêndio em madeira e aço, na Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, na Universidade Federal de Minas Gerais UFMG e também na Universidade Federal do Paraná UFPR. Algumas dessas universidades possuem fornos industriais para simulação de incêndio em peças estruturais em escala real.

Em adição, anualmente ocorre o Congresso Ibero Latino-americano em Segurança Contra Incêndio/CILASCI, o que proporciona maior visibilidade, informações e conhecimento ao tema de incêndio.

No Brasil, duas normas foram publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ABNT que dizem respeito ao tema: a NBR 14432:2001 “Exigências de Resistência ao

Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimentos” e a NBR 14323:2013 “Dimensionamento de Estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio”.

Já nos EUA, adota-se a norma *ANSI/AISC 360-10* (2010) apêndix 4 “*Structure Design for Fire Conditions*” produzido pelo *AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION AISC*, enquanto na Europa, usa-se o *EN 1993-1-2: “EUROCODE 3: Design of Steel Structures – Part 1-2: General rules – Structure fire design”*. Ambas as formulações são apresentadas no capítulo 5 deste trabalho.

A verificação de perfis sujeitos à situação de incêndio é realizada, a princípio, pela previsão de ganho de temperatura dessas peças em função do tempo de exposição ao fogo. Isso é possível graças à utilização de curvas de incêndio, em que se assume determinada temperatura no compartimento, e posterior elevação de temperatura no aço - assunto esse abordado no capítulo 3 da presente pesquisa. O que se observa, todavia, é uma simplificação de um modelo térmico em consideração à distribuição de temperatura na seção transversal e ao longo do perfil I, adotando-se uma temperatura uniforme no perfil. Essa hipótese, portanto, é compensada pela inclusão de fatores de correção que tentam prever a não uniformidade do campo térmico, o que tem se mostrado muito conservador em algumas aplicações de incêndio.

Na realidade, essa distribuição uniforme considerada pelas normas, em muitos casos, não ocorre, pois, ao se considerar diferentes partes do perfil com diferentes massividades (relação entre perímetro do perfil espoco e sua área da seção transversal -  $u/Ag$ ), o aquecimento e resfriamento dessas regiões ocorre em momentos diferentes caracterizando a não uniformidade térmica do aço, quando gradientes de temperatura significantes são considerados. Esse gradiente de temperatura, portanto, proporciona diferentes taxas de depreciação da seção transversal e ao longo do comprimento da peça, e seu entendimento e considerações na avaliação da resistência das vigas ainda não é tão claro (Zhang,2013). Para o caso da instabilidade de vigas metálicas (fenômeno com flexão e torção), pesquisas anteriores indicaram, por vezes, significativa discordância no dimensionamento de vigas metálicas quanto o problema é tratado considerando o impacto de diferentes variáveis físicas (Takagi, 2007), tópico explorado no Estado da Arte desta pesquisa.

Portanto, a motivação deste trabalho consiste na apresentação e esclarecimento dos pontos de divergência sobre a resposta de vigas metálicas I quando sujeitas aos fenômenos de instabilidade lateral de flexo-torção que são observados durante a depreciação desigual das propriedades mecânicas provocados por altos gradientes térmicos. Esse assunto, como será abordado é de demasiada complexidade, e discordância quanto aos modelos de determinação dos momentos críticos para vigas de aço destravadas são explorados nesta dissertação.

### **1.3 ESTADO DA ARTE**

O estado da arte refere-se aos principais trabalhos publicados na área de concentração dessa pesquisa. Os trabalhos com maiores potenciais de contribuição para o desenvolvimento dessa dissertação são comentados, juntamente com os recursos mais utilizados, como dados e hipóteses validadas por cada autor, que são de real importância no desenvolvimento da pesquisa do tema de flambagem lateral com torção de vigas de aço tipo I, sujeitas à situação de incêndios. Outros trabalhos, com menor abrangência são citados ao final deste tópico.

#### **1.3.1 Contro (1988)**

Contro (1988) é um dos primeiros autores citados como pioneiro na análise e publicação da resposta de vigas de aço em situação de incêndio. O autor desenvolveu uma ferramenta refinada de análise numérica, em que prescreve altas temperaturas em vigas – provocadas por eventos de incêndio – e suas respectivas mudanças mecânicas (chamadas de depreciações das propriedades do material) são circunscritas e implementadas em uma rotina computacional adequada. Seu modelo elasto-plástico analisou elementos tipo viga “*beam element*”, em um método iterativo cujos resultados foram comparados com resultados de experimentos em escala real. Em seu trabalho, Contro afirma a dificuldade de se estabelecer uma relação simples entre as propriedades mecânicas da peça com a temperatura, que conseguisse refletir a deterioração do material devido ao aumento da carga térmica. Assim, uma forma possível e viável de realizar essa operação seria considerar o estado uniaxial de tensão do corpo, com adequada linearização dos

diagramas recomendados pelas normas (referindo-se à depreciação do módulo de Young e da tensão de escoamento do material).

Portanto, seu modelo realiza análise bidimensional do estado de tensão uniaxial pela indução da plastificação da peça estrutural através da variação de temperatura – respeitando-se as leis constitutivas do material. O modelo, portanto, realizou uma interpolação dupla – tanto na seção transversal quanto no comprimento da peça – possibilitando avaliar a influência da temperatura em diferentes regiões. Os efeitos de fluência são negligenciados em seu modelo - por recomendações de autores anteriores a ele – pelo menos para condições usuais de aquecimentos causados por incêndios, ao passo que os parâmetros físicos mais relevantes são considerados. Esses parâmetros (mecânicos e térmicos) são mencionados e discutidos no capítulo 3 deste trabalho.

Seu código computacional, por tratar um comportamento elástico e plástico, considerou o endurecimento (“*hardening*”) do material por meio da atualização da matriz de rigidez (simétrica) do sistema para cada acréscimo de carga, procedimento esse muito visto em análises desse tipo.

O código computacional desenvolvido por Contro se assemelha muito à códigos implementados atualmente – tanto por profissionais individuais, quanto por softwares especializados de empresas de análise computacional - baseados no método dos elementos finitos.

Em sua análise, o autor verificou perfis I metálicos da série HE, com imposição de cargas constantes, e aplicação de funções lineares de temperatura em 3 nós (mesa superior, mesa inferior e alma). As deformações e temperaturas das vigas foram determinadas e comparadas com testes experimentais de feitos por Thor, J. (1973), obtendo resultados adequados. Seu trabalho possibilitou que mais pesquisa fosse desenvolvida a respeito do tema.

### 1.3.2 Bailey (1995)

Bailey (1995), é o autor mais citado dos trabalhos relacionado ao estudo da flambagem lateral por flexo-torção (FLT) em vigas metálicas sujeitas à incêndio. Seu trabalho publicado no Reino Unido em 1995 estudou a influência de proporções e tipos de cargas em vigas metálicas sem travamento lateral e aquecidas uniformemente. Ele também avaliou diferentes proporções de comprimento e seção transversal, e constatou que, para todos os casos estudados, houve falha por FLT das vigas. Seu trabalho indicou a necessidade da reavaliação da Norma Inglesa e do então Eurocode.

Bailey introduz certas questões na avaliação de vigas metálicas sujeitas à altas temperaturas, como a dificuldade e complexidade da realização de testes experimentais, e simplificações na abordagem de cálculo recomendadas pelas normas da época. O autor, neste trabalho, enfatiza o caráter limitador das equações de verificação das temperaturas críticas em peças estruturais – descritas como formas simplificadas de verificação – por não considerarem o caráter não linear das curvas de tensão e deformação do aço quando exposto à altas temperaturas. Bailey utiliza, portanto, de modelos computacionais que investigam a temperatura crítica (ou temperatura de falha) de vigas sem travamento lateral e seus resultados são comparados com as recomendações normativas da época.

Seu código computacional foi caracterizado pela alta complexidade de parâmetros que puderam sem incorporados na análise, destacando-se a análise tridimensional de vigas, incluindo comportamento de empenamento em condições de incêndio. O programa utilizou elementos tipo barra com dois nós, tendo oito graus de liberdade no eixo local. Sua formulação manteve termos de ordem elevadas, resultando em um preciso tratamento da não linearidade geométrica do problema, possibilitando considerável variação da seção transversal das vigas. No desenvolvimento do programa, foi permitido inserir tensões por flexão e cisalhamento, assim como aplicação de carga em qualquer altura da seção transversal, e imposição de imperfeições geométricas (adição de curvatura inicial, recomendada pela então norma Inglesa), possibilitando, com precisão, analisar problemas de grandes deformações, e prevendo efeitos da FLT. Por último, seu código permitiu incluir elementos como lajes e apoios semirrígidos, e avaliação do processo reverso de resfriamento da peça (após extinção do incêndio). Seu código foi formulado para retratar

mais adequadamente a resposta de estrutural e de possíveis reparações após os efeitos do incêndio.

O autor validou o algoritmo, em primeira instância, pelo carregamento de vigas à temperatura ambiente, variando a esbeltez de 152,7 a 288,5, incluindo o posicionamento diverso das cargas e considerou cargas de desestabilização da viga (cargas pontuais inseridas no topo do perfil metálico), com o modelo teórico (clássico), resultando em 0.92% de erro máximo. Posteriormente, obteve resultados satisfatórios com experimentos realizados em laboratório (à temperatura ambiente), onde foram ensaiadas quatro vigas bi apoiadas, variando a esbeltez entre 68.1 e 170.3, com carga concentrada no meio do vão, em que foi medido erro máximo de 10% entre seu código e o experimento. Bailey justificou essa diferença por seu modelo não considerar tensões residuais.

Uma vez que o modelo havia sido validado, Bailey avaliou vigas em situação de incêndio. Isso foi feito em duas etapas: aplicou-se aquecimento uniforme, seguido de aplicação de carga até o critério de falha - adotado como deformação máxima no centro do vão  $L_b/20$ . Foram analisados três tipos de configurações de carga: carga concentrada aplicada na mesa comprimida, carga aplicada no centro de cisalhamento e carga aplicada na mesa tracionada; em vigas completamente travadas lateralmente e sem travamento nenhum. Foram inseridas imperfeições iniciais nas vigas ( $0,003L_b$ ), e condições de apoio que prevenissem a rotação da viga em seu eixo axial, mas que possibilitassem a torção e o empenamento da seção transversal. Foram analisadas seis vigas para cada caso, variando suas proporções de carga ( $M_R/M_S$ ) começando por 0.1 a 1. As vigas foram modeladas com 6 elementos, exceto para a condição de carga distribuída, onde oito elementos foram utilizados. Suas conclusões indicaram que as temperaturas críticas das vigas simuladas foram muito maiores do que os valores calculados pelas normas.

### **1.3.3 Elghazouli (2000)**

A partir de 2000, no Reino Unido, Elghazouli (2000), desenvolveu trabalhos com base no ensaio experimental que ocorreu em Cardington, no Reino Unido, em 1995, onde um edifício de estrutura mista de 8 pavimentos teve seu desempenho avaliado para diferentes

tipos de incêndio (em locais específicos da edificação), com ajuda de fornos e sacos de areia que simularam carga de escritório.

Em sua publicação, Elghazouli investiga a resposta conjunta das peças estruturais durante a elevação das temperaturas, por meio de um software de análise estrutural que considera ambas as imperfeições geométricas e de material, incluindo um modelo constitutivo dependente da temperatura para o concreto e para o aço. Seu estudo avaliou regiões específicas do ensaio de Cardington (vigas apoiadas em pilares com uma laje maciça de concreto no topo da mesa superior) no qual foram observadas grandes deformações com evolução da temperatura.

O modelo computacional de Elghazouli incorporou elementos cúbicos com comportamento elástico-plástico (com seis graus de liberdade e dois pontos de integração de Gauss), permitindo a inserção de elevadas temperaturas e possibilitando a análise da plastificação envolta da seção transversal e ao longo do comprimento. Esse modelo, por considerar a interação entre as vigas metálicas e laje de concreto armado, teve comportamento cinemático bi linear, empregando estágio estacionário de tensões e deformações, onde se considerou a depreciação do módulo de Young, tensão de escoamento e endurecimento (“*strain-hardening*”) e tensão última (para o caso do concreto somente). Para cada material, as propriedades sofreram reduções com base nas curvas de relação bi lineares (recomendadas das normas – que são apresentadas no capítulo 3 deste trabalho). Seu modelo também possibilitou o estudo do aquecimento e resfriamento das regiões do edifício.

As lajes de concreto tinham vãos de 9 metros, e espessura de 130 mm, armadas em uma direção, e conectadas as vigas por conectores de cisalhamento (em que se assumiu completa interação). As lajes foram discretizadas como grelhas compostas por elementos cúbicos tipo viga-colunas com comportamento elástico-plástico (“*cubic elasto-plastic beam-column*”) pelo software ADAPTIC. A temperatura foi inserida linearmente na grela, conforme o experimento, atingindo 700°C na parte inferior da laje, enquanto que o topo da laje atingiu uma temperatura de 150°C, em 160 minutos de exposição ao incêndio.

Já as vigas metálicas, travadas lateralmente pela laje, foram discretizadas por elementos tipo viga e conectadas a outras vigas e pilares por ligação rotulada (“*pin connection*”),

permitindo certa rotação da peça. As cargas térmicas foram inseridas através do centro geométrico (medida adota pelo tipo de elemento selecionado), e avaliadas por integração ao longo da seção transversal e ao longo do comprimento. A temperatura máxima atingida nas vigas metálicas foi de 900° C a 160 minutos de exposição. A máxima deformação vertical da viga, medida a partir do centro geométrica, foi de 230 mm. As temperaturas computadas na seção transversal foram pouco diferentes entre as mesas do perfil, sendo que a mesa inferior atingiu temperatura pouco elevada comparada a mesa superior.

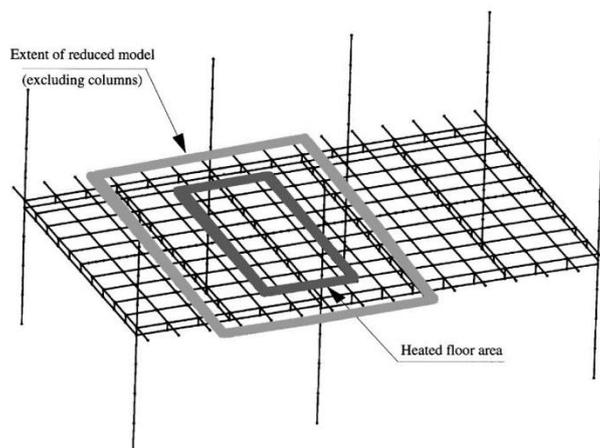


Figura 1.1- Idealização do modelo proposto por Elghazouli do experimento de Cardington (Elghazouli, 2000).

Em seu modelo, foi possível analisar a resposta da estrutura durante a fase de aquecimento e resfriamento - tópico esse melhor explorado por Gillie (2001) – em que ocorre a reconstituição parcial das deformações das lajes e das vigas. Outro ponto ressaltado em seu trabalho foi a quantificação dos efeitos de cargas axiais que surgem durante o incêndio devido ao aquecimento e dilatação das vigas – atingindo 1450 kN a 50 minutos de exposição. Como os pilares e outras vigas restringem a expansão térmica do aço, reações normais ao eixo da viga surgem, intensificando as cargas atuantes, e reduzindo o estado limite último da peça devido à combinação da flexo-compressão, somadas a depreciação das propriedades mecânicas do aço. O autor concluiu que a restrição da expansão térmica das vigas causa flambagem prematura das vigas e aumento rápido das deformações dos sistemas de piso (fenômeno classificado como flambagem térmica pelo autor).

Os resultados obtidos e comparados com o experimento tiveram adequada aceitação e validaram seu modelo numérico, permitindo avaliar vários parâmetros geométricos no impacto do desempenho de estruturas metálicas sujeitas à incêndios. Seu trabalho é

constantemente citado por outros autores na calibração de modelos numéricos, sendo um marco na análise de estruturas mistas sujeitas à incêndios.

#### **1.3.4 Vila Real (2000 e 2002).**

A partir de 2000 em Portugal, Paulo M. M. Vila Real (2000) iniciou uma série de estudos que se tornaram publicações nos anos seguintes relacionados ao tema de flambagem por torção lateral em vigas I de aço em situação de incêndio. Seu trabalho publicado em Copenhagen fez análises em vigas sem travamento lateral em situação de incêndio, estudando unicamente a flambagem por flexo-torção, potencializando pelos efeitos causados pelo incêndio padrão, e comparou seus resultados com o EUROCODE 3. O modelo proposto pelo autor foi validado a temperatura ambiente – em um relatório interno realizado na Universidade de Liège (na Bélgica) – de acordo com as recomendações do então Eurocode 3 e da ISO 834. Assim, o mesmo modelo foi utilizado na análise de vigas sujeitas à incêndios, questionamento esse abordado em seu trabalho (onde são alterados, somente, as propriedades do material para serem dependentes da temperatura – procedimento recomendado pela norma Europeia) – uma vez que a relação da tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas não se mantem perfeitamente elástico-plástico, ou dos efeitos da tensão térmica desenvolvidos à altas temperaturas (ponto essa também mencionado por Contro em 1988).

O modelo de Vila Real, neste estudo, contou com os seguintes recursos: elemento prismático tridimensional tipo viga (“*three-dimensional prismatic beam element*”); elemento com descrição co-rotacional (liberdade para rotacionar na região do apoios – rotulada); nós com três direções de deslocamentos ( $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ ); dois nós de apoio, suportando sete graus de liberdade (três translações, três rotações com amplitude para empenamento), e um nó no meio do vão, com um grau de liberdade; havendo possibilidade de inserção de tensões residuais e atualização da matriz de rigidez para cada passo de convergência (por meio do método de Newton-Raphson). Já as hipóteses adotadas para a representação do modelo físico foram: Para flexão pura, a seção transversal permanece plana e perpendicular ao eixo longitudinal da viga (hipótese de Bernoulli, que negligencia as energias cisalhantes na viga); Apenas vigas compactas e semi-compactas foram analisadas, não verificando os efeitos da FLT; As deformações

são muito pequenas (hipótese de Kármán), assim como os ângulos e deformação; Os pontos de integração numéricas foram feitos com base no método de Gauss, e; as tensões, e deformações são uniformes nas fibras, pois foram adotados elementos triangulares e quadriláteros. As deformações plásticas são assumidas de forma a não serem afetadas pela mudança na temperatura.

Vigas simplesmente apoiadas submetidas a momentos uniformes (não podendo fletir lateralmente, ou rotacionar nas regiões dos apoios) foram estudadas utilizando o software SAFIR e seus resultados foram comparados com o Eurocode 3 (Parte 1-2). O autor concluiu que a variação diferente de depreciação entre o módulo de Young e a tensão de escoamento (somado ao comportamento curvilíneo da curva de tensão-deformação do aço a altas temperaturas) produziram modificações nas curvas de flambagem lateral por torção das vigas metálicas. Concluiu que a então norma europeia, para vigas semi-compactas, teve comportamento não seguro para os casos avaliados, e propôs, por fim, uma alteração no coeficiente de redução de flambagem da norma e pequena alteração na formulação de momento resistente de FLT, incluindo o tipo de aço na formulação.

Em 2002 Vila Real publicou outro trabalho com experimentação e simulação numérica, onde sugeriu a inserção de um escalar  $\beta$  (fator de severidade) na calibração das equações de FLT de vigas para assegurar uma margem apropriada de segurança. Seu modelo numérico, validado em sua última publicação, contou com os mesmos recursos apresentados anteriormente, em que como condições iniciais, as vigas foram modeladas com imperfeição geométrica de  $L/1000$  e tensão residual de 30% da tensão de escoamento ( $0.3 \times 235$  MPa) – o autor enfatiza que é pouco provável a ocorrência de ambas em um ensaio ou em uma aplicação real, mas inseriu os dois em seu modelo. Essas duas variáveis foram medidas nos perfis disponíveis para a execução do experimento, assim como o módulo de Young e a tensão de escoamento do aço.

Seu experimento em laboratório consistiu na aplicação de carga térmica por meio de eletrodos conectados a cerâmicas (aquecidos por 70 kVA) em volta dos perfis da série IPE100, cujo comprimento variou entre 0.5 m e 6.5 m – em que foram uniformemente aquecidos nas temperaturas de 200 °C, 300 °C, 400 °C, 500 °C e 600 °C. Uma vez que os perfis foram aquecidos, foram aplicadas cargas concentradas (por macacos

hidráulicos) na ponta dos perfis – ocasionando curvatura contrária a usualmente observada (figura 1.2).

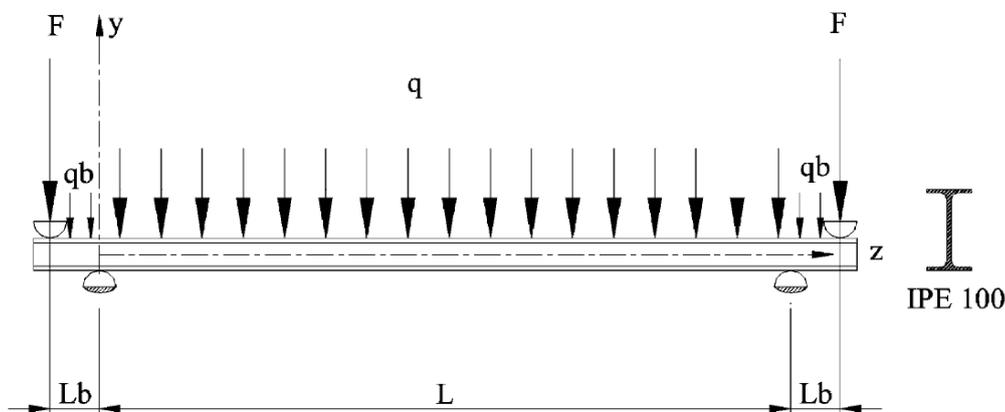


Figura 1.2 - Esquemática do ensaio feito por Vila Real (2003).

Onde  $q$  é o peso próprio por metro de viga;  $q_b$  é a carga por metro de cerâmica e isolante térmico; e  $F$  é a reação de carga do macaco hidráulico.

Foram medidos os deslocamentos verticais e horizontais da seção transversal da peça (no meio do vão), que serviram de parâmetros para critério de parada do ensaio – sendo o acréscimo mínimo de carga para contínua deflexão chamada de carga crítica da viga (citado como “*runaway deflection*”) o critério adotado. Foram avaliadas um total de 120 vigas para o experimento.

O modelo numérico, em adição, utilizou elemento tridimensional tipo viga, com 15 graus de liberdade e 3 nós para a simulação do comportamento da FLT em comparação ao ensaio experimental. Para a descrição das cargas térmicas, foram usados elementos bidimensionais planos lineares (“*bi-dimensional plane linear elements*”) na seção transversal, enquanto que a função de empenamento e a rigidez à torção foram determinadas para cada patamar de temperatura (para cada  $T_i$ , sendo  $i$  o tempo decorrido de experimento).

Seu trabalho contribuiu para a calibração do Eurocode em versões posteriores. Seu experimento é um marco no desenvolvimento do tema da FLT de vigas metálicas sujeitas à incêndios, por permitir a calibração e validação de modelos numéricos. Novas

publicações sobre sua formulação foram feitas em 2003, 2004, 2007 e 2013 o que contribuíram para a atualização do EUROCODE.

### 1.3.5 Yin (2003)

Em 2003, todavia, Yin (2003) publicou um dos primeiros estudos ressaltando a importância dos impactos das temperaturas não-uniformes na capacidade resistente a flexo-torção lateral de vigas de aço I em situação de incêndio. O autor propôs uma análise paramétrica realizada pelo software ABAQUS, que investigou os principais parâmetros geométricos que impactam o momento resistente de vigas metálicas sujeitas a temperaturas não-uniformes, quando comparadas à norma inglesa (BS5950) e ao então Eurocode (ENV 1993-1-2).

Ele verificou diferentes proporções de solicitações, esbeltez, combinações de carga e condições de apoio na resposta das vigas ao gradiente térmico.

Em seu modelo numérico, o autor selecionou elementos tipo casca (“*S4R shell element*”) – sendo o primeiro autor a não utilizar elementos tipo viga (“*beam element*”) em sua análise – possibilitando que a carga fosse aplicada em qualquer local da seção transversal da viga I. As condições de apoio retrataram vigas simplesmente apoiadas, em que os nós dos apoios foram idealizados como rótulas, permitindo a expansão livre no eixo axial da viga, e rotação no apoio. Foram avaliadas duas condições de restrição da alma – a primeira em que parte da alma estava travada lateralmente (permitindo seu empenamento), e a segunda em que toda a alma da viga foi restrita lateralmente (impedindo seu empenamento).

A análise termomecânica se deu em três etapas: a primeira etapa consiste na análise dos módulos de flambagem por autovalores (“*eigenvalue buckling analysis*”) - em que foram determinados os modos de imperfeição iniciais para serem inseridas no modelo como condições de contorno iniciais (imperfeições geométricas com base no modo crítico de flambagem). Os valores coletados se aproximaram das recomendações normativas, sendo adotados valores de  $L/1000$  por praticidade. A segunda e terceira etapas são feitas simultaneamente (no modo de “*Explicit analysis*” do ABAQUS) onde as temperaturas e

as cargas são aplicadas em conjunto. Durante essa análise, o resultado da análise pode não convergir pela instabilidade da simulação. Para isso, o autor realizou uma análise pseudo-dinâmica (com dissipação de energia de  $1E-10$  – fração de energia de dissipação com base no método de tentativa e erro, até que o erro fosse tão pequeno que os efeitos das forças de inércia fossem negligenciados). O critério de parada adotado foi aquele em que as temperaturas críticas são determinadas para pequena aplicação de carga com grande aumento de deformações (“*runaway deflection method*”), ou até que a deflexão da viga excedesse  $L/20$ .

É importante ressaltar que Yin não validou seus resultados com experimentos realizados, utilizando um modelo independentemente numérico, e seus resultados foram comparados com os estudos feitos por Bailey em seu código computacional, com erro máximo de 5%. Yin não utilizou os ensaios feitos por Vila Real por considerar um número limitado de ensaios cujos parâmetros não foram suficientemente detalhados para validações numéricas (página 1017, *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 59, p. 1009-1033).

O autor utilizou perfis da série inglesa UB, com comprimentos de 3 ou 8 metros (elbeltez de 70 ou 300), sendo vigas bi apoiadas, com três tipos de carregamento (três cargas pontuais a cada quarto de vão da viga, carga distribuída ao longo do comprimento e momento concentrado nos nós dos apoios). Foi realizado um estudo de sensibilidade da malha, onde se determinou uma quantidade suficiente de elementos que tornaram o algoritmo computacionalmente eficiente sem prejudicar os resultados. Por isso, foram discretizados 4 elementos nas mesas, e 8 elementos nas almas, com proporção de 3:5 entre eles, respectivamente, e um total de  $L \times 10$  elementos no comprimento das vigas.

Duas proporções de cargas foram avaliadas (0.4M e 0.8M). Já para a distribuição de temperatura, foram avaliados duas situações para quatro perfis, onde uma distribuição uniforme é aplicada em um perfil, enquanto temperatura não uniforme foi aplicado para os outros três perfis (considerando apenas três lados expostos da vigas, sendo o quarto lado isolado pela laje de concreto), nas proporções indicadas na figura 1.3. Foram avaliadas vigas com travamento lateral e sem travamento lateral.

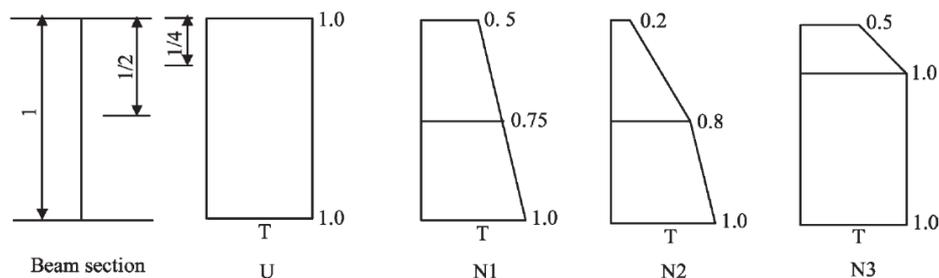


Figura 1.3 - Proporções de temperatura utilizadas por Yin em seu estudo (Yin, 2003).

Seus resultados indicaram diferença de 20% entre a capacidade das vigas uniformemente aquecidas e não uniformemente aquecidas, sendo a resistência dessas últimas maiores do que aquelas para vigas com travamento lateral. Com as mesmas proporções de cargas e temperaturas, as vigas sem travamento lateral apresentaram comportamento semelhante, porém para a FLT, a temperatura da mesa superior representou maior participação na resistência da viga. O autor explica que devido ao gradiente térmico, há depreciação desigual da seção transversal, em que o módulo de Young da mesa superior é maior que o módulo da mesa inferior, ambos apresentando comportamento mecânico curvilíneo depois de uma determinada temperatura e proporção de solicitação.

Yin concluiu que nenhuma das normas avaliadas retratam o comportamento adequado dos efeitos da não uniformidade térmica determinadas através do ABAQUS, em que as normas previram temperaturas críticas muito menores em relação ao modelo numérico. Concluiu também que a diferença térmica entre as mesas da viga I eram determinantes para a temperatura crítica de falha das vigas I por flambagem por flexo-torção lateral em situação de incêndio. Por fim, Yin recomenda uma modificação no Eurocode em que se separam os módulos de Young das mesas nas equações do momento resistente para o estado limite último de FLT para distribuição não uniforme de temperaturas em seções I – apresentando menores diferenças entre os resultados da análise numérica e sua sugestão, em comparação com a diferença entre a norma e as simulações. Contudo, sua sugestão de modificação das equações do Eurocode apresentou diferenças de até 100°C na temperatura crítica em relação as simulações na ABAQUS.

### 1.3.6 Takagi (2007)

Em 2007, o autor Takagi (2007) da Universidade de Stanford realizou um estudo comparativo entre a Norma Americana (AISC 2005) e o Eurocode (ENV 19931-2) sobre a capacidade resistente de vigas, colunas e vigas-colunas, sem travamento lateral de geometria tipo I, sujeitas a temperaturas variando entre 20°C e 800°C. O autor observou que os resultados do Eurocode tinham erro variando entre 10% e 20%, enquanto o AISC de 2005 apresentou resultados até duas vezes superiores aos simulados (conservador). O autor realizou 400 simulações pelo software ABAQUS, e sugeriu novas formulações para a próxima revisão do AISC, cujos resultados indicaram precisão dentro do intervalo de 20% a 30% dos limites simulados.

Seu modelo numérico foi idealizado em 3D, com três elementos casca onde se pode retratar escoamento inelástico, flambagem local e global (tema essa comentado no capítulo 4 desta dissertação), e efeitos não uniformes da torção, com condições de carregamento e de suporte idealizadas. As colunas foram avaliadas em termos de carga axial crítica, enquanto as vigas foram avaliadas em termos de momento crítico. O procedimento adotado por Takagi, seguiu as recomendações de procedimento de avaliação de estruturas em situação de incêndio, em que os três estágios de análise são tratadas de forma independente: caracterização e evolução do incêndio; determinação da elevação de temperatura dos elementos estruturais por meio das equações de transferência de calor; verificação dos perfis quanto a solicitação e a altas temperaturas (onde se prevê a expansão e a depreciação dos materiais).

De acordo com Takagi, conceitualmente, há duas abordagens de análise termomecânica: Uma em que as temperaturas são aumentadas enquanto a carga é mantida constante (chamada de “*temperature approach*”); e outra em que as temperaturas são mantidas constantes com aumento das cargas (chamada de “*load approach*”). Em seu estudo, o autor conclui que os resultados numéricos dos dois procedimentos são muito similares e que, portanto, qualquer um desses métodos poderia ser usado para análises desse tipo. Logo, o método de análise numérica implementado em seu trabalho é baseado no “*Load Approach*”. Assim ele assumiu que as temperaturas atingidas pelo aço são condições iniciais do problema, e a avaliação dos perfis é feita após o impacto das temperaturas nas propriedades mecânicas do aço, procedimento esse também adotado pelo AISC.

Adicionalmente, assim como o Eurocode, o AISC também adota como prática assumir que as temperaturas nos elementos estruturais sendo uniformemente distribuídas ao longo do comprimento e da seção transversal do membro.

Uma informação muito importante em seu trabalho refere-se ao comportamento do aço à altas temperaturas, onde comportamento bi linear elasto-plástico do aço desaparece ao passo que o aço fica mais inelástico com o aumento da temperatura. Em contraposição a isso, as normas somente adotam coeficientes de redução para o módulo de Young e para o escoamento do aço, assim, suas formulações são baseadas pela continuação do comportamento bi linear do aço - preservadas em altas temperaturas. Isso, todavia, resulta em valores conservadores para altas temperaturas por não assumirem a não linearidade da curva de tensão-deformação do aço, procedimento esse possível em softwares de análise por método de elementos finitos (Takagi, 2007). Esse mesmo fato foi observado por Contro (1988), Bailey (1995) e Yin (2003), referidos como “comportamento curvilíneo do aço”.

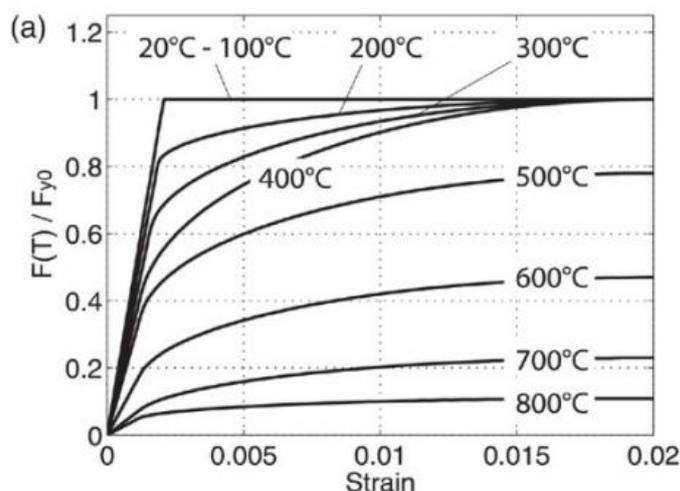


Figura 1.4 - Comportamento bi linear do aço, retirado de Takagi (2007).

Assim, Takagi desenvolveu um modelo baseado no método dos elementos finitos pelo software ABAQUS, que previu tal comportamento das peças de aço quando expostas a altas temperaturas. Seu modelo foi baseado no “*load approach*”, em que as cargas críticas foram determinadas pelo incremento de carga no modelo com temperaturas prescritas. Seu algoritmo foi adequado na análise não linear do material, incluindo flexão global, e flambagem por flexo-torção lateral, com flambagem local das almas e mesas dos perfis.

Seu modelo numérico não foi validado com qualquer experimento realizado em laboratório, e apresentou os seguintes recursos: Comprimento dos perfis foi dividido em 32 elementos, as mesas e almas divididas em 8 elementos; cada elemento tinha 8 nós, e 4 pontos de integração pelo método de Gauss pelo plano da casca, enquanto que pela espessura da casca foi utilizada 3 pontos de integração pelo método de Simpson; as curvas de tensão-deformação do aço foram retiradas do Eurocode 3; as temperaturas foram distribuídas uniformemente pela seção transversal e pelo comprimento da peça; restrições cinemáticas das mesas e almas prescreveram comportamento “planar” impedindo que esses elementos nas regiões dos apoios empenassem; foram idealizadas condições de apoio rotuladas móvel (em um apoio) e fixa (em outro apoio), permitindo expansão livre da peça em seu eixo axial, e permitindo rotação no eixo de maior inércia da peça; uma par de cargas concentradas foi inserido no centro das mesas para induzir momento em seu eixo de maior inércia (sendo imparcial no caráter de desestabilização da peça); imperfeição geométrica foi inserida de forma a causar curvatura no eixo axial da viga da ordem de  $L/1000$ ; e tensão residual foi adicionada na magnitude de 69 MPa (máxima na seção). Essas informações, entre outras que serão observadas no decorrer deste trabalho, são relevantes para a composição do modelo numérico desenvolvido pelo autor desta dissertação.

Em seu estudo, ele observou que as tensões residuais causaram pouco impacto na redução dos momentos críticos das vigas durante incêndio, cujo maior valor computado foi de 15% de redução. Ele também observou que, depois de se avaliar as influencias dos fatores de esbeltes, temperatura do aço, tensão de escoamento, tensões residuais e propriedades geométricas na capacidade dos membros estruturais, o Eurocode estava mais adequado que o AISC (2005), e propôs novas formulações (que foram incorporados na nova versão de 2010). Ele concluiu que a antiga versão do AISC apresentou diferenças de até 60% maiores que os valores simulados para colunas, e de 80% a 100% para vigas e vigas-colunas, superestimando suas capacidades para altas temperaturas (enquanto que a maior diferença da norma europeia, para os casos simulados, estava na margem de 20% de erro). Assim, suas propostas de formulações estavam dentro da margem de 20% a 30% de erro em relação a suas simulações.

Por fim, a nova revisão do AISC 2010 incorporou novas formulações analíticas sobre o tema, e também permitiu que análises numéricas pudessem ser adotadas para verificação

de perfis em situação de incêndio (*Specification for Structure steel Buildings*, ANSI/AISC 360-10, page 16.1-492, item 4.2.4.3b).

### 1.3.7 Zhang (2013)

Em 2013, Zhang (2013) do *National Institute of Standards and Technology* (NIST), nos EUA, publicou seu trabalho sobre a flambagem lateral por flexo-torção de vigas de aço I sujeitas a incêndios localizados. Ele simulou o comportamento de vigas metálicas destravadas expostas a diferentes locais de incêndio localizado, através do software ANSYS e analisou seus resultados com a ISO834. O foco do incêndio localizado variou entre 0.5 m e 2 m (na direção x e y) referente ao posicionamento das vigas. Foram avaliados mais de 80 casos diferentes, comparando uma distribuição uniforme de temperatura (conforme recomendações normativas, tanto na seção transversal quanto ao longo do comprimento das vigas), com os resultados da análise térmica elaborada pelo autor. Com exceção de Yin (2003), que avaliou a variação de temperatura entre as mesas do perfil (em uma distribuição arbitrária), Zhang é o primeiro autor a avaliar distribuições de temperatura altamente não uniformes, e seus respectivos impactos no momento resistentes de vigas sem travamento lateral no estudo da FLT.

Seu modelo numérico foi validado em outro trabalho feito pelo mesmo autor (Zhang C, Li GQ, Usmani A. *Simulating the behavior of restrained steel beams to flame impinged localized fires. Journal of Construction Steel Research. 2013; Vol 83:p.156–65*), onde ele utilizou o software ANSYS, com a implementação de elementos 3D tipo cascas (SHELL181), com 4 nós, 6 graus de liberdade para cada nó, compatível para análises lineares, com grandes rotações e/ou com grandes deformações para análises de não linearidades.

O autor avaliou o impacto das distribuições de temperaturas não uniformes na capacidade resiste a FLT de vigas sem travamento lateral, e também suas temperaturas críticas foram comparadas com a ISO834. O autor observou que a distribuição de temperatura, tanto na área de seção transversal quanto ao longo do comprimento da peça, é altamente não uniforme, e que a localização da temperatura máxima atingida varia ao longo do tempo (Zhang – *Journal of Construction Steel Research*, page 334).

Por fim, ele declara que a máxima temperatura atingida pela peça encontra-se na alma da viga, e que a temperatura crítica de falha por flexo-torção lateral de vigas I em situação de incêndio é menor do que a prescrita pela norma ISO834 – para várias aplicações – tornando a norma conservadora. Foi constatado, também, que a temperatura crítica para a FLT foi maior nos casos abordados quando comparados a distribuições de temperaturas uniformes. Outro ponto abordado é referente à localização do incêndio, que impacta severamente o efeito da FLT em vigas de seção I.

A partir de 2014, o autor desta dissertação não encontrou mais publicações acadêmicas internacionais relevantes ao fenômeno da FLT de vigas I metálicas sem travamento lateral, sujeitas à altas temperaturas.

### **1.3.8 Outros trabalhos referentes ao assunto**

Em 2005, um trabalho publicado por Landesmann (2005) avaliou a resposta global de estruturas metálicas sujeitas à incêndio padrão. Em seu trabalho, o autor destacou a relevância da resposta não-linear da estrutura e de processos iterativos para sua análise. Seu modelo 2D identificou parâmetros importantes e desenvolveu uma solução aproximada por polinômios em um processo de interação para prever as deformações inelásticas de estruturas planas em situação de incêndio com distribuição não uniforme de temperatura. Porém, seu estudo não se aprofundou na instabilidade de vigas devido ao gradiente de temperatura nas mesas, apesar dos autores identificarem a relevância das diferenças de temperatura na seção transversal das vigas I em situação de incêndio.

Em 2005, Mesquita (2005) realizou 15 ensaios de flexão com carga concentrada em vigas de aço tipo I (destravadas) elevadas a altas temperaturas. As vigas foram gradualmente e uniformemente aquecidas com eletrodos ao longo de seus comprimentos. Os autores validaram suas amostras com modelação numérica utilizando o software ANSYS. As vigas foram ensaiadas até atingirem a temperatura crítica ou até atingirem uma deformação padrão. Foi observado, novamente, a diferença entre os ensaios e modelos numéricos em contraposição ao EUROCODE. Seus modelos, também, assumiram temperaturas uniformes no perfil metálico (este trabalho foi feito em conjunto com Vila Real, seguindo as mesmas considerações de seus trabalhos).

Em 2007, Dharma (2007) realizou 9 ensaios em vigas de aço tipo I aquecidas por eletrodos e, depois de atingirem temperaturas entre 400° C e 600° C, aplicou-se uma carga concentrada no meio do vão das peças. O autor verificou quais parâmetros - temperatura, esbeltez dos flanges, esbeltez da alma, e comprimento efetivo - seriam mais críticos na determinação da capacidade de rotação das vigas metálicas, tanto para flexão por torção lateral, quanto para flambagem local da alma. E dois fatores de imperfeição foram adotados: área de seção transversal e distância longitudinal do ponto de aplicação da carga. Em seu trabalho, é relevante destacar que a temperatura foi a variável mais impactante na determinação da capacidade resistente a FLT das vigas metálicas. Sua publicação não considerou aquecimento desigual da seção transversal dos perfis.

Observa-se em âmbito internacional que as contribuições nessa área pelos autores citados trouxeram reformulações tanto no EUROCODE 3 quanto no AISC 360/10 para a determinação da capacidade resistente de perfis I de aço em situação de incêndio.

No Brasil, alguns trabalhos foram elaborados na calibração das equações de momento crítico (iniciados por Silva, 1997), enquanto na Universidade de Brasília (UnB), no programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção (PECC), os autores Nunes (2005), Campêlo (2008) e Rodrigues (2013), formularam equações de momento crítico para a avaliação de vigas submetidas à instabilidade sujeitas incêndios. Esses trabalhos, que compõem a linha de pesquisa dessa dissertação são indicados abaixo:

- NUNES (2005): “Uma abordagem numérica e analítica para a determinação da temperatura e do momento fletor crítico em vigas de aço em situação de incêndio”. Tese de doutorado: Foi o primeiro trabalho a observar a necessidade de revalidação do modelo simplificado da NBR 14432, que toma como base o Eurocode 3, propondo uma solução analítica fechada para o problema de instabilidade de vigas metálicas I submetidas a flexão pura em situação de incêndio, para vigas sob momento constante. Sua formulação considerou o aquecimento desigual da seção transversal das peças;
- Campêlo (2008): “Estudo numérico e analítico para a determinação em situação de incêndio natural da carga crítica de vigas de aço com carga concentrada”. Tese de dissertação: Seu estudo propôs uma formulação analítica para a determinação da carga crítica devido à instabilidade de vigas I em situação de incêndio com

flexo-torção lateral, quando a viga está submetida a uma carga concentrada no meio do vão, e aquecimento desigual na seção da peça;

- Rodrigues (2013): “Determinação numérica e analítica da carga crítica uniformemente distribuída de vigas de aço em situação de incêndio natural”. Tese de dissertação: Desenvolveu-se uma solução analítica pelo método da energia para a determinação da carga crítica em vigas I submetidas a incêndio natural, com carga uniformemente distribuída, onde o aquecimento desigual da seção da peça é considerado;

Esses trabalhos são citados, pois, fazem parte dos objetivos desta dissertação, tópico esse apresentado a seguir.

#### **1.4 OBJETIVOS DESSE TRABALHO**

Com base nestes trabalhos, desenvolvidos no âmbito do PECC e do Estado da Arte, o presente trabalho se propõe a continuar da linha de pesquisa de análise de vigas de aço I em situação de incêndio, com os seguintes objetivos:

1. Validação da formulação de Nunes (2005) do momento crítico em vigas sujeitas a momento constante;
2. Validação da formulação de Campêlo (2008) do momento crítico em vigas sujeitas a carga concentrada;
3. Validação da formulação de Rodrigues (2013) do momento crítico em vigas sujeitas a carga distribuída;
4. Comparação entre as formulações dos autores citados com as Normas atuais (NBR 8800:2008, NBR 14323:2013, Eurocode ENV 1993 1-2 e ANSI/AISC 360/10).

Essas formulações analíticas propostas pelas pesquisas analítico-numéricas do PECC serão comparadas para o fenômeno de instabilidade lateral por flexo-torção sujeitas a incêndio, por meio de simulações numéricas feitas com o auxílio do software ABAQUS.

#### **1.5 ORGANIZAÇÃO DOS CAPÍTULOS**

O presente trabalho conta com nove capítulos. O primeiro capítulo descreve a importância de se estudar o tema aqui elaborado, e a necessidade de entendimento de um modelo mais

adequado de incêndio em edificações. No Estado da Arte, são apresentados os principais trabalhos publicados relacionados ao tema, e o impacto e resultado de cada referência citada. Posteriormente, são apresentados a motivação do autor em relação ao tema e objetivos do trabalho, e qual linha de pesquisa o autor se dedicou a trabalhar. Ao final do capítulo, é apresentado um breve resumo de cada capítulo.

O capítulo dois marca o início da revisão bibliográfica necessária para o desenvolvimento da pesquisa. São apresentados conceitos, definições e fundamentações teóricas, técnicas e práticas que visam sustentar as ideias centrais do tema. Nesse capítulo, é abordado a ciência do fogo, com a explicação do fenômeno de incêndio, conceitos básicos, mecanismos de transferência de calor - condução, convecção e radiação - fluxo térmico, estágios de incêndio, fatores que influenciam o incêndio e desenvolvimento de chamas, assim como propagação, combate e extinção de fogo, modelos de incêndio adotados pela literatura, segurança contra incêndio e os principais incidentes ocasionados pelo incêndio no mundo e no Brasil.

O capítulo três aborda as principais informações sobre as propriedades mecânicas dos aços estruturais sujeitos à intensas temperaturas – resistência ao escoamento, módulo de Young, massa específica, massividade – e também das propriedades térmicas do aço – condutividade térmica, alongamento e calor específico.

O capítulo quatro apresenta o fenômeno da instabilidade lateral de vigas esbeltas, foco de análise deste trabalho, indicando as principais equações utilizadas pelas normas tanto nacionais, quando internacionais para a verificação da flambagem lateral com torção.

O capítulo cinco apresenta as formulações analíticas para a determinação dos momentos críticos em vigas de aço I em situação de incêndio, em que se considera a distribuição desigual das mesas da viga, de cada autor do PECC. A formulação é apresentada com base no método da energia determinadas por Nunes (2005), Campêlo (2008) e Rodrigues (2013) em seus trabalhos.

O capítulo seis apresenta as principais características das simulações numéricas com enfoque no método dos elementos finitos. Uma breve discussão sobre o MEF é apresentada

adicionalmente à descrição do software ABAQUS, ferramenta de análise dos estudos de caso desse trabalho.

O capítulo sete apresenta a fundamentação do modelo numérico utilizado nas simulações, características e condições adotadas, assim como sua calibração utilizando um caso de aplicação real. Também são apresentados os dados de entrada, condições iniciais, características geométricas, mecânicas e térmicas, dos exemplos a serem analisados, e seus resultados são indicados e comparados com as normas.

O capítulo oito faz um comparativo com os resultados obtidos pela formulação analítica, valores das normas e das simulações no ABAQUS. As principais diferenças são indicadas e discutidas.

Finalmente, as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros ao tema são apresentados ao final do capítulo 9.

As referências bibliográficas utilizadas durante todo o trabalho estão indicadas ao final dessa dissertação.

## **2 O ESTUDO DO INCÊNDIO**

### **2.1 FENÔMENOS E CONCEITOS BÁSICOS**

A ideia de incêndio para um residente, comerciante ou empresário pode ser um tanto abstrata por se tratar de um fenômeno de baixa probabilidade de ocorrência, e muitas vezes, difícil de prever especialmente no Brasil, onde seguros contra incêndios para imóveis não são tão habituais como nos EUA ou na Europa. O incêndio, em sua essência, é uma reação em cadeia de combustão rápida, que gera luz, calor e fumaça, se espalhando de forma imprevisível num período de tempo e espaço. Suas consequências são catastróficas e podem causar sequelas às pessoas expostas ao fenômeno ou até leva-los ao óbito. Frequentemente os danos causados por chamas são mais severos em espaços onde esse fenômeno não foi previsto anteriormente para ocorrência. Muitos materiais utilizados pela indústria, inclusive, contribuem ainda mais para a intensificação desse problema (Rodrigues, 2013).

A reação da combustão, ou queima, ocorre na presença de calor, através do consumo do material combustível, podendo ser fluido ou sólido, em adição com o material comburente, como o oxigênio, por exemplo. Essa reação química, por ser exotérmica, libera grande quantidade de energia na forma de luz e calor, pela oxidação do agente combustível. A intensidade da reação dependerá de vários fatores, sendo principalmente a quantidade e qualidade, poder calorífico, dos agentes e produtos da reação. O início da reação só é possível se o sistema atingir uma energia mínima, chamada de energia de ativação, o que pode variar com o tipo de material combustível, poder calorífico, entre outros fatores. Caso essa energia seja atingida, um processo de combustão se inicia.

O processo de queima contínua e espontânea (chamada de reação autossustentável) só se inicia quando a temperatura do sistema atinge a temperatura de auto ascensão, na qual a reação prossegue sem a necessidade de injetar mais calor ao sistema. Nesse sistema, o estado inflamável se instala, e o fim da reação ocorre somente quando o material combustível ou comburente extingue e a temperatura do sistema decai ao um nível inferior à temperatura característica necessária para a autoignição.

Adicionalmente, os gases tóxicos são produzidos pelo aquecimento acentuado dos materiais, em que as ligações moleculares dos compostos químicos são quebradas pelo calor - chamado de processo de pirólise - e consequente desprendimento da cadeia carbônica. Caso o calor aumente, mais objetos tendem a inflamar, produzindo mais calor ao sistema, até que o cômodo seja completamente consumido pelo fogo. Se o foco do incêndio não é combatido a tempo, toda a edificação pode ser comprometida e eventualmente consumida pelas chamas. Sendo que um dos principais problemas no combate de incêndios é devido à falha na prevenção e identificação do foco inicial de fogo.

Conceitualmente, o fenômeno do fogo pode ser descrito pela coexistência de quatro elementos básicos, no caso: combustível, comburente, calor e reação em cadeia, o que é chamado de tetraedro do fogo. Em que a ausência de um desses elementos interrompe o ciclo de fogo, e as chamas são extintas (CPNSP, 2005). A interpretação desse modelo é simples e seus elementos são definidos a seguir:

- Combustível: qualquer material que pode sofrer combustão, que queima, produzindo calor. Podem ser materiais em estado sólido ou fluido, que posteriormente transformam-se em gás pela reação de pirólise e se inflamam;
- Comburente: Componente ativador da queima, sendo elemento de alimentação da reação da combustão. O mais comum desses é o gás oxigênio, mas a reação pode ocorrer por adição de outros gases, como o cloro, enxofre ou flúor. Por definição, a extinção do gás comburente interrompe a reação de queima;
- Calor: É o elemento inicial da reação, dando início à reação de combustão. O calor é um tipo de energia que se transfere de um sistema para outro e também é um dos produtos da reação de queima. A transferência de calor pode ser feita por meio de três processos: condução, convecção e radiação - conceitos esses que são apresentados no tópico 2.2;
- Reação em cadeia: Esse último componente do tetraedro pode ser redundante em virtude de essência do calor. Contudo, a queima só é possível se o sistema é realimentado em um processo de geração de calor - pirólise, oxidação e inflamação, e consequentemente produção de mais calor dando início a outro ciclo. A reação em cadeia, portanto, compõe o ciclo do fogo e é componente integrante do tetraedro do fogo;

A temperatura de um incêndio, por fim, pode ser interpretada e resumida em três instantes, denominados pontos de temperatura, dados por (CPNSP, 2005):

- Ponto de Fulgor (*flashpoint*): Caracterizado pela menor temperatura atingida após o início da reação de queima, denominado combustão não sustentável por não haver calor suficiente para dar prosseguimento à reação em cadeia. Isso ocorre pois a quantidade dos gases liberados infláveis é reduzida;
- Ponto de combustão (*firepoint*): Nesse estágio, já existem gases inflamáveis suficientes para dar prosseguimento a reação de queima, mesmo sem a necessidade de uma fonte externa, chama inicial. Nesse momento, a temperatura do sistema começa a se elevar consideravelmente, permitindo que a reação autossustentável se instale;
- Ponto de autoignição (*flash-over*): Momento que não se faz necessário existir qualquer fonte de calor que não seja da própria reação em cadeia para dar prosseguimento ao processo de queima.

O conhecimento prévio do fogo e da reação de queima, portanto, torna-se essencial no entendimento do fenômeno e do desenvolvimento do incêndio. Logo, são apresentados os estágios do incêndio no próximo tópico.

## 2.2 FENÔMENOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

Essencialmente, calor é a transferência de energia em razão de uma diferença de temperatura (Tipler e Mosca, 2010). Quando energia é transferida para outro corpo na forma de calor, a temperatura deste último tende a aumentar, com exceção de mudanças de fase – por exemplo quando água congela ou evapora, proporcionalmente à massa e a variação de temperatura da amostra - conforme equação 2-1:

$$Q = \Delta E_{\text{int}} = C\Delta T = mc\Delta T \quad (2-1)$$

Onde  $\Delta E_{\text{int}}$  é a variação da energia internada do corpo;  $C$  é a capacidade térmica (definida pela a variação de energia interna necessária para aumentar em um grau a temperatura da amostra, e não representa a quantidade de calor que um corpo armazena);  $c$  é o calor

específico da amostra (definido pela capacidade térmica por unidade de massa); e  $m$  é a massa específica da amostra.

Há três tipos básicos de mecanismos de transferência de calor: transferência por condução, por convecção e por radiação. Intuitivamente, o calor, por ser uma forma de energia, segue uma trajetória simples, de uma região de maior calor para uma região de menor calor. A forma, ou meio, como o calor é transferido é o que diferencia cada processo de troca de calor. As ilustrações dos processos de transferência de calor podem ser observadas na figura 2.1.

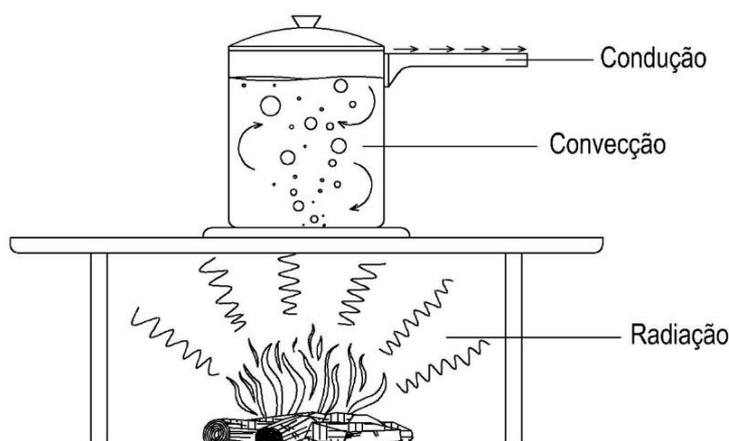


Figura 2.1 - Modelos de transferência de calor.

Durante a condução, a energia é transferida por meio da interação entre átomos ou moléculas vizinhas do material, onde eles próprios não são transportados durante o processo. Na figura 2.1, o cabo da panela funciona como material para a transferência de calor por condução. Nele, as moléculas mais energéticas próximas a fronteira da panela transferem calor por vibração ao longo do comprimento para as moléculas mais afastadas, e logo, menos energéticas. Em regime estacionário, a temperatura varia linearmente, de uma extremidade mais quente para uma mais fria, e a taxa de variação da temperatura ao longo do cabo ( $dT/dx$ ) é chamada de gradiente de temperatura. Portanto, a quantidade de calor transferida por unidade de tempo ( $dQ/dt$ ) é chamado de fluxo térmico ( $I$ ) e é proporcional a área da seção transversal do condutor (no caso, do cabo) expressa por:

$$I = \frac{dQ}{dt} = -kA \frac{dT}{dx} \quad (2-2)$$

Onde  $k$  é a variação da energia internada do corpo;  $C$  é a capacidade térmica;  $c$  é o calor específico da amostra (definido pela capacidade térmica por unidade de massa).

Já a convecção é um processo mais complexo, que envolve a própria movimentação do meio material, notavelmente percebida em fluidos. O exemplo disso são as movimentações de grandes massas de fluidos, por exemplo dos oceanos ou de massas de ar da atmosfera, e na figura 2.1 representa o líquido dentro da panela. O processo de transferência de calor, de forma simplificada, se dá pelo aquecimento do fluido e consequente redução de sua massa específica devido à expansão volumétrica. Isso faz com que essa massa aquecida, por empuxo, ascenda e o fluido menos aquecido rebaixe, ocorrendo um processo de movimentação e aquecimento do meio. A equação do fluxo de calor é proporcional à área do objeto e a diferença de temperatura entre o objeto e o fluido que o cerca, e a constante de proporcionalidade de convecção. Na prática, o processo de convecção é muito complexo, dependendo do tipo e características dos fluidos envolvidos, assim, convenções são adotadas por organizações para resolver problemas cotidianos (Tipler e Mosca, 2010). Na esfera do incêndio envolvendo estruturas metálicas, portanto, a NBR 14323 no item 8.5.1.1.3 define que o fluxo de calor por convecção seja calculado pela seguinte equação:

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_a) \quad (2-3)$$

Onde  $\varphi_c$  é o fluxo de calor por convecção;  $\theta_g$  é a temperatura dos gases;  $\theta_a$  é a temperatura do aço; e  $\alpha_c$  é coeficiente de transferência de calor, também chamado de “*surface film*” ou “*film coefficient*” em softwares de FEM, em  $W/(m^2\text{°C})$  tomado como 25 para curva de incêndio padrão, ou 35 para curva de incêndio natural.

Já a radiação é um fenômeno intrínseco da matéria. Todos os corpos emitem e absorvem radiação eletromagnética. Quando um corpo está em equilíbrio térmico com sua vizinhança, ele emite e absorve a mesma taxa de radiação. O mecanismo de transferência de calor, nesse caso, dispensa um meio material para propagação pois o aquecimento se dá por meio de ondas eletromagnéticas. Exemplos simples são o calor emitido pelo sol ou por uma chama. A taxa de radiação emitida por um objeto é proporcional à área de sua superfície e à quarta potência de sua temperatura absoluta. Esse resultado foi deduzido

teoricamente pelo físico Ludwig Boltzmann, foi chamado de lei de Stefan-Boltzmann (Tipler e Mosca, 2010):

$$P_r = e \sigma A T^4 \quad (2-4)$$

Onde  $P_r$  é a potência irradiada;  $e$  é a emissividade da superfície que irradia - valor adimensional variando entre 0 e 1;  $\sigma$  é a constante universal chamada de constante Stefan-Boltzmann, que equivale a  $5,6703 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$ ; e  $T$  é a temperatura em kelvin.

A norma NBR 14323 no item 8.5.1.1.3 estipula a seguinte equação para determinação do cálculo do fluxo de calor devido à radiação:

$$\varphi_r = 5,6703 \times 10^{-8} \varepsilon_{\text{res}} \left[ (\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (2-5)$$

Onde  $\varphi_r$  é o fluxo de calor devido à radiação, em watts por metro quadrado;  $\varepsilon_{\text{res}}$  é a emissividade resultante - podendo ser tomada igual a 0.7 para efeitos práticos (NBR 14323:2013);  $\theta_g$  é a temperatura dos gases; e  $\theta_a$  é a temperatura do aço, ambas em graus Célsius.

Então, a norma NBR 14323 admite que o cálculo para a determinação do fluxo total de calor devido à efeitos de incêndio pode ser calculada pelo somatório do fluxo de calor por convecção e do fluxo de calor por radiação:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2-6)$$

Em situações reais, como indicado na figura 2.1, os três processos de transferência de calor ocorrem simultaneamente, contudo, é comum se observar a dominância de um mecanismo sobre outros durante a troca de calor. Esses conceitos são, portanto, intrínsecos no entendimento dos estágios de incêndios naturais.

## 2.3 ESTÁGIOS DO INCÊNDIO

Os estágios de incêndio podem ser ilustrados através de uma curva com três estágios bem definidas (figura 2.2). A intensidade do incêndio está intimamente atrelada a fatores como tempo de exposição, ventilação, materiais envolvidos no processo de queima, entre outros. Esses fatores irão, portanto, influenciar na duração e intensidade das chamas durante um evento de incêndio. A evolução do incêndio é observada em quatro fases: fase de ignição, fase de aquecimento, fase de desenvolvimento e fase de resfriamento.

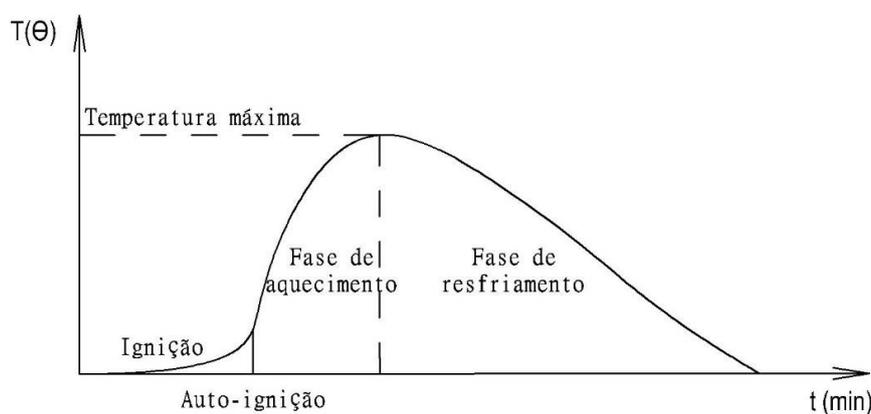


Figura 2.2 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real (baseado em Vargas, 2005).

A fase inicial, ou início do foco de incêndio, é caracterizada pela abundância de oxigênio no compartimento, as chamas são pequenas, contudo a fumaça e gases tóxicos, ou asfixiantes, produzidos são suficientes para preencher completamente o ambiente. A temperatura é relativamente baixa e ocorre uma grande variação dela, dependendo do tipo de material consumido e ventilação do sistema. Nessa fase, a temperatura não apresenta riscos de danos à estrutura (Pignatta e Silva, 2010). Esse momento é o mais indicado para as equipes de bombeiros interferirem ou sistemas de sprinklers iniciarem, pois, o foco de incêndio ainda é pequeno e pode ser controlado.

A fase de aquecimento brusco, ou fase crescente, ocorre quando mais objetos começam a ser consumidos pelo fogo – chamado de combustão simultânea. A ocorrência é em um curto período de tempo, o calor gerado por outros materiais começa a ser maior do que a dissipação de calor para o ambiente. A NBR 14432 indica o poder calorífico específico dos tipos de materiais encontrados em edificações na tabela C3. A temperatura eleva-se rapidamente, mais materiais entram em processo de pirólise, culminando na inflamação

de gases. A troca de calor por convecção e condução instala um processo de reação em cadeia, em que calor é injetado no sistema, ocorre pirólise com inflamação e mais calor é gerado, permitindo, assim, que as chamas cheguem à laje superior. A troca por calor pode afetar compartimentos ou edificações vizinhas, sempre no sentido ascendente, podendo o incêndio se propagar por portas e janelas, seja pelo interior quanto pelo exterior da edificação. A temperatura do ambiente pode elevar drasticamente, entre 50°C e 700°C, dependendo dos materiais e oxigenação envolvidos na reação. Nesse momento, chamado de inflamação generalizada (iniciando o *flashover*), a taxa de oxigênio do ambiente pode cair até 20%, dependendo da ventilação e aberturas do compartimento, fazendo com que as condições de sobrevivência se tornem críticas aos residentes. Se a edificação não apresentar instrumentos de combate ao incêndio, é preciso que todos os residentes evacuem a edificação o mais rápido possível (Vargas, 2005). Temperaturas acima de 200°C, como será visto, já começam a danificar a estrutura, reduzindo a capacidade portante das peças estruturais em função do tempo. Para essas situações, a norma NBR 14432 estipula o tempo necessário para evacuação, chamado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) indicado na tabela A-1 da norma. O TRRF deve possibilitar, portanto o tempo necessário para a fuga dos ocupantes; segurança das operações de combate ao incêndio, e; minimização dos danos a edificação adjacentes e a infraestrutura pública.

A fase de desenvolvimento é também conhecida como fase de queima livre ou estável. No instante após o flash-over, todo o compartimento já foi tomado pelo fogo e o incêndio já se instalou em outros compartimentos, podendo a temperatura atingir até 1000° C. A concentração de gases tóxicos e sufocantes se intensifica. Se o incêndio não conseguiu ser combatido até esse momento, dificilmente ele será extinto ou seu combate será muito mais complexo devido às altas temperaturas atingidas. A temperatura máxima do incêndio é atingida, e o calor por radiação gerado pode afetar edificações vizinhas. A taxa de oxigênio é reduzida a níveis abaixo de 20%, tornando a duração dessa fase em função da carga de incêndio e da quantidade de oxigênio restante. Geralmente, as portas e janelas já foram consumidas ou quebradas pelos altos gradientes térmicos, conferindo ao incêndio ventilação o suficiente para continuar a reação em cadeia. Essa fase é a mais crítica à estrutura, pois os elementos estruturais já estão sendo constantemente aquecidos e sofrendo depreciação das propriedades mecânicas. Caso eles não estejam protegidos por materiais isolantes, grandes deformações são observadas à medida que o tempo evolui;

ocorre redução das cargas críticas das peças e, caso os efeitos térmicos não cessem, o colapso estrutural passa a ser eminente.

A última fase, ou fase do resfriamento ou fase de brasa (caso o edifício não venha a colapsar) a quantidade de materiais combustíveis e a concentração de oxigênio é muito baixa, reduzindo a carga de incêndio na estrutura. A temperatura passa a cair, contudo, há elevada presença de gases tóxicos, fumaça e brasas. A temperatura nos pisos e elementos estruturais ainda é muito alta. Com temperaturas abaixo de 300° C é possível combater o restante das chamas até a total extinção do incêndio. Com a redução na temperatura das peças estruturais de aço, suas propriedades mecânicas podem ser parcialmente ou totalmente reconstituídas, dependendo dos danos e do excesso de deformações sofridas pelo material. Caso os elementos estruturais estivessem isolados, e dependendo da duração do incêndio e do aquecimento dos perfis, é possível apenas fazer a manutenção do material isolante, pois peças isoladas possuem altíssima eficiência com a proteção externa (Rodrigues, 2013). Caso o aço não tenha entrado em processo de plastificação, suas propriedades mecânicas podem ser restituídas com a redução de temperatura e retorno de rigidez das peças. Maior enfoque sobre esse tema é apresentado no capítulo três.

## **2.4 MODELO DE INCÊNDIO**

### **2.4.1 INCÊNDIO PADRÃO**

Devido aos eventos catastróficos ocasionados por incêndios (alguns exemplos são indicados no item 2.6), vários estudos foram conduzidos com intuito de se criarem modelos de incêndios teóricos para auxílio de engenheiros e profissionais da área para avaliar o desempenho de edificações e materiais em situação de incêndio. Por isso, curvas de incêndio, ou chamadas de curvas padronizadas, foram elaboradas para tal finalidade. Elas estimam a temperatura atingida pelos gases em um espaço em um determinado tempo. Geralmente, essas curvas são indicadas e adotadas por normas de cada região. Atualmente, as principais normas que prescrevem curvas-padrão são o AISC/ASTM E 119, a ISO 834 e o EUROCODE 3.

Segundo Silva (2001), o incêndio-padrão é aquele em que se admite que, na situação real, as temperaturas dos gases aquecidos respeitem as curvas padronizadas para ensaios. Para NBR 14432 e o Eurocode, incêndio-padrão é definido pela elevação padronizada de temperatura em função do tempo, e para materiais celulósicos é expresso pela seguinte equação (Eurocode, item 3.2.1, equação 3.4):

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2-18)$$

Onde  $\theta_g$  é a temperatura dos gases, em graus Célsius;  $\theta_0$  é a temperatura do ambiente anterior ao início do aquecimento, em graus Célsius (geralmente adotada como 20° C); e  $t$  é o tempo em minutos.

As curvas padronizadas são, por definição, ascendentes e independem da quantidade de material combustível, das características espaciais do local, da ventilação entre outros fatores, sendo, portanto, uma idealização do modelo de incêndio, conforme visto no item 2.4. É importante observar que, tanto a NBR 14432 quando a ISO 834 adotam as mesmas curvas padronizadas do EUROCODE. Este, ainda, diferencia duas curvas padrões, uma para materiais celulósicos (equação 2-18, Eurocode, item 3.2.2, equação 3.5) e outra para materiais hidrocarbonetos (equação 2-19, Eurocode, item 3.2.3, equação 3.6).

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,50t}) + 20 \quad (2-19)$$

Diferente do EUROCODE, todavia, a ISO 834 adota uma equação para incêndios externos, não compartimentados, para materiais hidrocarbonetos, definido por:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,31e^{-3,8t}) + 20 \quad (2-20)$$

Por fim, a ASTM e 119 (AISC 360/10, no apêndix X1) estabelece uma tabela ao invés de uma equação, não diferenciando os materiais envolvidos na combustão:

Tabela 2.1 - Curva padrão da temperatura dos gases, segundo a ASTM E 119

t (min)	$\theta_g$ (°C)						
0	20	30	843	60	927		978
5	538	35	862	65	937	120	1010
10	704	40	878	70	946	240	1093
15	760	45	892	75	955	480	1260
20	795	50	905	80	963	-	-
25	821	55	916	85	971	-	-

A figura 2.3 abaixo indica um resumo e comparativo do comportamento das curvas padronizadas das normas citadas.

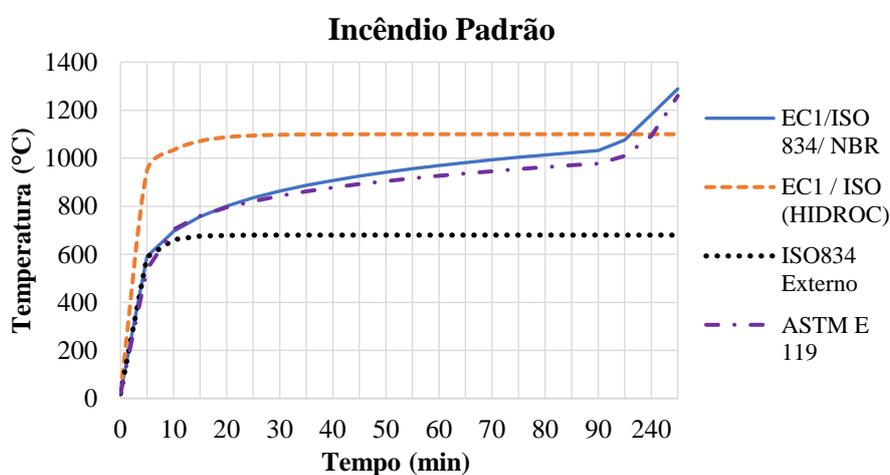


Figura 2.3 - Curva padronizada de temperatura dos gases.

## 2.4.2 INCÊNDIO NATURAL

O incêndio real, ou chamado de incêndio natural, possui um comportamento bem mais variável e instável comparado ao modelo de incêndio padrão. Seu comportamento é previsto por curvas matemáticas que são função de alguns fatores, como configuração espacial do compartimento, carga de incêndio, taxa de ventilação, revestimentos e proteções, cargas térmicas dos materiais envolvidos entre outros fatores. Esse tópico traz esses fatores e as principais equações envolvidas ao tema.

As curvas de incêndio natural são, contudo, determinadas pelas observações, aferições e resultados de incêndios reais, ou ensaios que simulam situações reais de incêndio. Como

mencionado no item 2.3, o incêndio real é caracterizado por uma fase de aquecimento, atingindo a temperatura máxima dos gases, caso o incêndio não tenha sido extinto, e posteriormente entra em uma fase de resfriamento, ilustrado na figura 2.4. Os parâmetros necessários para determinação dessas curvas são apresentados em seguida.

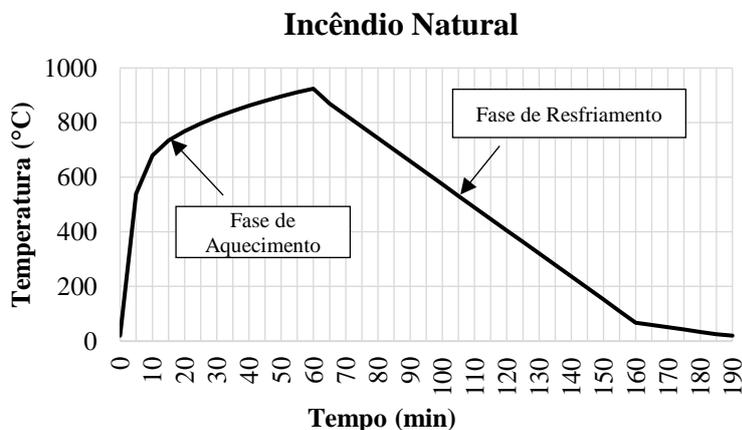


Figura 2.4 – Exemplo de uma curva natural de incêndio.

- Carga de incêndio: definida como a soma total das energias caloríficas liberadas pela combustão completa dos materiais combustíveis existentes no espaço/compartimento de incêndio. Inclui materiais de revestimento, objetos, móveis, tecidos, entre outros. A NBR 14432:2000 apresenta no anexo D (tabela C.3) os valores do potencial calorífico específico dos materiais mais comuns encontrados em edificações. Essa carga é expressa em unidade de calor ou em peso equivalente de madeira. A equação para determinação da carga de incêndio é expressa pela equação 2-22. Para fins práticos, a NBR 14432 (no item C.2.1), equação apresenta a carga de incêndio por unidade de área (anexo D tabela C.1), determinada pela equação 2-21:

$$q_{fi,k} = \frac{\sum M_i H_i m_i \Psi_i}{A_f} \quad (2-21)$$

Onde  $q_{fi,k}$  é o valor de carga característico de incêndio específica, em megajoules por metro quadrado;  $M_i$  é a massa total de cada componente  $i$  do material combustível, em quilogramas;  $H_i$  é o potencial calorífico de cada componente  $i$  do material combustível em megajoules por quilograma - conforme a tabela C.3 da norma;  $m_i$  é um coeficiente adimensional, variando entre 0 e 1, que mensura a eficiência da reação de combustão;  $\Psi_i$

é outro coeficiente adimensional que, variando entre 0 e 1, indica a proteção do material combustível ao fogo; e  $A_f$  é a área do piso do compartimento.

Tabela 2.2 - Valores do potencial calorífico específico, NBR 14432 anexo D, tabela C.3.

Tipo de material	H (MJ/kg)	Tipo de material	H (MJ/kg)	Tipo de material	H (MJ/kg)
Acrílico	28	Lã	23	Poliéster	28
Algodão	18	Lixo de cozinha	18	Polietileno	18
Borracha	Espuma - 37 Tiras - 32	Madeira	19	Polipropileno	Espuma - 37 Tiras - 32
Couro	19	Palha	16	PoliuretanoP	19
Epóxi	34	Papel	17	PVC	34
Grãos	17	Petróleo	41	Resina	17
Graxa, lubrificante	41	Policarbonato	29	Melamínica	
				Seda	41

A carga de incêndio específica, segundo a NBR 14432 é dado por:

$$q_{fi,d} = \gamma_n \gamma_s q_{fi,k} \quad (2-22)$$

Onde  $q_{fi,k}$  é o valor característico da carga específico de incêndio, em MJ/m<sup>2</sup>;  $\gamma_n$  é um fator adimensional que leva em consideração a presença de medida de proteção ativa (explorados no próximo tópico), fator de segurança que depende do risco de incêndio e das consequências do colapso da edificação. Os coeficientes adimensionais podem ser encontrados no Manual Técnico do Corpo de Bombeiros de São Paulo.

- Taxa, ou grau, de ventilação: definido como a quantidade de material comburente, no caso, taxa de oxigenação do incêndio, que está associado a parâmetros do espaço geométrico do compartimento - aberturas, área e altura da edificação. Para isso, têm-se as seguintes relações:

O fator de abertura ou grau de ventilação encontra-se no Anexo A do Eurocode 1-2 (itens A.2a), e é dado por:

$$O = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t}, \text{ visto que } h = \frac{\sum h_i A_i}{A_v} \quad (2-23)$$

Onde  $O$  é o fator de abertura,  $A_v$  é a área total de aberturas da edificação, considerando janelas que possam ser quebradas durante incêndio;  $A_t$  é a área total de paredes, pisos, teto e aberturas;  $h_i$  altura da abertura  $i$ ; e  $A_i$  é a área da abertura  $i$ .

Também deve-se considerar a relação entre o grau de ventilação e a quantidade de material combustível consumido (Eurocode 1-2, itens A.2a):

$$\xi = \frac{A_q}{A_v \sqrt{h}} \quad (2-24)$$

Onde  $\xi$  é o fator de relação entre ventilação e material combustível; e  $A_q$  é a área da superfície do material combustível que pode participar da combustão.

Se a relação  $\xi$  for elevada, ou seja, se o incêndio tiver grande quantidade de materiais para combustão e pouca ventilação, a temperatura dos gases ficará em função do grau de ventilação (Silva, 2001), tornando o incêndio de ventilação controlada. Caso contrário, se a relação  $\xi$  for baixa, a temperatura dos gases ficará em função da quantidade de material disponível para combustão.

As equações adotadas nessa pesquisa para descrever incêndios padrões foram baseadas no EUROCODE 1-2, e consideram duas fases: aquecimento e resfriamento.

A equação parametrizada que descreve o aquecimento durante um incêndio é dado por (Anexo A, equação A.1):

$$\theta_g = 1325(1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2-25)$$

Em que (Anexo A, itens A.2.a):

$$t^* = t \Gamma \quad ; \quad \Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad ; \quad b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (2-26)$$

Para a fase de resfriamento, adota-se (anexo A, equações A.11.a, A.11.b e A.11.c):

$$\begin{aligned} \theta_g &= \theta_{max} - 625(t^* - t_d^*) & \text{para } t_d^* \leq 0.5 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(3 - t_d^*)(t^* - t_d^*) & \text{para } 0.5 < t_d^* \leq 2 \\ \theta_g &= \theta_{max} - 250(t^* - t_d^*) & \text{para } t_d^* > 2 \end{aligned} \quad (2-27)$$

Em que:

$$t_d^* = 0.13 \cdot 10^{-3} \frac{q_{fi,d}}{O} \Gamma \quad (2-28)$$

Onde  $t$  é o tempo em horas;  $\rho$  é a massa específica, em  $\text{kg/m}^3$ , do material de vedação do compartimento;  $c$  é o calor específico, em  $\text{J/kg}^\circ\text{C}$ , do material de vedação do compartimento;  $\lambda$  é a condutividade térmica, em  $\text{W/m}^\circ\text{C}$ , do material de vedação do compartimento;  $b$  é o fator de parede; e  $\theta_{max}$  é a temperatura máxima alcançada pelos gases quentes, em  $^\circ\text{C}$ , que ocorre quando  $t^* = t_d^*$ .

Usualmente, têm-se os seguintes parâmetros recomendados pelo EUROCODE 1-2:

- Grau de ventilação variando entre  $0,02 \text{ m}^{1/2}$  a  $0,20 \text{ m}^{1/2}$ ;
- Carga de incêndio variando entre  $50 \text{ MJ/m}^2$  a  $1000 \text{ MJ/m}^2$ ;
- Área de piso dos compartimentos não deve exceder  $100 \text{ m}^2$ ;
- Valor de  $b$  deve ser entre  $1000 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$  e  $2000 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$ , adotado como 1160 neste trabalho.

Em seu trabalho, Campêlo (2008) fez algumas constatações sobre os impactos de cada variável descrita anteriormente, e um resumo disso pode ser descrito da forma:

- Para uma mesma carga de incêndio, o aumento na ventilação causa aumento na temperatura dos gases e redução da duração de incêndio;
- A temperatura máxima atingida pelo incêndio aumenta com a ventilação até certo instante, depois, reduz bruscamente e tende a um valor constante. Isso ocorre, pois, o incêndio passa a ser controlado pela ventilação e não mais a carga de incêndio;

- Quanto maior a ventilação, menor o tempo para se atingir temperatura máxima do sistema;
- Quanto maior a carga de incêndio, para uma mesma ventilação, maior o tempo de duração do incêndio e maior a temperatura atingida dentro do compartimento, em suas aplicações;

## 2.5 SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIOS

Grandes incêndios são considerados marcos históricos da sociedade moderna, pelo caráter destruidor e dramático, moldam regiões devidos aos impactos patrimoniais, econômicos e humanos. São apresentados alguns casos, internacionais e nacionais, de incêndios que mudaram e modernizaram a forma como o fogo é entendido e combatido (Fonte: <https://list25.com/25-most-destructive-wildfires-ever-recorded-in-history/>):

1. Um dos primeiros registros de incêndios destrutivos for “O grande Incêndio de Chicago” em 1871 nos EUA, em que 300 pessoas perderam suas vidas e mais de 100 mil habitantes ficaram sem abrigo. O incêndio iniciou-se no centro da cidade e se espalhou rapidamente em estruturas de madeira com a ajuda dos fortes ventos;
2. Em 1871, em Wisconsin nos EUA, a seca prolongada e altas temperaturas contribuíram para o desenvolvimento de um dos maiores e mais mortais incêndios registrados nos EUA, matando mais de 2500 pessoas e queimando mais de 15 mil metros quadrados de terra;
3. Em 1949 na França, no período de agosto, registrou-se o incêndio mais mortal da Europa moderna, matando 82 pessoas e queimando mais de 500 quilômetros quadrados de terras;
4. Em 1987 na China, o incêndio conhecido como “O Dragão Negro”, iniciou-se nas montanhas e alcançou todo o noroeste do país, deixando 190 mortos e mais de 18 milhões de acres de floresta e reservas nacionais queimadas;
5. Em 1988 na Califórnia, nos EUA, um enorme incêndio se originou no Parque Nacional de Yellowstone, queimando mais de 4800 quilômetros quadrados de terras;

6. Em 1997, na Indonésia um incêndio de grandes magnitudes iniciou-se por técnicas de cultivo de fazendeiros e se espalhou para países vizinhos como a Malásia, Singapura, chegando até Brunei, Tailândia, Vietnã e Filipinas. Estima-se que as chamas liberaram entre 0,81 a 2,57 gigatons de carbono na atmosfera num prejuízo de 4,47 milhões de dólares;
7. Novamente, nos EUA, em 2000, Novo México, um incêndio controlado iniciado para estudos, saiu de controle espalhando-se rapidamente pela região queimando 190 mil quilômetros quadrados, incinerando mais de 400 estruturas e 37 milhões de árvores, o que custou aos cofres públicos 1 bilhão de dólares;
8. Em 2002, no estado de Oregon nos EUA, um incêndio iniciado em junho só foi completamente extinto em dezembro com a ajuda de 7 mil pessoas, destruindo construções e fazendas pelo caminho que passou;
9. Em 2007, na Grécia, um incêndio que teve início no verão matou 80 pessoas e destruiu mais de 1000 casas e queimou mais de 2700 quilômetros quadrados de fazendas e florestas;
10. Em 2009, na Austrália, múltiplos focos de incêndio iniciaram no dia 7 de fevereiro, marcado como “Incêndios do Sábado Negro”, matando 173 pessoas e ferindo mais de 400 pessoas. Os incêndios consumiram 2 mil casas e danificaram outras centenas, sendo necessário 4 mil bombeiros para extinguir o fogo durante 2 semanas;
11. Em 2014, no Chile, um grande incêndio iniciado nas montanhas culminou na destruição de 2500 casas deixando mais de 11 mil desabrigados e 25 mortos.

Casos bem recentes foram observados no ano de 2017 com alta repercussão, como o incêndio no prédio *Grenfell Tower* de 24 pavimentos (figura 2.6), e o incêndio no bairro de *Galistoga* na Califórnia (figura 2.7).

O primeiro foi ocasionado por um curto circuito em um Freezer, na madrugada do dia 14 de junho. O incêndio deixou 80 mortos, destruindo e danificando mais de 150 casas. Mais de 200 bombeiros e 40 máquinas de bombeamento de água foram usados para extinguir o fogo completamente. O prédio entrou em risco de colapso, contudo, 250 pessoas conseguiram evacuar a tempo. Mais detalhes podem ser encontrados em no site da BBC News: <http://www.bbc.com/news/uk-england-london>.



Figura 2.5 - Incêndio no prédio *Grenfell Tower*, Londres (foto de Natalie Oxford).

O segundo ocorreu no dia 27 de setembro, queimando mais de 170 mil acres, destruindo mais de 3500 edificações e obrigando mais de 20 mil pessoas a evacuarem. Mais de 8 mil bombeiros e 200 máquinas de bombeamento foram utilizadas, incluindo 73 helicópteros de combate ao incêndio. Não se sabe ainda a causa do incêndio em virtude de seu início ter sido registrado na madrugada. Sabe-se, no entanto, que foram três focos de incêndio simultâneos. O Estado da Califórnia tem passado por crises hídricas e calor intenso, e os ventos fortes da região intensificaram o espalhamento das chamas. Mais detalhes podem ser encontrados no site da CNN: <http://edition.cnn.com/2017/10/11/us/northern-california-fires-factors/index.html>.



Figura 2.6 - Incêndio no bairro de *Galistoga*, Califórnia (foto de Natalie Oxford).

Já na esfera nacional, são recordados alguns casos de incêndios registrados no país (Fonte: <https://exame.abril.com.br/brasil/os-maiores-incendios-no-brasil/>), destacando-se:

1. Tragédia do Gran Circus Norte-Americano (RJ): Em 1961, um ex-funcionário do Circo, se sentindo injustiçado por sua demissão, usou gasolina para colocar fogo na lona da tenda maior do circo durante um evento. A lona era feita de uma composição com parafina, altamente inflamável, que ao ser incendiada, se espalhou com rapidez e caiu em cima do público (quase três mil pessoas) que assistia ao espetáculo. 503 pessoas morreram, sendo 70% das vítimas, crianças. Mais de mil pessoas ficaram feridas;
2. Edifício Andraus (SP): Em 1972, um incêndio de causas desconhecidas (supõe-se que o início do incêndio foi causado por curto-circuito) espalhou-se rapidamente pelo prédio, ocasionando explosões em alguns compartimentos. A maioria dos sobreviventes conseguiu chegar ao último andar do edifício, onde foram resgatados por helicópteros. 16 pessoas morreram e 330 ficaram feridas. Muitos moradores se jogaram do edifício, pois os sistemas passivos não interromperam a evolução do incêndio e nem permitiram a evacuação das pessoas;
3. Edifício Joelma (SP): Em 1974, um edifício comercial incendiou depois de um curto-circuito no 12º andar. Infelizmente, os materiais de acabamento fino e móveis (madeiras, carpetes e forros de fibra) contribuíram para a velocidade e evolução do incêndio. As chamas inviabilizaram as escadas do edifício, impossibilitando a evacuação do mesmo. Mais de 180 pessoas morreram no incêndio contribuindo para discussões sobre segurança, prevenção e combate a incêndios;
4. Lojas Renner (RS): Em 1976, um edifício de 7 andares entrou em chamas após o início do foco e incêndio obter ocorrido dentro das lojas Renner. Um total de 41 pessoas morreram e 60 ficaram feridas. Muito usuários pularam do último andar para se salvar pois o prédio não comportava terraço apropriado para resgate por helicópteros;
5. Vazamento em Cubatão (SP): Em 1984, um grande vazamento de óleo contribuiu para o desenvolvimento de um incêndio na entrada da comunidade, matando 93 moradores. As causas da ignição do incêndio ainda são desconhecidas;
6. Edifício Grande Avenida (SP): Em 1981, um prédio localizado na Avenida Paulista, em São Paulo, pegou fogo em um sábado de carnaval. O edifício foi

- completamente destruído, deixando 17 mortes e 53 feridos. Após o incidente, novas leis de segurança contra incêndios foram aprimoradas e desenvolvidas;
7. Edifício Andorinha (RJ): Em 1986, no Rio de Janeiro, um prédio entrou em chamas após um curto-circuito, matando 21 pessoas e ferindo mais de 50;
  8. Creche Uruguaiana (RS): Em 2000, uma creche localizada em Uruguaiana, no Rio Grande do Sul, entrou em chamas após um curto circuito. 12 crianças e 2 funcionárias da escola morreram;
  9. Show no Canecão Mineiro (MG): Em 2001, um acidente com a queima de fogos no palco gerou um incêndio que matou sete pessoas e deixou mais de 300 feridos em Belo Horizonte. A casa de show não tinha alvará para funcionamento e o proprietário, um produtor e dois músicos foram condenados.
  10. Incêndio na Boate Kiss (RS): Em 2013, um incêndio se iniciou perto do palco durante um show durante a madrugada, pela queima da espuma de isolamento acústico do teto da boate. O prédio de pequeno porte apenas tinha uma saída, o que impediu a evacuação de dezenas de pessoas. 240 pessoas morreram, e 670 ficaram feridas. Sendo a maior tragédia da cidade nos últimos 50 anos.

O caso mais recente de incêndio em território nacional, refere-se ao incêndio ocorrido no Museu Nacional (anteriormente chamada de Palácio Imperial), localizado em São Cristóvão, no Rio de Janeiro, no dia 02 de setembro de 2018 (Fonte: <https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2018/09/02/incendio-atinge-a-quinta-da-boa-vista-rio.ghtml>).



Figura 2.7 - Incêndio ocorrido no Museu Nacional (Palácio Imperial), em São Cristóvão, RJ (Foto: Reprodução GLOBO).

As chamas começaram a consumir o Museu por volta das 19:30 h do domingo, e o incêndio apenas foi extinto na madrugada do dia seguinte. O museu havia completado 200 anos em 2018, e já se havia alertado sobre a necessidade de se fazer manutenções preventivas e ampliação das medidas de segurança de combate ao incêndio. Foram necessários que caminhões pipa fossem alocados para o combate por falta de pressão nos hidrantes do local, e mais de 40 minutos de combate às chamas. Apesar do incêndio não ter feito vítimas, se perdeu mais de 20 milhões de itens históricos, incluindo anos de pesquisas e recursos científicos do museu. Ainda não se sabe as causas do incêndio, mas o caso já está sendo avaliado pelas autoridades.

Felizmente, catástrofes tornam necessária a implementação de novas tecnologias e melhoria contínua nos processos de combate a incêndios, tanto em escala urbana quando em escala florestal. No campo de combate às chamas, há dois sistemas de proteção, chamadas de proteção passiva e proteção ativa. O primeiro inclui um conjunto de medidas incorporadas à edificação (projeto arquitetônico) que não necessitam de acionamento para exercerem sua função. São, portanto, medidas preventivas e de controle da propagação do incêndio, independente da ocorrência do mesmo. São exemplos: saídas de emergência, elevadores de emergência, compartimento vertical e horizontal, núcleos de concreto de proteção às saídas de emergência, acesso de viatura, entre outros (Vargas, 2005).

Já a proteção ativa representa um conjunto de medidas e dispositivos que necessitam de um acionamento manual ou automático para exercerem sua função de combate ao incêndio. São, então, medidas de combate às chamas que respondem aos estímulos provocados pelo aumento de temperatura ou detecção de fumaça. São exemplos: Detecção de incêndios, controle de fumaça, alarmes, chuveiros automáticos, sprinklers entre outros (Vargas, 2005).

No quesito estrutural, projetistas podem optar, além das medidas de controle como o combate e evacuação em caso de incêndios, por soluções que mitiguem desenvolvimento de altas temperaturas em peças estruturais, mantendo assim a edificação segura por mais tempo. Para isso, esses profissionais podem selecionar materiais mais resistentes ao fogo, como aços menos sensíveis à altas temperaturas, ou materiais que possam isolar, mesmo que momentaneamente, as peças estruturais até que o incêndio possa ser extinto. Grande exemplo disso são isolantes térmicos, que impedem ou retardam a transferência de calor

para membros estruturais, como películas protetoras, ou materiais de revestimento. Eles, portanto, são enquadrados em medidas de proteção passiva, pois dispensam a necessidade de serem acionadas para funcionar. A figura 2.9 mostra alguns exemplos de revestimentos clássicos na proteção contra incêndio em estruturas.

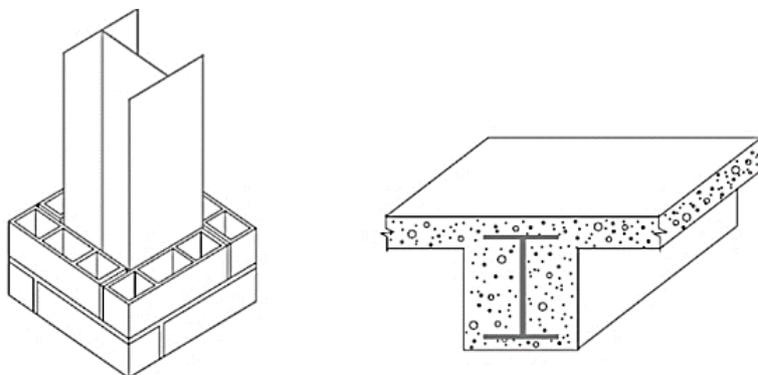


Figura 2.8 - Medidas de proteção passiva - revestimentos clássicos em peças estruturais (Rodrigues, 2013).

Os isolantes térmicos têm as principais funções e pré-requisitos para funcionarem no sentido de preservar a integridade de peças estruturais e mitigarem os efeitos de depreciação provocados pelo incêndio (Vargas, 2005):

- Baixa massa específica: O isolante deve ser leve para não sobrecarregar a estrutura, principalmente quando ele ficará suspenso;
- Baixa condutividade térmica: Quanto menor a condutividade térmica, maior a capacidade de isolamento térmico;
- Alto calor específico: Pode absorver grandes quantidades de energia sem que haja alta elevação de sua temperatura;
- Adequada resistência mecânica: Quanto maior a resistência do material isolante, menor sua fragilidade, e conseqüentemente, menos calor pode ser transferido até os elementos estruturais por meio de fissuras ou aberturas causadas por danos;
- Custo compatível: O custo do isolante deve ser compatível com a realidade da obra para não inviabilizar a implantação do mesmo.

Isolantes térmicos são extremamente importantes e seguros em aplicações de engenharia. Em seu estudo, Rodrigues (2013) verificou que a temperatura em membros estruturais de aço com isolantes, em concreto leve com vermiculita, atingiu cerca de 50% da temperatura de peças sem material isolante e, conseqüentemente, sua capacidade quase

não sofreu alteração em função do tempo de exposição. As propriedades térmicas discutidas acima são melhor exploradas no capítulo 3.

### 3 PROPRIEDADES DO AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Como mencionado anteriormente, os aços estruturais, assim como outros materiais estruturais, a exemplo do concreto e a madeira, ao serem submetidos à elevadas temperaturas, têm suas propriedades mecânicas depreciadas em função do tempo de exposição às temperaturas. Essa redução ocorre nas principais propriedades do aço, no caso, o módulo de Young (E) e na tensão de escoamento ( $f_y$ ). Os próximos itens indicam como esse processo deve ser realizado de acordo com as normas.

#### 3.1 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO À ELEVADAS TEMPERATURAS

Segundo a NBR 14323:2013 e o Eurocode ENV 3 1-2 (2005), o dimensionamento de aços estruturais em situação de incêndio deve considerar taxas de aquecimento entre 2°C/min a 50°C/min para determinação de fatores de redução segundo a tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Fatores de redução para aço, adotados pela NBR 14323 e (EUROCODE\*).

Temperatura do aço $\theta_a$ (°C)	$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$	$k_{\sigma,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$
20	1.000	1.0000	1.000	1.000*
100	1.000	1.0000	1.000	1.000*
200	1.000	0.9000	0.870	0.870*
300	1.000	0.8000	0.720	0.613*
400	1.000	0.7000	0.560	0.420*
500	0.780	0.6000	0.400	0.360*
600	0.470	0.3100	0.240	0.180*
700	0.230	0.1300	0.080	0.075*
800	0.110	0.0900	0.060	0.050*
900	0.060	0.0680 (0.0675*)	0.050	0.0375*
1000	0.040	0.0450	0.030	0.025*
1100	0.020	0.0230 (0.0225*)	0.020	0.00125*
1200	0.000	0.0000	0.000	0.00000*

Nota: valores intermediários da temperatura do aço podem ser feitos por interpolação linear

Onde  $f_{y,\theta}$  é a resistência ao escoamento do aço estrutural a uma temperatura  $\theta_a$ ;  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço a 20°C;  $E_\theta$  é o módulo de Young dos aço estrutural a uma temperatura  $\theta_a$ ;  $k_{\sigma,\theta}$  é o fator de redução ao escoamento em seções sujeitas à flambagem local; e  $f_{p,\theta}$  é o limite de proporcionalidade da tensão de escoamento em regime elástico (apenas aplicado no Eurocode). Os valores em destacados por (\*) indicados na tabela 3.1 são somente para o Eurocode (2005).

A figura 3.1 ilustra os fatores de redução em função da temperatura. Segundo a figura abaixo, nota-se uma queda acentuada na tensão de escoamento a partir de 450°C, enquanto o módulo de Young sofre queda gradual a partir de 200°C. Portanto, essa redução faz com que o aço perca rigidez gradual e passe a sofrer grandes deformações com o aumento da temperatura. Estruturalmente, deformações excessivas tornam a peça menos estável, principalmente devido aos efeitos da não-linearidade geométrica, diminuindo gradualmente suas capacidades.

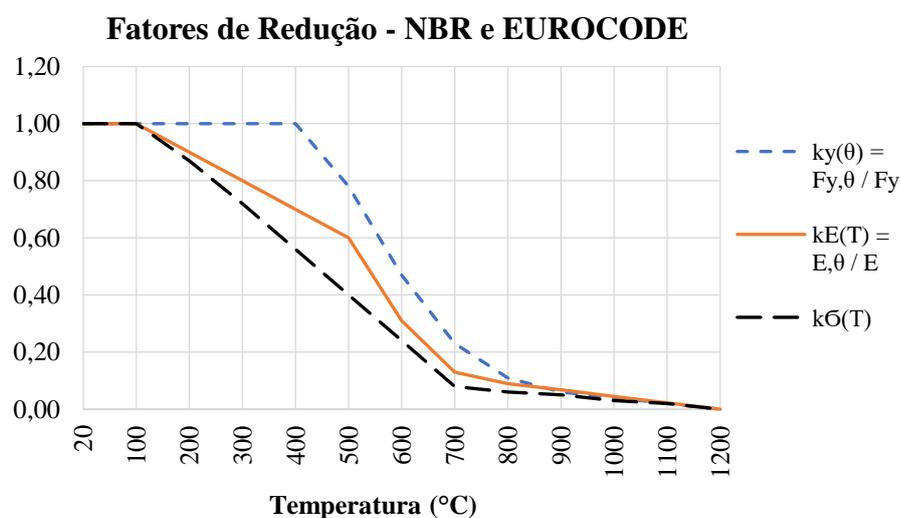


Figura 3.1 - Fatores de redução do aço em situação de incêndio de acordo com NBR14323 (2013) e ENV 3 1-2 (2005).

Similarmente, Norma Americana (ASTM AISC 360/10) adota coeficientes próximos, indicados na tabela 3.2, e ilustrados na Figura 3.2:

Tabela 3.2 - Fatores de redução para aço, adotados pelo AISC (ASTM E117, no AISC 360/10).

Temperatura (°C)	$k_E = \frac{E(T)}{E}$ $= \frac{G(t)}{G}$	$k_p = \frac{F_p(T)}{F_y}$	$k_y = \frac{F_y(T)}{F_y}$	$k_u = \frac{F_u(T)}{F_y}$
20	1.000	1.000	1.0000	1.000
93	1.000	1.000	1.0000	1.000
204	0.900	0.800	1.0000	1.000
316	0.780	0.580	1.0000	1.000
399	0.700	0.420	1.0000	1.000
427	0.670	0.400	0.9400	0.940
538	0.490	0.290	0.6600	0.660
649	0.220	0.130	0.3500	0.350
760	0.110	0.060	0.1600	0.1600
871	0.070	0.040	0.0700	0.0700
982	0.050	0.030	0.0400	0.0400
1093	0.020	0.010	0.0200	0.0200
1204	0.0000	0.000	0.0000	0.0000

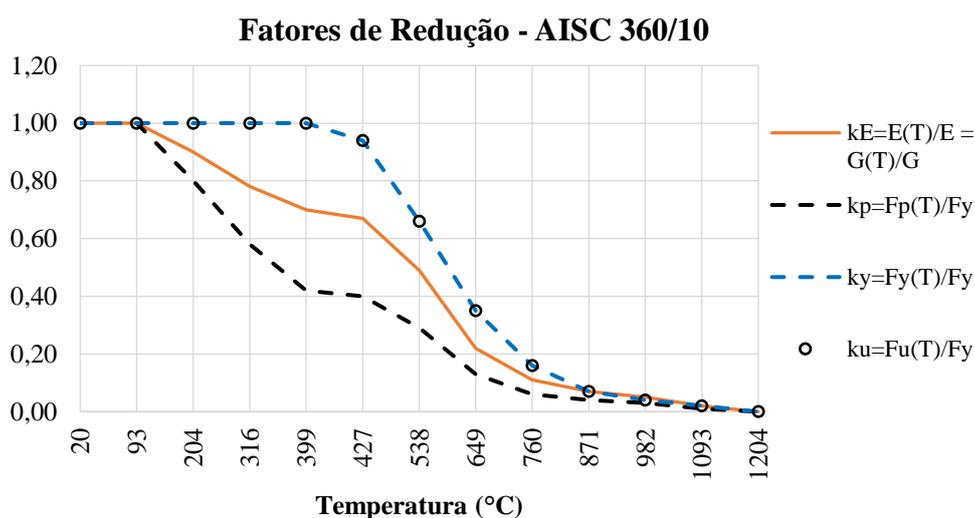


Figura 3.2 - Fatores de redução do aço em situação de incêndio, de acordo com AISC (ASTM E117, no AISC 360/10).

É importante ressaltar que o comportamento mecânico do aço está intimamente associado à sua temperatura e, conseqüentemente está em função do tempo de ocorrência do incêndio. Por isso, as propriedades mecânicas do aço são divididas em dois instantes: um em que o aço está a temperatura ambiente (20°C) no instante 0 minutos, e outro instante que as propriedades do aço são depreciadas depois de 0 minutos de evolução do incêndio. A curva de tensão-deformação idealizada do aço pode ser observada na figura 3.3, enquanto a curva de tensão-deformação do aço sujeito à elevadas temperaturas (chamada no Estado da Arte como “comportamento curvilíneo do aço”) pode ser observada na figura 3.4:

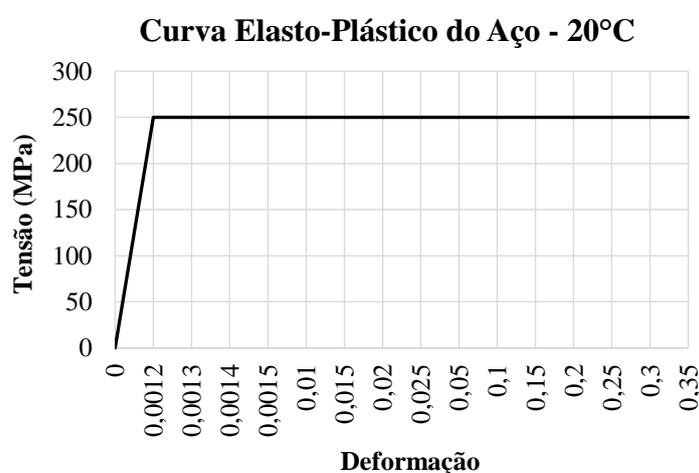


Figura 3.3 - Gráfico idealizada da tensão x deformação do aço A36 a 20°C (Pfeil, 2009).

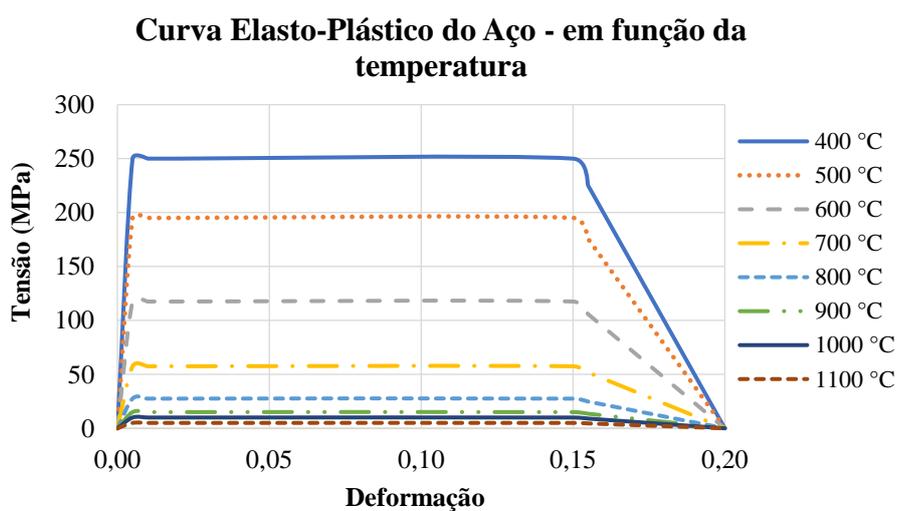


Figura 3.4 - Gráfico de tensão x deformação do aço A36 em diferentes temperaturas (ENV 1993-1-2, 2005 – Eurocode 3, anexo A).

As curvas de tensão e deformação indicadas na figura 3.4 foram calculadas conforme o item 3.2.1 “*Strength and deformation properties*” do Eurocode 3. Percebe-se, no entanto, que as curvas de tensão-deformação do aço entre 20°C e 300°C não são apresentadas, uma vez que as tensões de escoamento no aço só sofrem modificações a partir de 400 °C (conforme indicado na tabela 3.1 e figura 3.1). Assim, a curva de tensão e deformação do aço antes de 400°C é assumida como a própria curva de 400°C indicada na figura 3.4.

Adicionalmente, a variação da temperatura no aço é idealizada pelo fato de que a temperatura na seção da peça e ao longo de seu comprimento variar uniformemente, situação essa que não ocorre na realidade, e validada por diferentes autores: Yin (2003), Nunes (2005), Dharma (2007), Zhang (2013). Para tanto, especialmente em peças esbeltas, a falha por flexo-torção lateral é controladora da capacidade da viga de aço, e veremos mais adiante que os fatores de redução poderiam ser avaliados em diferentes locais da seção transversal da peça.

A NBR 14323:2013 recomenda que a massa específica do aço seja mantida constante e de valor igual a  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$  independente da temperatura.

Para temperatura de 20°C, ou seja, tendo o aço todas as suas propriedades mecânicas conservadas, adota-se os seguintes valores (NBR 14232:2013):

- Módulo de Young:  $E_a = 205\,000 \text{ Mpa}$ ;
- Coeficiente de Poisson:  $\nu_a = 0,3$ ;
- Módulo de Elasticidade Transversal:  $G_a = 78\,846 \text{ Mpa}$ ;
- Coeficiente de Dilatação térmica:  $\beta_a = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ;

## 3.2 PROPRIEDADES TÉRMICAS

Dentre as propriedades térmicas do aço estrutural, no âmbito dos objetivos deste trabalho, dá-se relevâncias ao: alongamento (sendo a variação no comprimento linear da peça em função da temperatura); calor específico (sendo a quantidade de calor fornecida a uma substância para elevar sua temperatura em um grau); e à condutividade térmica (sendo a propagação do calor pelo contato entre moléculas com temperaturas diferentes). O item

5.1.2 da norma brasileira recomenda adotar os seguintes valores como aproximação (NBR 14323:2013):

- Alongamento:  $\Delta l_a/l_a = 14 \cdot 10^{-6}(\theta_a - 20)$
- Calor específico:  $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$
- Condutividade térmica:  $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

Em que  $l_a$  é o comprimento da peça a  $20^\circ\text{C}$ ;  $\Delta l_a$  é a extensão da peça devido à efeitos térmicos;  $\Delta l_a/l_a$  é o alongamento propriamente dito - adimensional; e  $\theta_a$  é a temperatura do aço, em  $^\circ\text{C}$ .

Porém, no anexo E da NBR 14323:2013, é possível calcular essas propriedades térmicas em função da temperatura atingida pelo aço, indicados pelas equações:

- Alongamento: O alongamento em uma peça de aço em situação de incêndio pode ser calculado por (item E.2.1 da NBR):

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \cdot 10^{-5}\theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8}\theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \quad (3-1)$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad \text{para } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \cdot 10^{-5}\theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \quad \text{para } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Perceba pela figura 3.5 que os resultados para alongamento das equações em 3-1 são muito próximos da equação sugerida:

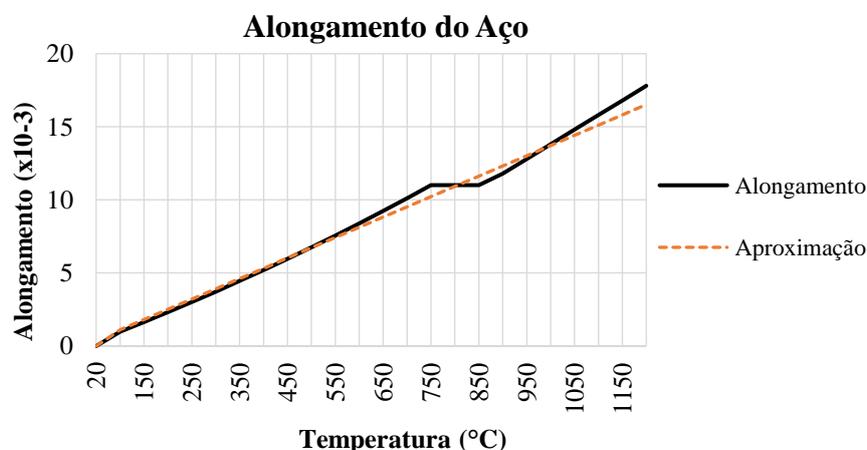


Figura 3.5 - Alongamento do aço segunda a NBR 14323:2013.

O alongamento do aço é uma propriedade de grande importância na resposta individual de peças no desempenho global da estrutura. Quando peças estruturais são aquecidas, elas naturalmente dilatam, e devido a restrições de apoio, tem sua expansão restringida. Isso gera nas peças tensões extras, e, conforme observado por Gillie (2001), os efeitos combinados de flexão mais esforço axial, combinados à depreciação do aço, reduzem drasticamente o desempenho da peça, com flambagem prematura de vigas. Esse tópico é melhor discutido no capítulo oito.

- Calor Específico: Pode ser calculado em função da temperatura, conforme anexo E da NBR 14323 (item E.3.1):

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-3} \theta_a^3 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C} \quad (3-2)$$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{para } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{para } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \quad \text{para } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

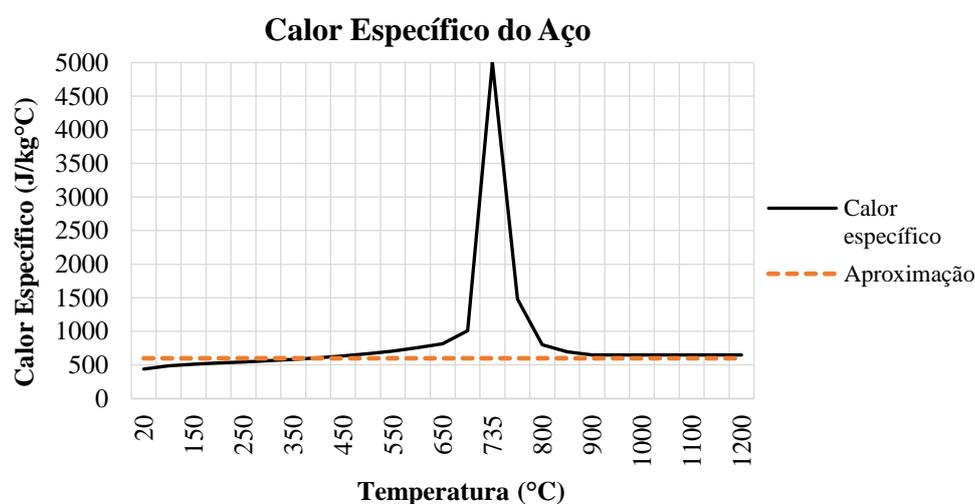


Figura 3.6 - Calor específico do aço segundo a NBR 14323:2013.

- Condutividade térmica: Pode ser calculado em função da temperatura por (item E.4.1):

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C} \quad (3-3)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{para } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

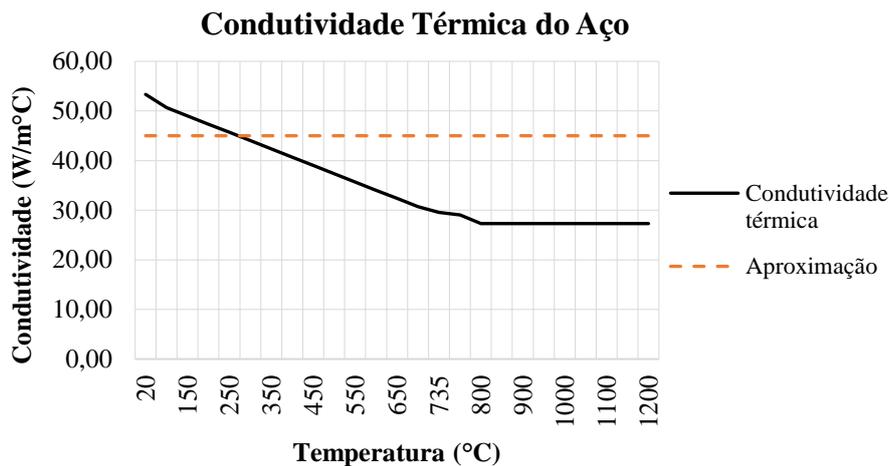


Figura 3.7 - Condutividade Térmica do aço segundo a NBR 14323:2013.

Conforme as figuras apresentadas, a norma Brasileira recomenda a utilização dos valores aproximados dessas propriedades para fins de simplificação do problema.

A temperatura estimada na peça de aço sujeita às trocas de calor com os gases quentes pode ser estimada pelas equações abaixo, conforme a NBR 14323, item 8.5:

- Elementos estruturais, em proteção contra incêndio, têm sua temperatura elevada de acordo com o item 8.5.1.1.1 da NBR14323:2013:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (3-3)$$

Em que:

$$k_{sh} = 0,9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (3-4)$$

Onde  $\Delta\theta_{a,t}$  é a elevação de temperatura de uma peça de aço não protegida por isolamento térmico;  $(u/A)$  é o fator de massividade para elementos de estruturais de aço sem

proteção contra incêndio em 1/m (indicado na figura 3.8);  $c_a$  é o calor específico do aço;  $\rho_a$  é a massa específica do aço;  $\varphi$  é o fluxo de calor por unidade de área (conforme indicado na equação 2-6);  $\Delta t$  é o intervalo de tempo em segundos de exposição (não devendo exceder 5 segundos – NBR 14323, 2013);  $k_{sh}$  é o fator de correção para o efeito de sombreamento (que pode ser tomado igual a uma unidade para seções fechadas); e  $(u/A_g)_b$  é o fator de massividade, definido como a relação entre o perímetro exposto ao incêndio de uma caixa hipotética que envolve o perfil (item 8.5.1.1.2 da NBR 14323:2013).

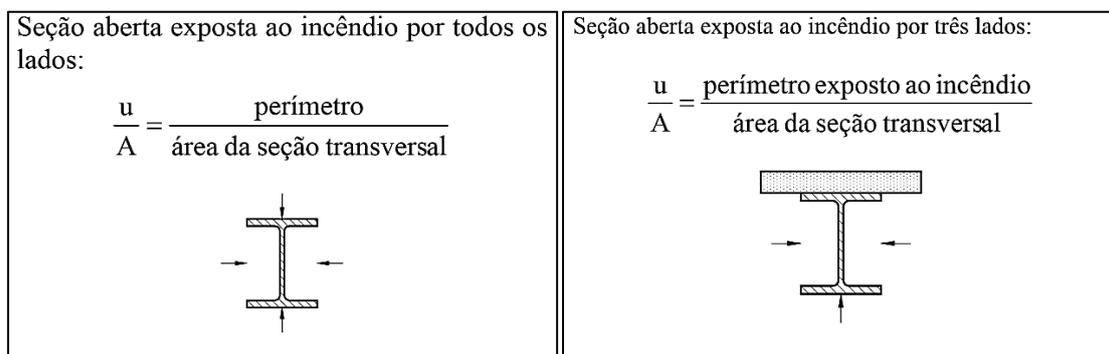


Figura 3.8 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais sem proteção (parte da Tabela 5, NBR 14323:2013).

- Elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio têm sua temperatura elevado de acordo com o item 8.5.1.2.2 da NBR14323:2013:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m/A) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{t_m c_a \rho_a (1 + \xi/4)} \Delta t \frac{\Delta\theta_{g,t}}{(4/\xi + 1)} \quad (3-5)$$

Em que:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m/A) \quad (3-6)$$

Onde  $\Delta\theta_{a,t}$  é a elevação de temperatura de uma peça de aço com proteção;  $(u_m/A)$  é o fator de massividade para elementos estruturais em aço com proteção contra incêndio em 1/m (indicado na figura 3.9);  $u_m$  é o perímetro efetivo do material de proteção, igual ao perímetro da face interna do material de proteção contra incêndio mais metade dos afastamentos desta face ao perfil de aço, em metros;  $c_m$  é o calor específico do material

de proteção;  $c_a$  é o calor específico do aço;  $t_m$  é a espessura do material de proteção, em metros;  $\rho_a$  é a massa específica do aço em quilograma por metro cúbico;  $\rho_m$  é a massa específica do material de proteção em quilograma por metro cúbico;  $\lambda_m$  é a condutividade térmica do material de proteção em  $W/m^\circ C$ ;  $\varphi$  é o fluxo de calor por unidade de área (conforme indicado na equação 2-6);  $\Delta t$  é o intervalo de tempo em segundos de exposição;  $\theta_{a,t}$  é a temperatura do aço no tempo  $t$  em graus Celsius; e  $\theta_{g,t}$  é a temperatura dos gases no tempo  $t$  (indicados pelas equações 2-25 e 2-27) em graus Celsius.

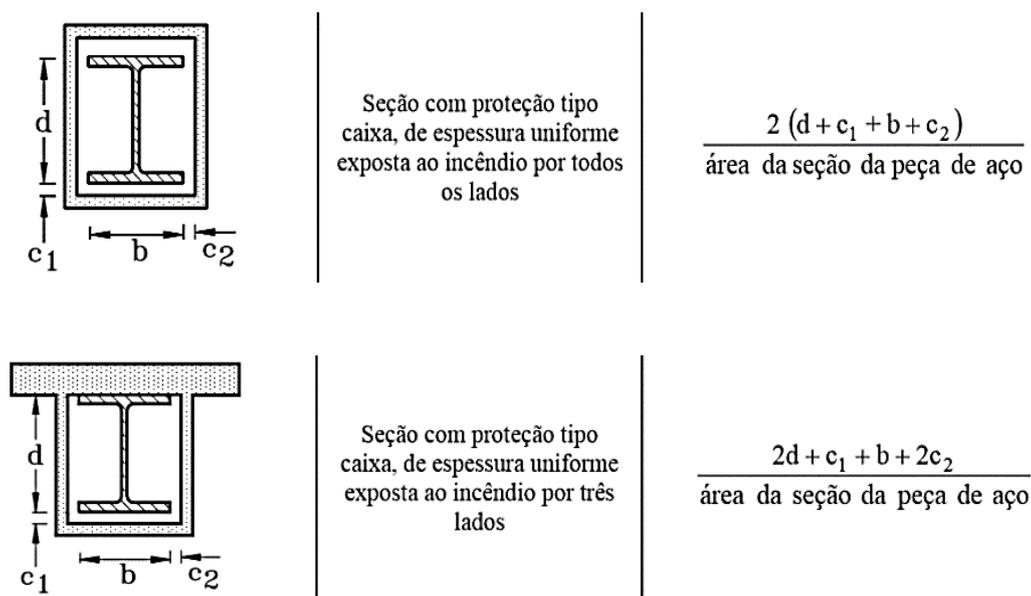


Figura 3.9 - Fator de massividade para alguns elementos estruturais com proteção (parte da tabela 6, NBR 14323:2013).

#### **4 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS I A FLT EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

O dimensionamento e verificação de peças metálicas se faz, atualmente, de forma bem simplificada, sendo, portanto, necessário ao projetista considerar três etapas: a primeira etapa em que se prevê, ou estima-se, a temperatura dos gases em função do tempo através das curvas padronizadas ou por meio de simulações térmicas. A segunda etapa consiste em verificar a taxa de transferência de calor dos gases quentes para as peças estruturais, considerando a intervenção de materiais isolantes ou não, em que se estima a temperatura do aço, em função do tempo. E a última etapa consiste em verificar a capacidade das peças considerando a depreciação das propriedades mecânicas com base nas informações coletadas nas etapas anteriores (Takagi, 2007).

O foco de estudo deste trabalho concentra-se somente na avaliação da instabilidade de vigas metálicas, que é um caso particular do estado de limite último de vigas esbeltas, fenômeno esse chamado de flambagem lateral com torção (FLT), apresentado a seguir.

##### **4.1 INSTABILIDADE EM VIGAS DE AÇO DE GEOMETRIA I**

Perfis de seção aberta e parede delgada (chamadas em inglês de “*thin-walled members*”), se submetidos a esforços de compressão na totalidade de suas seções transversais, ou em parte delas, frequentemente falham por perda de estabilidade. Há três modos de instabilidade, classificados como “flambagem local”, “flambagem por distorção” e “flambagem por flexo-torção” (ou flambagem lateral). A interação entre esses modos de falha pode existir, e sua previsão é demasiada complexa (Schafer, 2005).

A flambagem local, comumente observada em perfis com alta proporção de largura/espessura da seção, é a distorção localizada da seção transversal, sem haver a rotação lateral. Essa instabilidade ocorre devido à concentração de esforços cisalhantes (no caso da alma do perfil), ou pela concentração de esforços axiais na mesa comprimida. Uma forma de se evitar a flambagem local consiste da utilização de enrijecedores na seção transversal do perfil. Geralmente a ocorrência dessa instabilidade não é crítica para a peça, uma vez que há deformações locais, e conseqüente redistribuição de tensões, ocasionando estabilização da chapa sem atingir a totalidade da capacidade da viga (Fruchtengarten,

2005). O AISC prevê essa instabilidade apenas na alma do perfil (“*local web buckling*”), indicado no apêndice J do ANSI AISC 3060/10 (equações J.10-2 e J10-3).

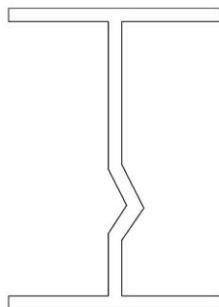


Figura 4.1 - Flambagem local.

Já a flambagem por distorção (constantemente referida como “*sidesway web buckling*” na literatura internacional) é a distorção no próprio plano da seção transversal da viga, com deslocamentos transversais nos encontros das chapas que compõem as mesas e flexão dos elementos que conectam essas chapas (alma). Geralmente, é confundido como a empenamento da alma do perfil (parecendo ser uma instabilidade local). Essa instabilidade distorcional é observada em vigas contínuas com travamento lateral apenas na mesa superior (geralmente em estruturas mistas, onde se tem uma viga conectada a uma laje por meio de conectores de cisalhamento), nas regiões de mudança de momento (momento negativo, próximas aos apoios) – onde a mesa comprimida não possui travamento lateral (Fruchtengarten, 2005). O AISC recomenda que a instabilidade distorcional não precise ser verificada para vigas com carga distribuídas (McComac, 2013).

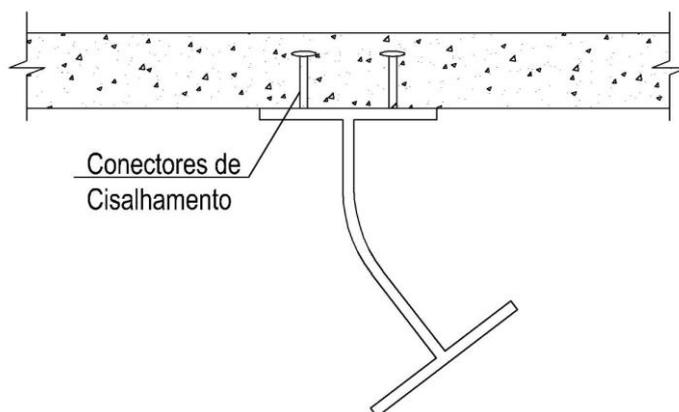


Figura 4.2 - Flambagem distorcional.

Ainda referente à instabilidade distorcional, há outra particularidade quando existe uma laje de concreto simplesmente apoiada em vigas metálicas – sem a existência de conectores de cisalhamento – em que o excesso de carga pode ocasionar a flambagem

lateral com flexo-torção, em conjunto com o empenamento de parte mesa superior (figura 4.4).

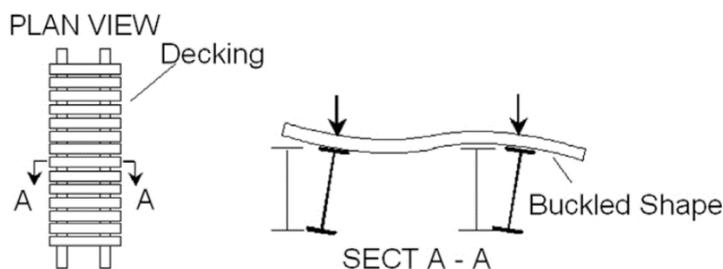


Figura 4.3 - Flambagem distorcional de vigas não compostas, Yura (2001).

O empenamento de parte da mesa superior é ocasionado pela tendência a rotação do perfil que é parcialmente prevenida pela reação que surge na laje em contato com um dos lados da mesa (que pode ser melhor observado na figura 4.4).

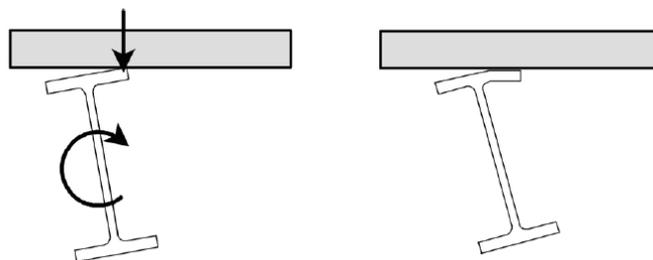


Figura 4.4 - *Tipping effect*, Yura (2001).

Yura (2001) classificou esse fenômeno como “*tipping effect*” (“efeito de inflexão de borda”) que aumenta consideravelmente o valor do momento distorcional resistente da viga (que é negligenciado nas operações de dimensionamento). Adicionalmente, Yura conduziu uma série de ensaios no Universidade do Texas em Austin, em parceria com o AISC, onde se determinou equações que considerassem o travamento lateral na contribuição de resistência do momento crítico de vigas a FLT. Para o caso de vigas com lajes simplesmente apoiadas, com dispositivos de travamento lateral, se tem:

$$M_{cr} = \sqrt{C_{bu}^2 M_0^2 + \frac{C_{bb}^2 \bar{\beta}_T E I_{eff}}{C_T}} < M_y \quad (4-1)$$

Onde  $C_{bu}$  equivale ao coeficiente de modificação do momento fletor ( $C_b$ ), considerado como 1.35 para carga concentrada no meio do vão pelo AISC;  $M_0$  é o momento crítico

de flambagem lateral com torção da viga, sem considerar travamento lateral;  $C_T$  é o coeficiente estabilização de carga - aplicação de carga no topo do perfil (equivalente a 1.2), ou no centroide da peça (equivalendo a 1.0);  $\overline{\beta}_T$  é o coeficiente efetivo para travamento lateral por enrijecedores (que pode ser encontrado no artigo de Yura, 2001, para diversas aplicações); e  $E I_{eff}$  é a rigidez efetiva do dispositivo de travamento lateral;  $M_y$  é o momento resistente ao escoamento da seção da viga.

Portanto, como pode ser observado na equação 4-1, o segundo termo dentro da raiz equivale a contribuição de resistência que o travamento lateral atuando na viga adiciona ao momento crítico por FLT. Caso não exista travamento lateral da viga, para a situação anteriormente citada, restará somente o primeiro termo da equação, equivalente ao próprio momento resistente da viga para FLT.

Por último, se tem a flambagem lateral com flexo-torção (FLT), que é, em essência, a combinação de flexão, torção e empenamento sem modificação da seção transversal da viga. O foco desta dissertação está neste último caso de instabilidade, que adotará como sinônimos da FLT, a expressão “instabilidade lateral”.

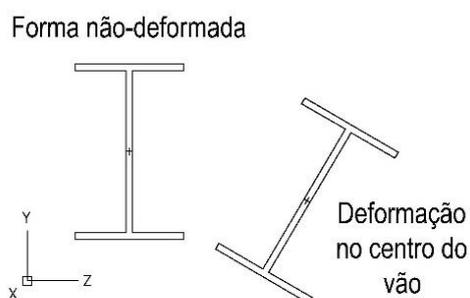


Figura 4.5 - Flambagem por flexo-torção lateral - FTL.

A flambagem lateral com torção, também chamada de instabilidade lateral (Bernuzzi, 2016), é um estado de limite último verificado no dimensionamento de vigas metálicas. Esse fenômeno está associado à torção da seção do perfil com empenamento da seção (Figura 4.5).

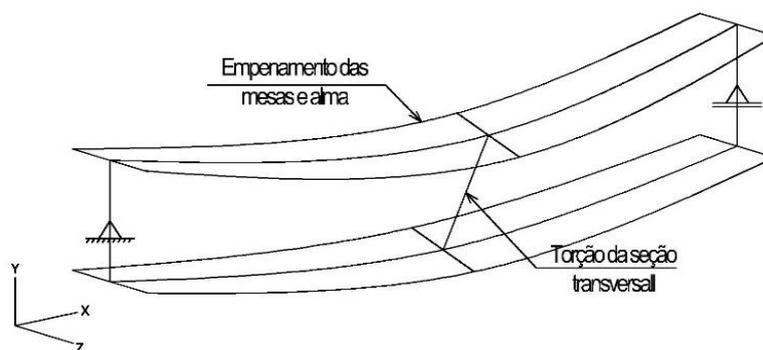


Figura 4.6 - Modelo de flambagem lateral com torção.

Essa instabilidade é causada pela componente de compressão que atua, no caso da viga indicada na Figura 4.6, na mesa superior, enquanto a componente da força de tração atua na mesa inferior. Esse campo de forças causa instabilidade que é parcialmente prevenida pela mesa inferior, o que gera torção (GALAMBOS, 1996, e Bernuzzi, 2016). Normas de dimensionamento consideram a flexo-torção como estado último de limite na flexão de vigas metálicas, quando sua verificação for necessária. A Figura 4.7 ilustra a curva de dimensionamento e verificação de perfis metálicos quanto à flexão. No caso da instabilidade, vigas esbeltas ( $\lambda > \lambda_r$ ) devem ter seus momentos solicitantes verificados quanto a seus momentos críticos para esse estado de limite.

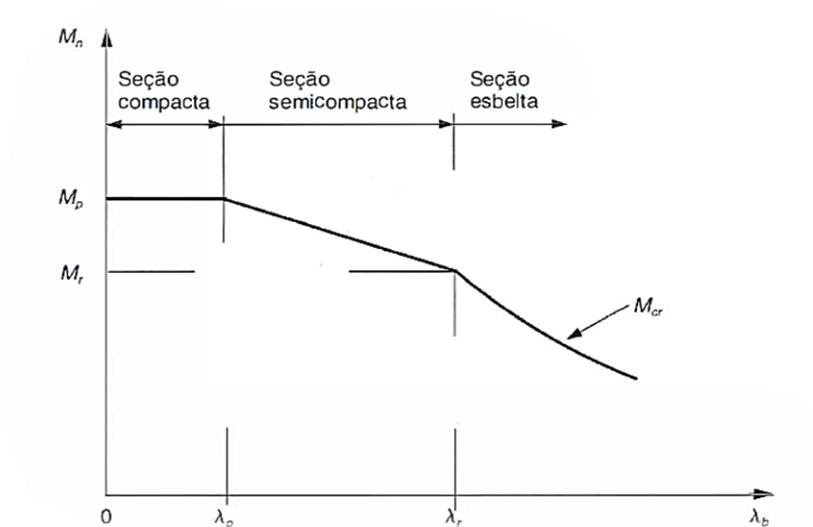


Figura 4.7 - Variação do momento resistente nominal de vigas I ou H, carregadas no plano da alma com efeitos de flambagem (Pfeil, 2009).

Devido à presença de ambas deformações laterais e torcionais, uma rigorosa abordagem é demasiada complexa e, por isso, algumas simplificações são realizadas para a possibilidade do desenvolvimento de equações que possam ser utilizadas no dimensionamento. O dimensionamento para a flexo-torção lateral essencialmente consiste na avaliação dos momentos máximos solicitantes, propriedades geométricas das seções, condições de apoio e restrições, arranjo de carregamento, centro de flexão e centro de cisalhamento. De acordo com Bernuzzi (2016), o carregamento no topo do perfil tem caráter desestabilizante, o que potencializa o fenômeno, enquanto o carregamento na mesa inferior tem caráter estabilizante na resposta da viga à flexão. Uma formulação geral apresentada por esse autor é indicada em 4-1:

$$M_{cr,u} = C_b \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2}} \left\{ \sqrt{GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_w L)^2} + \left[ \frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_w L)^2}} \right]^2} + \frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_w L)^2}} \right\} \quad (4-2)$$

Em que:

$$\beta_y = 2z_s - \frac{1}{I_y} \int_A (y^2 z + z^3) dA \quad (4-3)$$

$C_b$  é o fator de modificação para o diagrama fletor de momento fletor não-uniforme para o comprimento destravado (se a peça estiver travada lateralmente, adotar  $C_b = 1,00$ );  $C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal;  $E$  é o módulo de Young do aço;  $G$  é o módulo de elasticidade transversal do aço;  $I_z$  é o momento de menor inércia da peça identificado nessa dissertação como  $I_y$ ;  $I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;  $J$  é a constante de torção da seção transversal;  $k_w$  e  $k_z$  são coeficiente de restrição lateral e de apoio respectivamente;  $L$  é o comprimento da viga (em que  $L_b = k_z L$ );  $M_{cr}$  é o momento fletor de flambagem elástica;  $\beta_y$  é o coeficiente de Wagner, que considera a simetria nos dois eixos da seção transversal da peça;  $z_s$  é a distância entre o centro de cisalhamento e o centro de flexão.

Por fim, a equação geral para a instabilidade apresentado por Bernuzzi (2016) assemelha-se muito a formulação desenvolvida por Silva (1992) em sua dissertação. A seguir, são apresentadas as equações do momento crítico das normas Brasileira, Europeia e Americana.

## 4.2 NORMALIZAÇÃO DA FLT PARA INCÊNDIO

### 4.2.1 Norma Brasileira (NBR 14323:2013 e NBR 8800:2008)

Na esfera da determinação dos momentos críticos para o dimensionamento de vigas metálicas para flambagem lateral com torção, tanto a NBR 14323:2013 quanto a NBR 8800:2008, apresentam as seguintes equações para a determinação do momento resistente para a instabilidade de vigas:

$$M_{fi,Rd} = \kappa \chi_{fi} k_{y,\theta} M_{pl} ; \text{ quando } \lambda > \lambda_{r,fi} \quad (4-4)$$

Em que:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (4-5)$$

$$\varphi_{0,fi} = 0.5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (4-6)$$

$$\alpha = 0.022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad ; \quad \lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{k_{E,\theta} M_{cr}}} \quad (4-7)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0.039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (4-8)$$

E de acordo com o anexo G da NBR 8800:2008, têm-se:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad \text{e} \quad \lambda_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4-9)$$

$$\lambda_r = \frac{1.38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{\left( 1 + 27 \frac{C_w \beta_1^2}{I_y} \right)}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_y) W}{E J} \quad (4-10)$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} \text{ para seções I} \quad (4-11)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0 \quad (4-12)$$

Onde  $C_b$  é o fator de modificação para o diagrama fletor de momento fletor não-uniforme para o comprimento destravado (se a peça estiver travada lateralmente, adotar  $C_b = 1,00$ );  $C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal;  $E$  é o módulo de Young do aço;  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço;  $I_y$  é o menor momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;  $J$  é a constante de torção da seção transversal;  $k_{y,\theta}$  é o fator de resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme a Tabela 3.1 deste trabalho;  $k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme Tabela 3.1 deste trabalho;  $\lambda$  é a esbeltez da peça para vigas I;  $\lambda_r$  é um parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, e  $\lambda_{r,fi} = 0.85\lambda_r$ ;  $\lambda_p$  é um parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação,  $\lambda_{p,fi} = 0.85\lambda_p$ ;  $L_b$  é o comprimento destravado da peça;  $M_r = (f_y - \sigma_r)W$ ;  $M_{cr}$  é o momento fletor resistente de flambagem elástica;  $M_{pl}$  é o momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico pela resistência ao escoamento do aço:  $M_{pl} = Zf_y$ ;  $M_{\max}$  é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo (em módulo) no comprimento destravado;  $M_A$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo (em módulo) na seção situada a um quarto do comprimento destravado medido a partir da extremidade da peça a esquerda;  $M_B$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a dois quartos (no centro) do comprimento destravado medido a partir da extremidade da peça a esquerda;  $M_C$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado medido a partir da extremidade da peça a esquerda;  $\sigma_r$  é a tensão residual do aço, equivalente à 30% de  $f_y$ ;  $W$  é o módulo resistente elástico mínimo da seção transversal da peça em relação ao eixo de flexão;  $\kappa$  é o fator de correção para a temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor é dado por:

- $\kappa = 1$ ; para viga com todos os quatro lados expostos;

- $\kappa = 1,15$  ; para uma viga envolvida por material de proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporada no quarto lado;
- $\kappa = 1,4$  ; para uma viga sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporada no quarto lado;

#### 4.2.2 Norma Europeia (Eurocode 3 - ENV 1993-1-2)

O Eurocode apresenta equações de determinação do momento resistente de vigas esbeltas à FLT, se assemelhando muito às equações da norma Brasileira, ou vice-versa:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M,fi} (k_1 k_2)} \chi_{LT,mod} k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y ; \text{ quando } \lambda > \lambda_{r,fi} \quad (4-13)$$

Em que:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT,fi}}{f} \quad (4-14)$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \quad (4-15)$$

$$f = 1 - 0.5 (1 - k_c) \left[ 1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] < 1.0 \quad (4-16)$$

$$\Phi_{LT,\theta} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT,\theta} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right] \quad (4-17)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} , f_y \text{ em MPa} ; \quad \bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} ; \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (4-18)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} + \frac{L_b^2 G J}{\pi^2 E I_y}} \quad (4-19)$$

Onde  $C_b$  é o fator de modificação para o diagrama fletor de momento fletor não-uniforme para o comprimento destravado. Se a peça estiver travada lateralmente, adotar  $C_b = 1,00$ ;  $C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal;  $E$  é o módulo de Young do aço;  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço;  $I_y$  é o menor momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;  $J$  é a constante de torção da seção transversal;  $k_{y,\theta}$  é o fator de resistência ao escoamento do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme Tabela 3.1 deste trabalho;  $k_{E,\theta}$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura  $\theta_a$  conforme Tabela 3.1 deste trabalho;  $L_b$  é o comprimento destravado da peça;  $M_{cr}$  é o momento fletor resistente de flambagem elástica;  $M_{pl}$  é o momento fletor de plastificação da seção transversal, igual ao produto do módulo de resistência plástico pela resistência ao escoamento do aço:  $M_{pl} = Zf_y$ ;  $W_{pl,y}$  é o módulo de resistência plástico da seção transversal da peça em relação ao eixo de flexão, e usa-se a sigla  $Z$  para indicar o módulo de resistência plástico na norma Brasileira;  $\gamma_{M,fi}$  é um fator parcial que considera as propriedades do material em situação de incêndio, variando segundo a norma de cada país na União Europeia, adotado pelos projetistas como 1.05 (Bernuzzi. 2016);  $\beta$  é o coeficiente determinado por Vila Real para calibração das curvas de flambagem da viga (adotado como 0.75 neste trabalho – valor mais conservativo);  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  é o coeficiente de tipo de seção, determinado por Vila Real (adotar como 0.4 para seções I e H);  $k_1$  é o coeficiente de ajuste para não uniformidade da temperatura do aço (adotar 0.85 para 3 lados expostos, com laje no topo da viga);  $k_2$  é o coeficiente de classificação quanto aos graus de liberdade da viga (para vigas estaticamente determinadas, adotar como 1.0); e  $k_c$  é o coeficiente de ajuste do momento fletor considerando o tipo de travamento lateral da viga (sendo 1.0 para momento constante, 0.94 para carga distribuída, e 0.86 para carga pontual no meio do vão – todos sem considerar travamento lateral).

#### 4.2.3 Norma Americana (AISC 360/10)

A verificação para do momento resistente de cálculo para a flexão lateral com torção pode ser determinada pelas equações abaixo, conforme o “*Specification for Structural Steel Building*” (ANSI/AISC 360-10):

$$L_b < L_r(T) \Rightarrow M_n(T) = C_b \left\{ M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[ 1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right\} \quad (4-20)$$

$$L_b > L_r(T) \Rightarrow M_n(T) = F_{cr}(T) S_x = M_{cr}(T) \quad (4-21)$$

Em que:

$$F_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E}{(L_b/r_{st})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J c}{S_x h_0} \left( \frac{L_b}{r_{st}} \right)^2} \quad (4-22)$$

$$L_r(T) = 1.95 r_{ts} \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_0} + \sqrt{\left( \frac{J c}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{F_L(T)}{E(T)} \right)^2}} \quad (4-23)$$

$$M_r(T) = S_x F_L(T) \quad (4-24)$$

$$F_L(T) = F_y (k_p - 0.3k_y) \quad (4-25)$$

$$M_p(T) = Z_x F_y(T) \quad (4-26)$$

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} \leq 3,0 \text{ e} \quad (4-27)$$

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{I_y h_0}{2 S_x} \text{ (para Vigas I com dupla simetria)} \quad (4-28)$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} \text{ (para Vigas I com dupla simetria)} \quad (4-29)$$

Ou simplesmente:

$$M_{cr}(T) = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E(T) I_y G(T) J + \left( \frac{\pi E(T)}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (4-30)$$

Onde  $E(T)$  é o módulo de Young do aço em função da temperatura  $T$ ;  $F_{cr}(T)$  é a tensão crítica de flambagem do aço em função da temperatura  $T$ ;  $F_y$  é a tensão de escoamento do aço a temperatura ambiente;  $G(T)$  é o módulo de cisalhamento em função da

temperatura  $T$ ;  $h_0$  é a distância entre os centroides das mesas;  $I_y$  é o menor momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;  $J$  é a constante de torção da seção transversal;  $k_p$  é o fator redução de proporcionalidade do aço em função da temperatura, indicado na Tabela 3.2;  $k_y$  é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço em função da temperatura, indicado na Tabela 3.2;  $M_n(T)$  é o momento resistente nominal em função da temperatura  $T$ ;  $M_p(T)$  é o momento fletor de plastificação da seção transversal, em função da temperatura  $T$ ;  $c$  equivale a uma unidade para peças com dupla simetria;  $S_x$  é o módulo de resistência elástico da seção transversal da peça em relação ao eixo de flexão, e usa-se a sigla  $W$  para indicar o módulo de resistência elástico na norma Brasileira;  $Z_x$  é o módulo de resistência plástico da seção transversal da peça em relação ao eixo de flexão;

Quando as normas anteriores são comparadas, observa-se boa concordância entre elas. Ao se considerar um perfil VS 200 x 25, com comprimento destravado de 7.0 metros, seu momento resistente, calculado para o caso de uma viga bi apoiada com momento constante em sua seção (ou seja,  $c_b = 1$ ) em KNm, é comparado entre as normas, tem-se:

Tabela 4.1 – Comparação dos momentos resistentes de acordo com as normas atuais.

Norma	Mcr (KNm)
NBR 14323:2013	24.880
ENV 1993 1-2	25.590
AISC 360/10	28.016

É notável a proximidade entre o Eurocode e a NBR (devido à sua formulação semelhante é observado que a NBR foi baseada no Eurocode) enquanto a diferença entre elas, em média, ao AISC é de 10% para este caso (situação essa já discutida por Takagi, 2007).

Todas as normas anteriores admitem que após a transferência de calor entre os gases quentes e as peças estruturais, elas podem ser verificadas considerando-se uma temperatura uniforme ao longo da seção transversal. Isso, todavia, não é o que acontece num evento de incêndio como identificado por parte dos autores citados em 1.3 e 1.4 desse trabalho. Ainda, norma Brasileira, em adição, adota o fator  $\kappa$  para corrigir o fenômeno da não-uniformidade da distribuição da temperatura.

Apesar disso, as normas identificam que a análise térmica simplificada possa ser substituída por modelos mais complexos de investigação, chamados de métodos avançados de cálculo, desde que embasados cientificamente (Eurocode 3 - 1-2, 2005, e AISC ASTM E360/10). Assim, projetistas conseguem realizar uma análise mais próxima à realidade do problema físico.

A não normatização de modelos avançados de cálculo para o problema termomecânico é compreensível em virtude da alta complexidade do fenômeno e da transferência de calor e da resposta não linear da estrutura. Outros problemas intrínsecos à falha estrutural durante um incêndio, como grandes deformações, não linearidade geométrica e do material, dificultam a elaboração de modelos analíticos, que geralmente são baseados em pequenas deformações, modelos elástico-lineares, entre outras suposições, exploradas no Estado da Arte desta dissertação.

Esse motivo infere a utilização de modelos numéricos, com o auxílio do método dos elementos finitos, que possibilitam uma análise mais apropriada do problema termomecânico. Assunto esse que será tratado no capítulo 6.

Finalmente, os trabalhos iniciados no PECC (citados no item 1.4 desta pesquisa) desenvolveram fórmulas analíticas dos momentos críticos para vigas metálicas em situação de instabilidade e sujeitas à incêndios. Essas fórmulas são apresentadas a seguir.

## 5 FORMULAÇÃO ANALÍTICA DA INSTABILIDADE LATERAL DE VIGAS I

Tendo o prévio conhecimento do fenômeno de instabilidade em vigas simplesmente bi apoiadas (como indicadas na Figura 4.6) , observa-se que o desempenho mecânico da mesa superior de perfis I (ou mesa comprimida) é primordial para a capacidade da viga, enquanto que a viga inferior (ou viga tracionada) é primordial para a estabilidade da viga. Adicionalmente, trabalhos anteriores indicaram a alta não-uniformidade da distribuição das temperaturas na seção transversal dessas peças (especialmente quando o perfil suporta uma laje maciça de concreto - situação essa de maior ocorrência em edificações com esse sistema), incluindo elevado gradiente térmico entre as mesas do perfil.

Por isso, os trabalhos desenvolvidos pelo PECC, propuseram a separação das propriedades geométricas, e conseqüente mecânicas, das mesas do perfil na análise da equação do momento crítico. O desenvolvimento dessas formulações é considerado inovador e conforme apresentados anteriormente, a normatização do momento resistente de cálculo para FLT considera a geometria de toda a seção transversal da peça ( $E$ ,  $I$ ,  $C_w$  e  $J$ ). Visando a separação dessas propriedades ( $E$ ,  $I$ ,  $C_w$  e  $J$ ) entre as mesas, buscaram-se formulações que retratassem melhor o aquecimento desigual da seção transversal da peça, e conseqüentemente um melhor entendimento da resposta mecânica da viga em um evento de incêndio (lembrando-se que o autor Yin (2003) propôs a separação das mesas na determinação da capacidade dos perfis, contudo, apenas considerou a separação dos módulos de Young - obtendo resultados pouco interessantes). Elas são apresentadas a seguir:

### 5.1 NUNES (2005)

Nunes foi o primeiro autor do PECC a desenvolver uma formulação de momento crítico em vigas I bi apoiadas, submetidas à flexão pura em situação de incêndio. A equação do momento crítico foi obtida pelo método da energia e possui solução fechada. Ela foi inovadora pois, considera a separação das inércias, dos módulos de Young e das contribuições da constante torcional das mesas da viga I para cálculo do momento – situação essa que seria mais interessante na análise térmica associado ao fenômeno de

FLT devido à depreciação desigual da seção transversal do perfil pelos gradientes de temperatura. Nenhum dos autores citados no item 1.3 desenvolveram uma formulação como a de Nunes, o tornando pioneiro na análise de FLT em vigas I em situação de incêndio, considerando a depreciação não uniforme na seção transversal da peça. A equação do momento crítico pode ser observada na equação 5-1:

$$M_{cr,\theta} = \frac{\pi^2 h}{2L_b^2} \left[ (E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2) + \sqrt{(E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2)^2 + \frac{4L^2 (E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2)}{\pi^2 h} \sum_{i=1}^2 E_{i,\theta} C_i} \right] \quad (5-1)$$

E se  $E_1 = E_2 = E$  e  $I_1 = I_2 = I$ , temos:

$$M_{cr} = \frac{E_\theta \pi^2}{L_b^2} \sqrt{\frac{I h^2}{4} + CI \frac{L_b^2}{\pi^2}} \quad (5-2)$$

Onde  $E_{1,\theta}$  é o módulo de Young da mesa superior em função da temperatura do aço  $\theta_a$ ;  $E_{2,\theta}$  é o módulo de Young da mesa inferior em função da temperatura do aço  $\theta_a$ ;  $I_1$  e  $I_2$  são as inércias das mesas superior e inferior, respectivamente;

## 5.2 CAMPÊLO (2008)

Campêlo foi a segunda autora do PECC a desenvolver uma formulação momento crítico em vigas I bi apoiadas, submetidas à carga concentrado no meio do vão, em situação de incêndio. A equação do momento crítico foi obtida pelo método da energia e também possui solução fechada. Ela manteve a fundamentação teórica da depreciação desigual do perfil, e sua equação também considera a separação das inércias, dos módulos de Young e das contribuições da constante torcional das mesas na determinação do momento crítico, que pode ser observada na equação 5-3:

$$\begin{aligned}
M_{cr,\theta} & \quad (5-3) \\
&= \frac{12 \pi^2}{L_b^2 (6 + \pi^2)} \left\{ [E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}]^2 + \left[ \frac{L_b^2 (6 + \pi^2)}{48} \right] \left[ \sum_{i=1}^2 E_{i,\theta} C_i + \frac{E_{1,\theta} I_1 E_{2,\theta} I_2 h^2 \pi^2}{L_b^2} \right]} \right\}
\end{aligned}$$

E se  $E_1 = E_2 = E$  e  $I_1 = I_2 = I$ , temos:

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= \frac{6 \pi^2 (E_{\theta} I)_{total}}{L_b^2 (6 + \pi^2)} \left\{ [h - 2f] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[h - 2f]^2 + \left[ \frac{L_b^2 (6 + \pi^2)}{48} \right] \left[ \frac{4C}{(I)_{total}} + \frac{h^2 \pi^2}{L_b^2} \right]} \right\} \quad (5-4)
\end{aligned}$$

### 5.3 RODRIGUES (2013)

Rodrigues foi a última autora do PECC a desenvolver uma formulação de carga crítica em vigas I bi apoiadas, submetidas à carga uniforme, em situação de incêndio. A equação do momento crítico foi obtida pelo método da energia e também possui solução fechada. Ela manteve a fundamentação teórica da depreciação desigual do perfil, e sua equação também considera a separação das inércias, dos módulos de Young e das contribuições da constante torcional das mesas na determinação do momento crítico, que pode ser observada na equação 5-5:

$$\begin{aligned}
M_{cr,\theta} & \quad (5-5) \\
&= \frac{15 \pi^4}{2L_b^2 (\pi^4 + 45)} \left\{ [E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}]^2 + \left[ \frac{(\pi^4 + 45)}{30} \right] \left[ E_{1,\theta} I_1 E_{2,\theta} I_2 h^2 + \frac{L_b^2 (E_{\theta} I)_{total}}{\pi^2} \sum_{i=1}^2 E_i C_i \right]} \right\}
\end{aligned}$$

E se  $E_1 = E_2 = E$  e  $I_1 = I_2 = I$ , temos:

$$M_{cr} = \frac{15 \pi^4 (E_{\theta} I)_{total}}{4L_b^2 (\pi^4 + 45)} \left\{ (h - 2f) + \sqrt{(h - 2f)^2 + \left[ \frac{(\pi^4 + 45)}{30} \right] \left[ h^2 + \frac{4L_b^2 C}{\pi^2 (I)_{total}} \right]} \right\} \quad (5-6)$$

Adicionalmente, em seu estudo, Rodrigues (2013), comparou os resultados de todas as equações anteriores com seus devidos ajustes e recomendações, e concluiu que há grande concordância e coerência entre as fórmulas analíticas para o momento crítico de vigas I para FLT entre autores. A autora, ainda, levou em consideração o impacto do isolamento dos perfis com material refratário na determinação da carga crítica e seus resultados indicaram a necessidade de verificação das equações da norma Brasileira.

#### 5.4 SILVA (1992)

Para concluir, mencionamos o autor Silva (1992) por suas contribuições nesta área de estudo. Apesar de sua formulação não separar as mesas do perfil na análise, ela considera as restrições de apoio e local de aplicação da carga. Silva desenvolveu, portanto, uma formulação para um caso geral de vigas I para a determinação do momento crítico à flambagem lateral por flexo-torção lateral, que se assemelha em muito a equação 4-1 de Bernuzzi (2016). Em sua análise, ele considerou vigas monossimétricas de abas desiguais, e a equação do momento crítico final pode ser observada na equação abaixo:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E I_y}{(Kl)^2} \left[ -(C_p a + C_k k) + \sqrt{(C_p a + C_k k)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left( 1 + \frac{G I_t (Kl)^2}{E C_w \pi^2} \right)} \right] \quad (5-7)$$

Em que:

$$k = y_c - \frac{1}{2I_x} \int (x^2 + y^2) y dA \quad (5-8)$$

Onde  $C_b$  é o coeficiente associado ao diagrama de momentos fletores;  $C_p$  é o coeficiente associado à posição do carregamento;  $C_k$  é o coeficiente associado à monossimetria da seção;  $K$  é o coeficiente associado ao tipo de vinculação (restrição a deslocamentos);  $k$  é o coeficiente de monossimetria (caso a peça seja simétrica, considerar  $k = 0$ );  $l$  é o comprimento do vão da viga (corresponde ao  $L_b$  adotado nessa dissertação);  $I_t$  é a constante torcional (corresponde ao  $J$  adotado nessa dissertação);  $C_W$  é a constante de empenamento;  $EI_y$  que corresponde ao  $(EI)_{total}$  adotado nessa dissertação;  $I_x$  é o momento de inércia total da seção transversal, em relação ao eixo  $x$  local; e  $A$  é a área total da seção transversal;

Comparando-se as propostas anteriores, para o mesmo caso da viga bi apoiada VS200 x 25 (do capítulo anterior), com comprimento destravado de 7.0 metros e momento uniforme ( $c_b = 1$ ), têm-se:

Tabela 5.1 - Comparação dos momentos resistentes de acordo com as propostas dos autores.

Propostas	Mcr (KNm)
Silva (1992)	27.143
Nunes (2005)	26.958
Campêlo (2008)	26.284
Rodrigues (2013)	25.907

Assim, compara-se os resultados das normas (indicados na tabela 4.1) e o resultados das formulações do momento resistente da viga pelos autores acima (indicados na tabela 5.1), observa-se grande coerência dos resultados para aplicação comiserando temperatura ambiente (20°C).

Quando as equações das normas e dos autores são comparadas para a aplicação de incêndio, também se observa boa adequação. Para tanto, utiliza-se do mesmo exemplo anterior (caso da viga bi apoiada VS200 x 25, com comprimento destravado de 7.0 metros e momento uniforme), e considerando um incêndio com as seguintes características: Taxa

de ventilação de  $0.04 \text{ m}^{1/2}$ , carga de incêndio de  $100 \text{ MJ/m}^2$ , fator de parede de  $1160 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{°C}$ . E o perfil com massividade de  $239 \text{ m}^{-1}$  (considerando uma laje apoiada no topo do perfil, conforme figura 3.8, sem material isolante), tem-se a curva de incêndio e a elevação de temperatura do aço indicado na figura 5.1, e seus valor indicados na tabela 5.2.

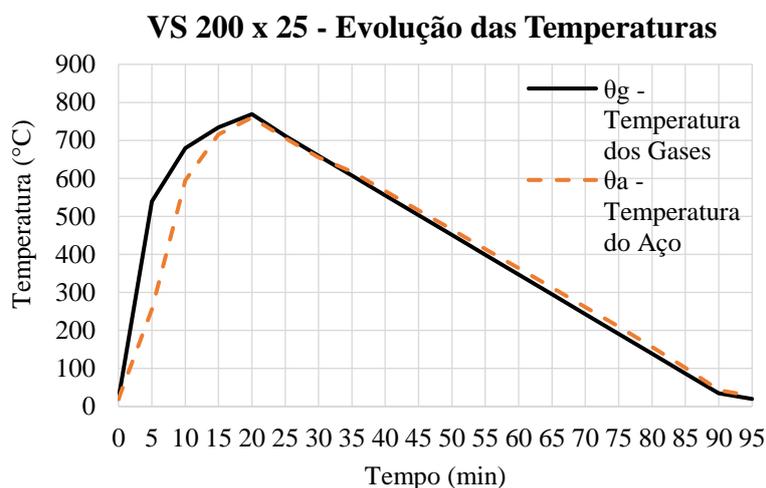


Figura 5.1 - Evolução da temperatura no perfil VS 200 x 25.

Tabela 5.2 - Distribuição das temperaturas – Perfil VS 200 x 25 (Uniforme)

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	θg - Temperatura dos Gases	θa - Temperatura do Aço	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
5	540	256	256	256	256
10	680	595	595	595	595
15	735	716	716	716	716
<b>20</b>	<b>769</b>	<b>760</b>	<b>760</b>	<b>760</b>	<b>760</b>
25	712	705	705	705	705
30	660	655	655	655	655
35	607	618	618	618	618
40	555	567	567	567	567
45	503	516	516	516	516
50	451	465	465	465	465
55	399	415	415	415	415
60	347	364	364	364	364
65	295	313	313	313	313
70	243	262	262	262	262
75	191	210	210	210	210
80	139	157	157	157	157
85	87	102	102	102	102
90	35	43	43	43	43
95	20	27	27	27	27

E para o caso de uma viga bi apoiada com momento constante, com comprimento destravado de 7.0 metros, têm-se as seguintes evoluções do momento resistente da viga considerando a temperatura uniforme na seção transversal da viga, conforme as figuras 5.2 e 5.3:

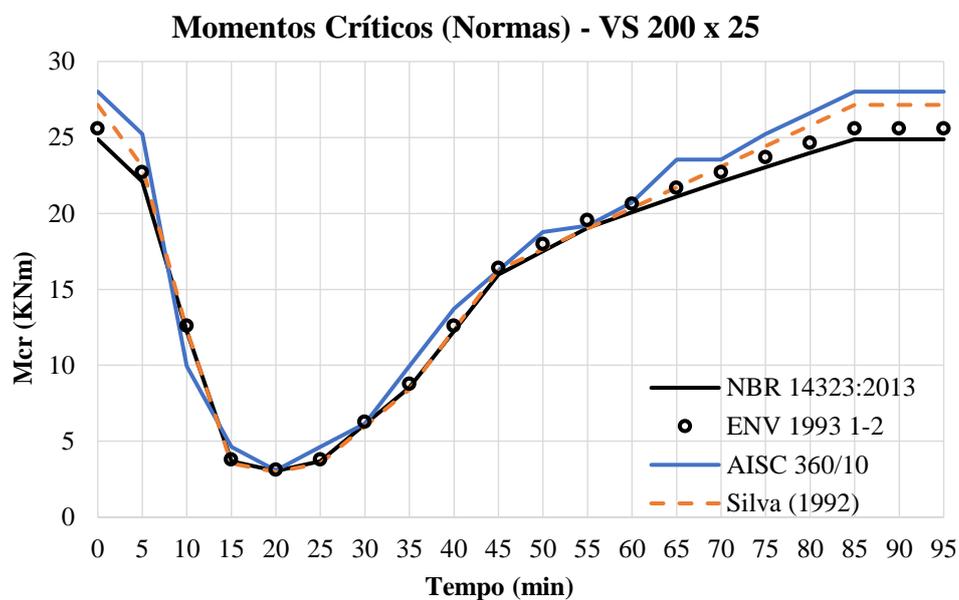


Figura 5.2 - Momentos resistentes normatizados da viga em situação de incêndio.

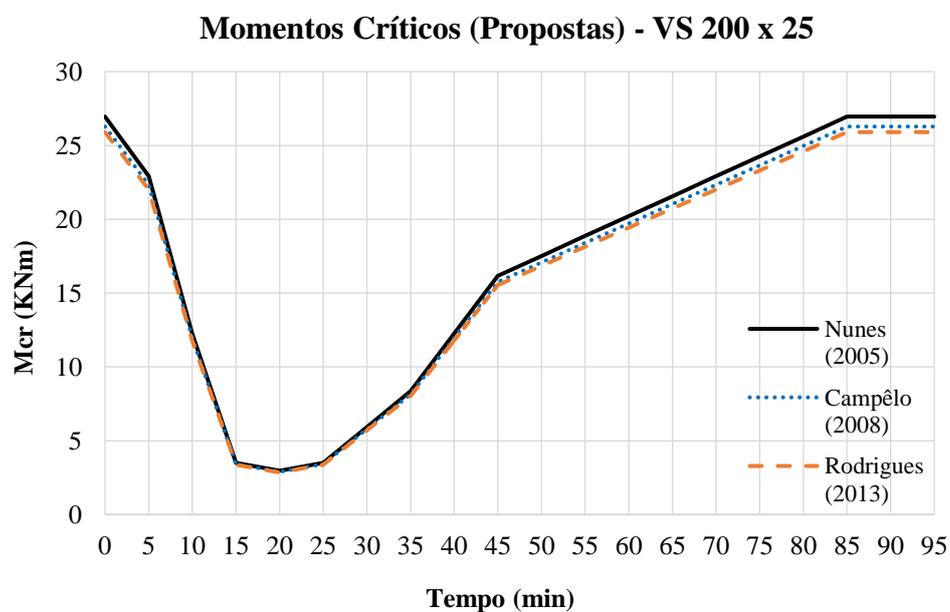


Figura 5.3 - Momentos resistentes propostos da viga em situação de incêndio.

Tabela 5.3 - Momentos resistentes normalizados da viga em situação de incêndio.

Tempo (min)	NORMAS					
	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b,fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)	
0	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
5	22.09	89%	22.70	89%	25.21	90%
10	12.27	49%	12.60	49%	9.95	36%
15	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%
<b>20</b>	<b>3.04</b>	<b>12%</b>	<b>3.13</b>	<b>12%</b>	<b>3.08</b>	<b>11%</b>
25	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%
30	6.12	25%	6.29	25%	6.16	22%
35	8.54	34%	8.77	34%	9.95	36%
40	12.27	49%	12.60	49%	13.73	49%
45	15.97	64%	16.42	64%	16.25	58%
50	17.51	70%	17.99	70%	18.77	67%
55	19.04	77%	19.56	76%	19.19	69%
60	20.08	81%	20.64	81%	20.73	74%
65	21.10	85%	21.69	85%	23.53	84%
70	22.09	89%	22.70	89%	23.53	84%
75	23.04	93%	23.69	93%	25.21	90%
80	23.98	96%	24.66	96%	26.62	95%
85	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
90	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
95	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%

Tabela 5.4 - Momentos resistentes propostos da viga em situação de incêndio.

FORMULAÇÕES							
Silva (1992)	Redução	Nunes (2005)	Redução	Campêlo (2008)	Redução	Rodrigues (2013)	Redução
M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
23.07	85%	22.91	85%	22.34	85%	22.02	85%
12.35	46%	12.27	46%	11.96	46%	11.79	46%
3.53	13%	3.50	13%	3.42	13%	3.37	13%
<b>2.99</b>	<b>11%</b>	<b>2.97</b>	<b>11%</b>	<b>2.89</b>	<b>11%</b>	<b>2.85</b>	<b>11%</b>
3.53	13%	3.50	13%	3.42	13%	3.37	13%
5.97	22%	5.93	22%	5.78	22%	5.70	22%
8.41	31%	8.36	31%	8.15	31%	8.03	31%
12.35	46%	12.27	46%	11.96	46%	11.79	46%
16.29	60%	16.18	60%	15.77	60%	15.54	60%
17.64	65%	17.52	65%	17.08	65%	16.84	65%
19.00	70%	18.87	70%	18.40	70%	18.13	70%
20.36	75%	20.22	75%	19.71	75%	19.43	75%
21.71	80%	21.57	80%	21.03	80%	20.73	80%
23.07	85%	22.91	85%	22.34	85%	22.02	85%
24.43	90%	24.26	90%	23.66	90%	23.32	90%
25.79	95%	25.61	95%	24.97	95%	24.61	95%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%

As tabelas 5.3 e 5.4 quantificam a evolução dos momentos críticos para cada formulação apresentada (tanto pelas normas quando pelas propostas dos autores). Foi medido também a porcentagem de redução do momento crítico em função do tempo de exposição ao incêndio indicado. No instante  $t = 0$  minutos, onde as temperaturas são assumidas como  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ , o momento resistente de todas as formulações é máximo, representando 100%. A medida que o tempo avança e o incêndio evolui, a temperatura do aço se eleva, começando o processo de depreciação do aço, e redução na capacidade portante da viga. No tempo  $t = 20$  minutos, com pico máximo de temperatura do aço de  $760^{\circ}\text{C}$ , todas as formulações apontaram redução considerável do momento crítico, flutuando entre 11% a 13% da capacidade inicial, com exceção do AISC, apontando 17% da capacidade inicial (fato esse já observado por Takagi, 2007). Após atingir a temperatura máxima, depois de 20 minutos de exposição, o incêndio entra no ramo de resfriamento, com redução das temperaturas, e conseqüente reconstituição das propriedades mecânicas do aço, que se reflete em ganho de capacidade portante através a elevação dos momentos críticos.

Percebe-se, portanto, que para este exemplo (em que as temperaturas da seção do aço são consideradas como uniformemente distribuídas), percebe-se grande adequação entre as formulações propostas e as prescritas pelas normas.

Caso a temperatura na seção transversal não seja uniforme, conforme discutido anteriormente, há menor redução dos momentos resistentes indicados pelas propostas, uma vez que a depreciação do perfil não é uniforme, e diferentes regiões dele passam a contribuir para a resistência do perfil. Esse tópico é discutido com maior profundidade no capítulo 7.

## **6 ESTUDO NUMÉRICO**

Esse capítulo apresenta a principal ferramenta para a determinação das soluções e resultados do capítulo subsequente. Uma introdução ao Método dos Elementos finitos é apresentada, seguido por uma descrição do software ABAQUS, ferramenta computacional utilizada nesta dissertação.

### **6.1 INTRODUÇÃO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS**

Virtualmente, todo fenômeno da natureza, seja ele biológico, químico, mecânico, eletromagnético ou aeroespacial, pode ser descrito por formulações matemáticas com a ajuda das leis da Física, e premissas da Matemática, Álgebra, ou Cálculo Diferencial e Integral. Portanto, um fenômeno físico pode ser descrito por equações matemáticas, também chamadas de Modelos Matemáticos.

Modelos matemáticos de um problema de condições de contorno, ou fenômeno físico, são desenvolvidos a partir de hipóteses matemáticas relativo ao seu funcionamento, através da utilização de axiomas e leis físicas que o governam. Em adição, essas formulações são caracterizadas pela alta complexidades das equações, sejam elas diferenciais ou integrais, entrelaçadas ao caráter geométrico do problema. Conseqüentemente, quando o problema matemático era analisado e estudado, havia-se grande necessidade de sua simplificação de tal forma a solucionar analiticamente o problema, devido à complexidade do domínio e a interdisciplinaridade do fenômeno físico (Reddy, 2006).

Atualmente, com o grande advento da tecnologia e de linguagens de computação, simulações numéricas ganharam excepcional espaço no desenvolvimento e análise de modelos matemáticos, sendo essa linha do conhecimento chamada de Mecânica Computacional (Reddy, 2006).

Adicionalmente, simulações numéricas têm sido largamente utilizadas tanto na Indústria - para a fabricação e dimensionamento de elementos em infinitas aplicações - quanto no estudo e calibração de modelos matemáticos pela Academia. A aceitação desse método advém do baixo custo operacional e financeiro (quando comparado com experimentos em

laboratório), boa precisão e agilidade no desenvolvimento de resultados e boa concordância com as soluções analíticas. Os maiores destaques desse processo podem ser caracterizados (Reddy, 2006):

- Possibilidade de analisar diversos problemas práticos que envolvem domínios de alta complexidade, não linearidades físicas e de materiais;
- Possibilidade de análise de várias características físicas do problema estudado - geometria complicadas, combinação de materiais e combinações de carga - que permitem o entendimento mais profundo da influência desses fatores no fenômeno físico;
- Possibilidade de investigar um dado problema de condição de contorno, incluindo todos os recursos no modelo, sem se preocupar com a solução exata do problema;
- Ganho de produtividade, otimização e eficiência têm sido resultados notórios no desenvolvimento de produtos em escala industrial devido ao advento de métodos numéricos e implementação no cotidiano de engenheiros na solução de diversos problemas práticos.

Em sua essência, a simulação numérica é a resolução de um problema com condições de contorno (“*boundary value problem*”) da Mecânica do meio contínuo. Isso é possível graças à discretização de um meio, através de um conjunto de equações algébricas, e a posterior determinação da solução aproximada por um método matemático. Geralmente a resolução de um sistema de equações é feita por um método matricial, desenvolvido por um código computacional. Atualmente, os métodos de análise numérica disponíveis na literatura são: Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos de Contorno e Método sem Malha (que ainda está em desenvolvimento). Esse trabalho se destina somente à aplicação do Método dos Elementos Finitos.

O método dos elementos finitos (MEF ou “*FEM*” da sigla em Inglês) foi inicialmente desenvolvido para solucionar problemas da mecânica estrutural, porém percebeu-se que esse método poderia ser utilizado com igual eficiência na busca de soluções para outros diversos problemas físicos, de engenharia ou ainda matemáticos. Como dito anteriormente, a resolução do problema numérico consiste na resolução de sistemas de equações algébricas em um meio discreto. Esse meio, no caso do MEF, é constituído da caracterização do problema através de uma malha, sendo a subdivisão do domínio, com

a imposição das condições de contorno - temperaturas iniciais, condições apoios, propriedades geométricas, propriedades térmicas, propriedades físicas, tipos de carregamento, etc. Essa malha é formada por elementos finitos de geometrias diversas, (lineares, retangulares, triangulares) em diferentes espaços (em 1D, 2D e 3D) dependendo da aplicação e complexidade do fenômeno a ser analisado. A aproximação da solução do problema de condições de contorno está intimamente relacionada com densidade da malha discretizada. Intuitivamente, quanto maior a densidade de malha, melhor a aproximação. Contudo, maior tempo e custo computacional é exigido, ao passo que quanto menor a densidade da malha, menos aproximada será a solução, com redução no tempo e custo computacional.

Assim, a solução do sistema de equações é composta por campos de deslocamentos, deformações, tensões e temperaturas nodais, entre vários outros, que são armazenados e analisados após a rotina. A determinação dos resultados está intimamente ligada à qualidade do código computacional implementado, sendo esse o objetivo principal do engenheiro que performa a análise. Muitos códigos implementados têm resultados incoerentes devido à inserção inadequada das condições de contorno, ou da seleção inadequada de elementos paramétricos à realidade do problema físico, ao da qualidade da malha discretizada. Por isso, se faz necessário o entendimento prévio desses fatores no código computacional.

A respeito desse tema, essa pesquisa optou pela seleção do programa ABAQUS, baseado no MEF, para a resolução do problema físico estudado – análise termomecânica. Para isso, uma breve descrição do software é apresentada a seguir.

## **6.2 SOFTWARE ABAQUS**

A empresa *ABAQUS Incorporation* foi fundada em 1978 pelo Dr. David Hibbitt, Dr. Bengt Karlsson e Dr. Paul Sorensen, e originalmente foi chamada de Hibbitt, Karlsson e Sorensen (HKS). Posteriormente, com a aquisição da empresa pelo grupo DASSAULT SYSTEMES em 2005, a empresa passou a ser chamada ABAQUS Inc.

As primeiras versões do software para análise mecânica foram legalmente comercializadas em 1994, iniciado pela versão 5.4. A partir desse período, novas atualizações do sistema foram lançadas e atualmente, a versão mais recente é a versão 2017 (lançada em 2016).

As novas atualizações do ABAQUS incorporaram várias ferramentas, e é um dos softwares mais completos de análise mecânica; estática ou dinâmica, térmica, em regime estático ou transiente; e eletromagnética. Ele também possui ferramentas de análise da mecânica da fratura, reologia dos materiais, mecânica dos fluidos, problemas de não-linearidade física e geométrica, entre outras. Comercialmente, o software concorrente do ABAQUS é o ANSYS, e percebe-se maior utilização deste último pela indústria, enquanto o primeiro é mais usado em aplicações acadêmicas. Ambos os pacotes são bem completos, e os dois podem ser utilizados para análise do presente trabalho.

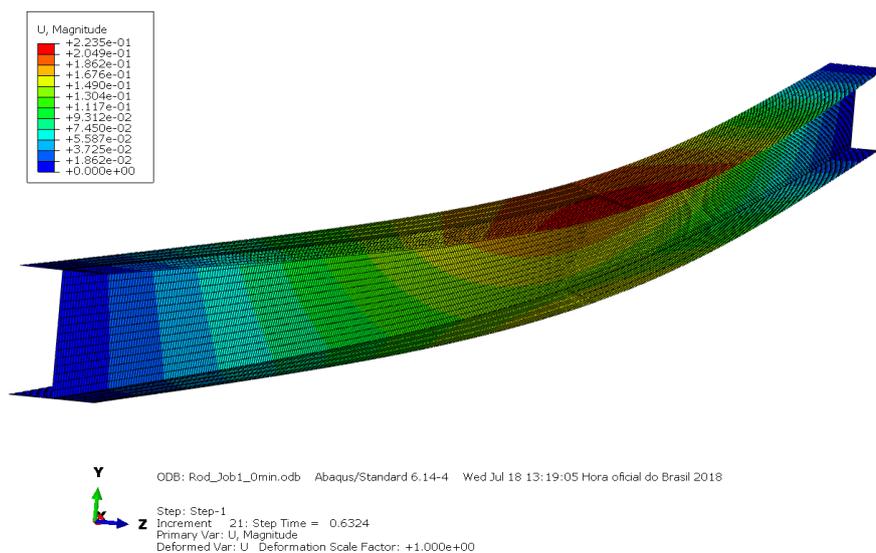


Figura 6.1 - Ilustração de uma viga tipo I elaborada pelo software ABAQUS.

Uma característica muito importante a ser mencionado sobre o ABAQUS é referente ao código “input” (de entrada), de informação das condições de contorno do problema analisado. O ABAQUS não possui unidades específicas (em KN, ou Kip, ou em metros, ou polegadas), mas sim unidades coerentes, por isso, os dados iniciais precisam ser inseridos com concordância de unidades. O profissional que está realizando a análise deve ser consistente com a inserção dessas informações iniciais. O ABAQUS disponibiliza tabelas de unidades em que o autor da simulação deve seguir consistentemente de forma a obter

resultados lógicos. Por isso, as unidades que serão apresentadas nessa dissertação estão todas em função de Newtons, metros, segundos e °C (Sistema SI). Maiores detalhes sobre software e de seus recursos são apresentados no próximo capítulo.

### 6.3 RECURSOS DO MODELO NUMÉRICO

Devido à complexidade do código computacional desenvolvido pelo software ABAQUS, com interface CAD, são apresentados os principais recursos, premissas e operações que possibilitaram elaborar o modelo numérico.

Conforme mencionado no Estudo da Arte, a análise termomecânica pode ser realizada de algumas formas, sendo que a realizada neste trabalho, foi feita em duas etapas: análise térmica (aquecimento do perfil), e; análise mecânica (em que as temperaturas da etapa anterior são inseridas nas vigas). Uma vez que o perfil tem suas propriedades depreciadas, em um dado tempo  $T_i$ , a carga foi inserida e a resposta do perfil foi computada. Esse procedimento foi realizado por Bailey (1995), Vila Real (2002) e Takagi (2007).

Para a primeira etapa, um modelo bidimensional foi feito, com elementos casca, onde somente foram inseridas cargas térmicas para a simulação da transferência de calor. As condições de contorno do problema apenas são as temperaturas das curvas de incêndio, as propriedades térmicas e geométricas. Os resultados das simulações são coletados, em termos de temperaturas nodais, que são avaliadas e depois são inseridas no modelo tridimensional para análise termomecânica, como temperaturas prescritas.

A análise termomecânica, então, é realizada para cada instante de evolução do incêndio – aplicação das temperaturas na seção transversal (das mesas e da alma), e aplicação de carga. Os resultados são armazenados para o cálculo do momento crítico, e o mesmo procedimento é feito para o instante seguinte, possibilitando traçar a curva de evolução dos momentos críticos da viga, para aquelas características do incêndio. O modelo 3D é feito com elementos casca, sem a discretização da laje (pois apenas as respostas dos perfis são de interesse para essa pesquisa), com condições de carga e de apoio específicas para cada caso. A análise das vigas é feita considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica e de material, assunto esse que será mais explorado no capítulo a seguir.

## 7 MODELO NUMÉRICO

Esse capítulo é dividido em duas partes; a primeira que aborda o problema térmico e a modificação localizada das propriedades do aço em sua seção transversal; e a segunda parte que explica o comportamento termomecânico do modelo numérico. As condições de contorno, as propriedades térmicas e mecânicas, assim como as características numéricas são pontualmente discutidas.

### 7.1 ANÁLISE TÉRMICA

A análise térmica foi realizada de acordo com a NBR 12323:2013, que recomenda a utilização das curvas de incêndio do Eurocode 3, em que se determinam as temperaturas dos gases em função do tempo dentro de um compartimento. Posteriormente, se determina, por meio das equações de fluxo de calor por convecção e radiação, (apresentadas no capítulo 2) a elevação da temperatura do aço no perfil. Neste último passo, a temperatura da seção transversal da peça é considerada uniforme - mesmo que o item A.2.1.11. da norma recomende que se faça a divisão das regiões da seção para serem analisadas separadamente. Essa suposição, extensamente comentada e discutidas nos trabalhos do PECC, não retrata da melhor forma a evolução da temperatura ao longo do comprimento da peça nem de sua seção transversal - problema esse detectado por outros autores, comentados no Estado da Arte deste trabalho.

Essencialmente, se adotou um processo simplificado de avaliação das temperaturas da seção transversal conforme autores anteriores - Nunes (2005), Campêlo (2008) e Rodrigues (2013) - analisando bidimensionalmente a evolução das temperaturas em diferentes partes da seção transversal do perfil. O modelo consistiu em discretizar uma viga de aço com uma laje de 10 cm de espessura, e as temperaturas dos gases do comportamento foram introduzidas em uma análise transiente na fronteira desses elementos. Por fim, as temperaturas de alguns nós foram coletadas e avaliadas.

As temperaturas atingidas de cada viga simulada, no entanto, são apresentadas considerando as características de cada incêndio avaliado, indicadas na Tabela 7.1, assim como as características geométricas dos perfis adotados, indicadas na Tabela 7.2.

Tabela 7.1 – Características dos incêndios avaliados.

Autor	Carga Térmica MJ/m <sup>2</sup>	Taxa de Ventilação m <sup>1</sup> /2	Nome da Curva de Incêndio	Seção avaliada
Nunes (2005)	100	0,04	Inc 1-1	VS 200 x 25
	200	0,08	Inc 1-2	VS 850 x 188
	250	0,12	Inc 1-3	CVS 1000 x 464
Campêlo (2008)	300	0,04	Inc 2-1	CVS 300 x 113
	600	0,08	Inc 2-2	CVS 500 x 250
	700	0,12	Inc 2-3	CVS 600 x 292
	700	0,12		CVS 700 x 166
Rodrigues (2013)	300	0,04	Inc 3-1	CVS 300 x 85
	500	0,08	Inc 3-2	VS 400 x 68
	600	0,12		VS 550 x 88
			Inc 3-3	CVS 600 x 210

Tabela 7.2 - Propriedades geométricas dos perfis selecionados.

Seção da Viga	Altura perfil		Alma		Mesa Superior		Mesa Inferior		Massividade (u/A) 1/m
	D	Lb	tw	hw	tf1	bf1	tf2	bf2	
	mm	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
VS 200 x 25	200	7	4.75	181	9.5	120	9.5	120	239.0
VS 850 x 188	850	15	8	800	25	350	25	350	114.4
CVS 1000 x 464	1000	30	19	937	31.5	700	31.5	700	65.6
CVC 300 x 113	300	22	12.5	255.2	22.4	250	22.4	250	92.1
CVC 500 x 250	500	26	22.4	437	31.5	350	31.5	350	63.0
CVS 600 x 292	600	25	22.4	537	31.5	400	31.5	400	63.3
CVS 700 x 166	700	30	8	650	25	320	25	320	110.6
CVS 300 x 85	300	15	12.5	262	19	200	19	200	108.0
VS 400 x 68	400	10	6.3	368	16	200	16	200	159.1
VS 550 x 88	550	12	6.3	518	16	250	16	250	163.1
CVS 600 x 210	600	20	16	555.2	22.4	400	22.4	400	88.3

Onde D é a altura da viga; Lb é o comprimento destravado; tw é a espessura da alma; hw é a altura da alma; tf1 é a espessura da mesa superior; bf1 é o comprimento da mesa

superior;  $tf_2$  é a espessura da mesa inferior;  $bf_2$  é o comprimento da mesa inferior; e  $(u/A)$  é a massividade do perfil, determinada de acordo com a figura 3.8.

Todos os autores adotaram as mesmas taxas de ventilação (0.04, 0.08 e  $0,12 \frac{1}{m^2}$ ) conforme recomendações das normas (mencionado no capítulo 2), e diferentes cargas de incêndio (variando entre 100 e  $700 \text{ MJ/m}^2$ ). Os resultados das temperaturas dos gases nos compartimentos de cada incêndio estão indicados na Tabela 7.3 e ilustrados nas figuras 7.1 a 7.3. É importante lembrar que todos os autores do PECC, em suas análises, assumiram um fator de parede  $b = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ } ^\circ\text{C}$ , conforme mencionado no capítulo 2.

Tabela 7.3 - Temperatura dos gases de acordo com a característica de cada incêndio

t (min)	Inc 1-1	Inc 1-2	Inc 1-3	Inc 2-1	Inc 2-2	Inc 2-3	Inc 3-1	Inc 3-2	Inc 3-3
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20
5	540	769	880	540	769	880	540	769	880
10	680	862	986	680	862	986	680	862	986
15	735	924	<b>1045</b>	735	924	1045	735	924	1045
20	<b>769</b>	<b>968</b>	905	769	968	1088	769	968	1088
25	712	812	717	797	1001	1122	797	1001	1122
30	660	671	530	821	1028	1150	821	1028	1150
35	607	529	342	843	1051	1175	843	1051	1175
40	555	387	155	862	1070	1196	862	1070	<b>1196</b>
45	503	246	20	880	1088	<b>1214</b>	880	1088	971
50	451	104		896	1104	1045	896	<b>1104</b>	783
55	399	20		911	1118	857	911	999	596
60	347			<b>924</b>	<b>1132</b>	670	<b>924</b>	916	408
65	295			869	1023	482	869	833	221
70	243			827	940	295	827	749	33
75	191			785	857	107	785	666	20
80	139			743	773	20	743	583	
85	87			701	690		701	499	
90	35			658	607		658	416	
95	20			616	523		616	333	
100				574	440		574	249	
105				532	357		532	166	
110				490	273		490	83	
115				447	190		447	20	
120				405	107		405		
125				363	23		363		
130				321	20		321		
135				279			279		
140				236			236		
145				194			194		
150				152			152		
155				110			110		
160				68			68		
165				59			59		
170				51			51		
175				42			42		
180				34			34		
185				26			26		
190				20			20		

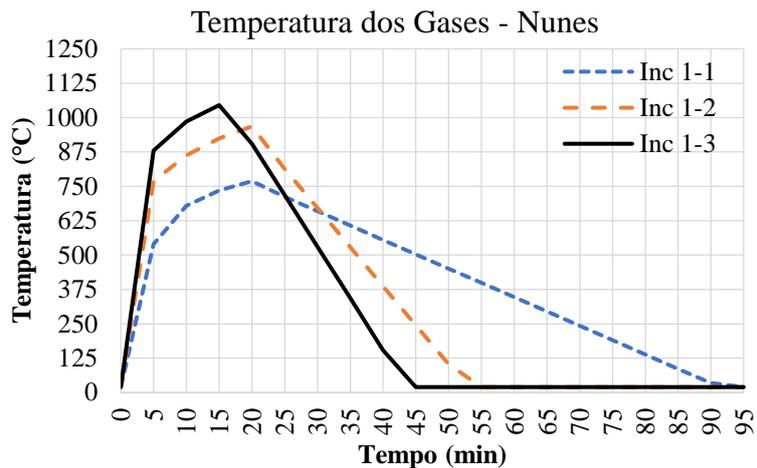


Figura 7.1 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação Nunes.

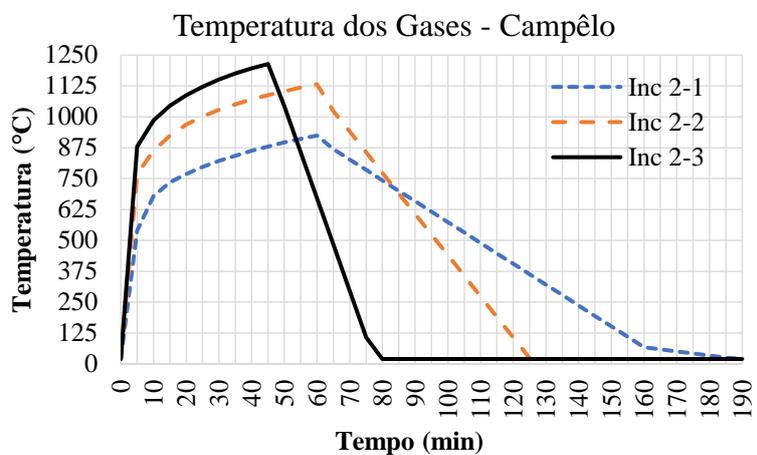


Figura 7.2 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação de Campêlo.

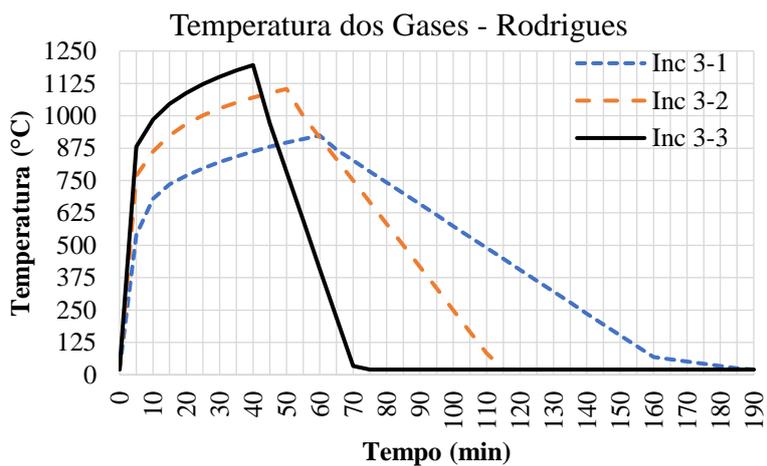


Figura 7.3 - Temperatura dos gases para incêndios para a validação de Rodrigues.

Associando as características de cada incêndio, indicados pela tabela 7.2, e observando as figuras 7.1 a 7.3, baseadas na curva natural de incêndio, é possível inferir que para estas aplicações:

1. O aumento na carga de incêndio produz aumento das temperaturas máximas atingidas dentro do compartimento;
2. O aumento na carga de incêndio prolonga a duração total do incêndio;
3. O aumento na taxa de ventilação reduz a duração do incêndio;
4. Quando a carga de incêndio é mantida, e a taxa de ventilação é aumentada, há um pequeno aumento de temperatura com redução no tempo do incêndio;

Essas curvas de temperaturas, portanto, são definidas como condições de contorno naturais, e são inseridas no modelo numérico como temperaturas prescritas na simulação numérica de transferência de calor. Assim, é possível entender como ocorre a distribuição dessas temperaturas ao longo da seção transversal da viga de aço, considerando o contato com uma laje maciça de concreto de 10 cm de espessura, conforme a figura 7.4:

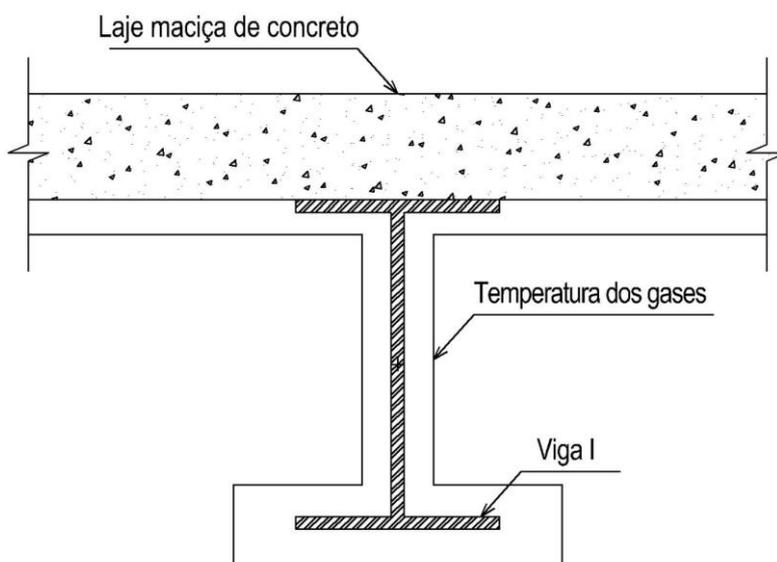


Figura 7.4 - Idealização das condições de contorno da análise da transferência de calor.

A discretização do domínio se deu pela divisão da viga e da laje por elementos de 2.5 mm de comprimento, para a aplicação de problemas de transferência de calor, chamados pelo ABAQUS de “*DC2D4 – A 4 node linear heat transfer quadrilateral element*” (elemento linear quadrangular, de 4 nós). Essa seleção proporcionou grande densidade de malha, indicado na figura 7.5, sem afetar o custo computacional.

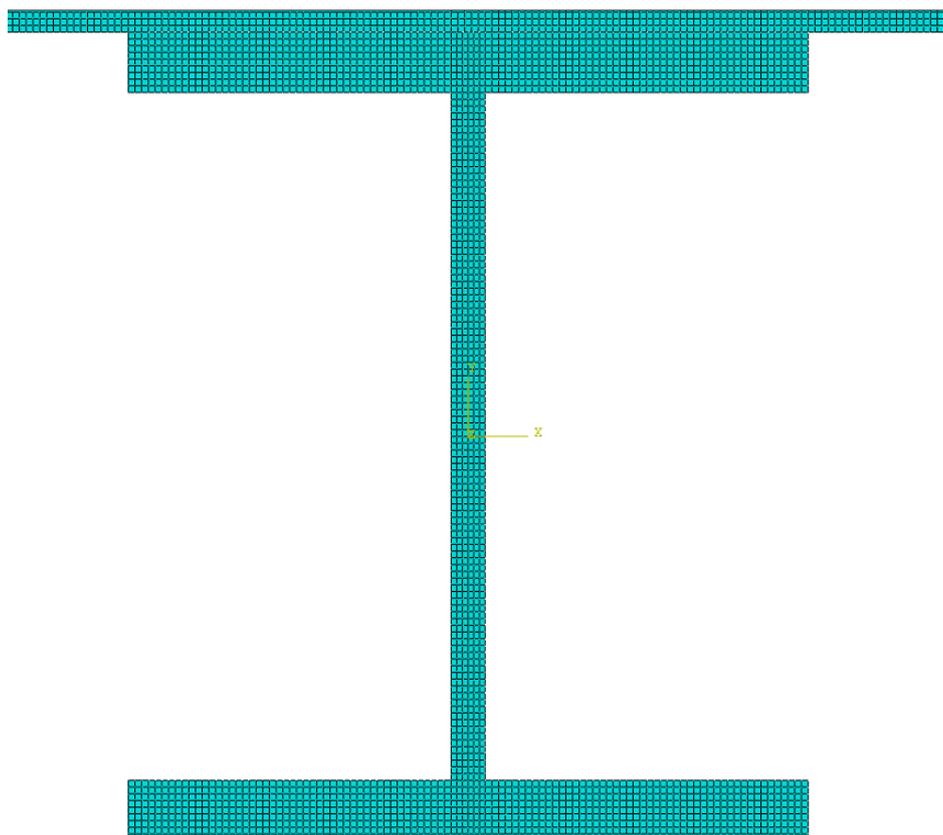


Figura 7.5 - Subdivisão do problema térmico.

A análise consistiu em inserir no ABAQUS a tabela de evolução das temperaturas (ou a curvas de incêndio) na fronteira dos elementos. Foram inseridas condições de interação convectivas e radiativas, onde se selecionou as regiões da laje e do perfil que estavam imersas nos gases aquecidos do incêndio (indicadas na figura 7.6), enquanto que o compartimento superior a esse (onde se entende que não houve exposição ao incêndio), teve temperaturas prescritas de 20°C (indicada na figura 7.7).

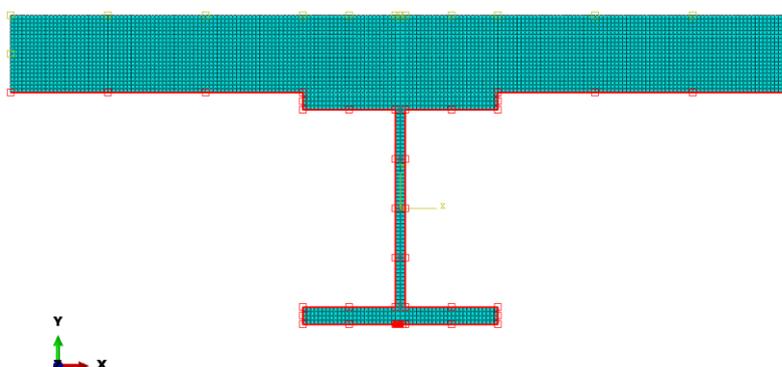


Figura 7.6 – Interação convectiva e radiativa do perfil e da laje exposta ao incêndio.

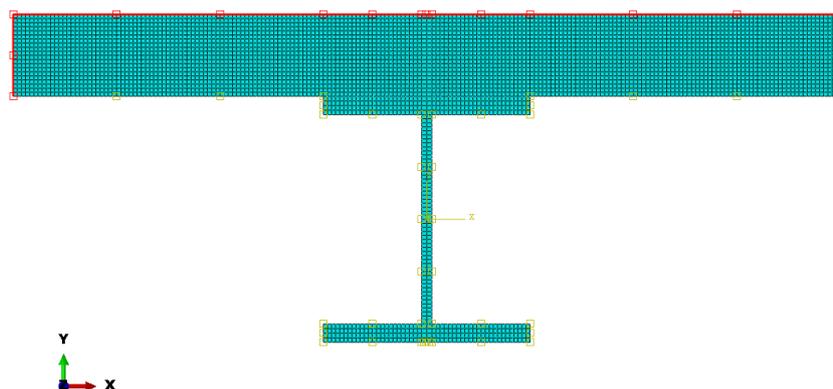


Figura 7.7 - Condição inicial da laje superior, a 20 °C.

Não foram inseridas cargas mecânicas, nem condições de contato por atrito, por essa etapa ser somente com finalidade de avaliar a transferência de calor. Assim, foi criado apenas um passo (“*step*”) no código, de análise térmica em regime transiente, onde o tempo máximo foi computado em segundos de evolução do incêndio. O passo foi subdividido em incremento de 60 segundos, com controle térmico e de energia dissipada (tanto do ambiente, quanto para o ambiente), onde o maior incremento de temperatura não poderia exceder 200 °C.

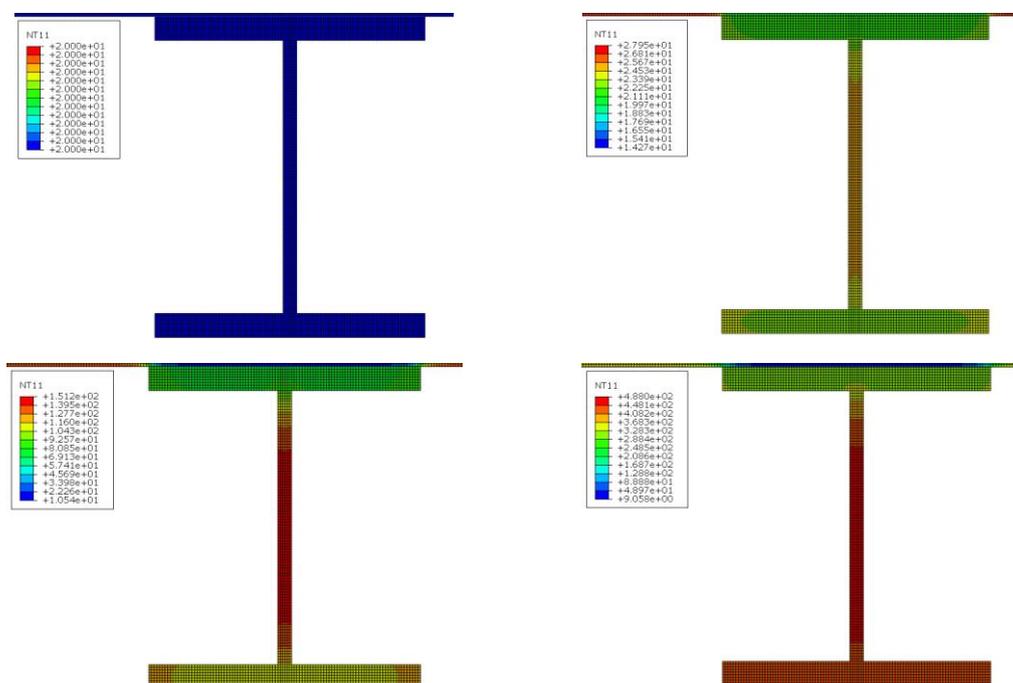


Figura 7.8 - Evolução da temperatura na seção transversal do perfil em função do tempo de exposição aos gases quentes.

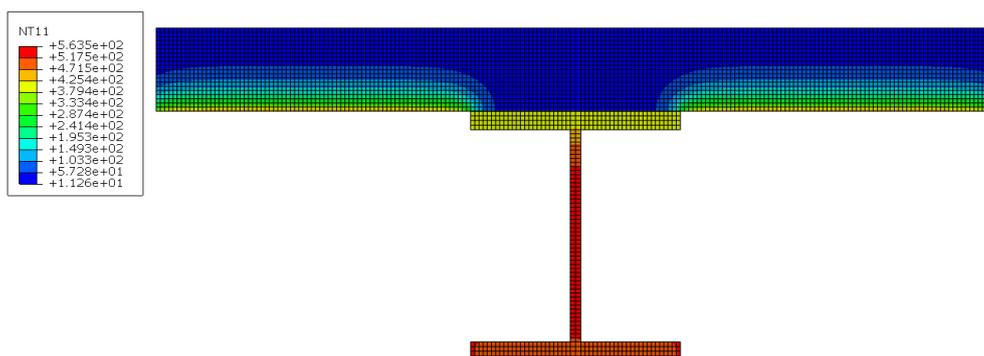


Figura 7.9 - Término da simulação numérica para transferência de calor.

Ao final da simulação, foram coletadas as temperaturas em 6 nós estratégicos – representando as regiões do perfil (mesa superior, mesa inferior e alma), ilustrados na figura 7.10:

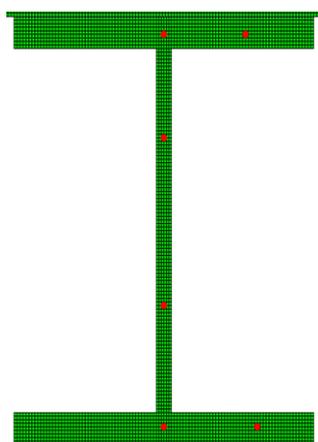


Figura 7.10 - Nós selecionados para aferição das temperaturas após análise térmica.

A análise das temperaturas de nós vizinhos indicou pequena variação de temperatura entre eles (em torno de 2 a 6%) – situação essa observada por Nunes (2005), Campêlo (2008), Rodrigues (2013) e Garcia de Souza (2018) em seus respectivos trabalhos

Assim, facilitando, posteriormente, a inserção dos gradientes de temperatura nos perfis para a análise termomecânica, adotou-se uma simplificação nesse procedimento através da coleta das médias das temperaturas dos nós representantes de cada região específica do perfil, separando assim o perfil em três áreas de estudo: a mesa superior, a mesa inferior e a alma, conforme ilustrado na figura 7.11:

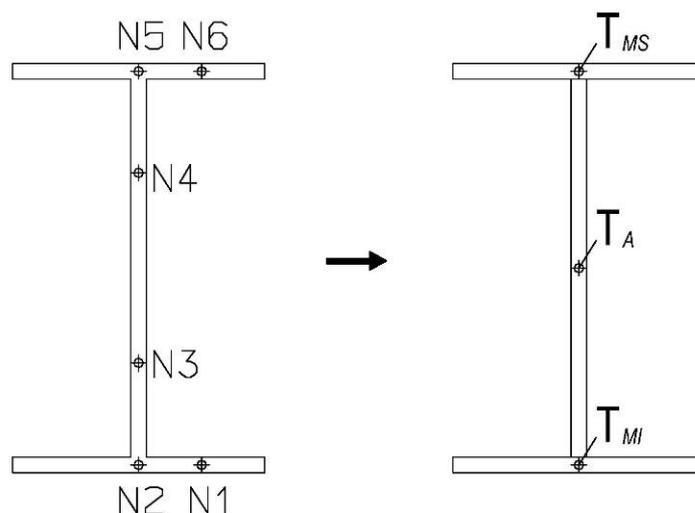


Figura 7.11 – Esquemática da coleta de temperaturas da análise térmica.

Dessa forma, para cada instante “ $t_i$ ”, cada região do perfil estará sujeita a uma temperatura  $T_i$ , que posteriormente será inserida no modelo mecânico como condição inicial. Tal procedimento permitiu otimizar o algoritmo desenvolvido no ABAQUS, permitindo reduzir o tempo de análise das vigas. Esse procedimento, também adotado pelos outros autores do PECC, permitiu a compatibilização e comparação entre o modelo numérico e modelo analítico proposto por cada autor.

Assim, as variações das temperaturas de cada região do perfil (de cada caso proposto) são ilustradas nas figuras 7.12 a 7.22, sendo  $\theta_g$  a temperatura dos gases e  $\theta_a$  temperatura do aço da seção da peça, considerando temperatura uniforme, conforme a norma:

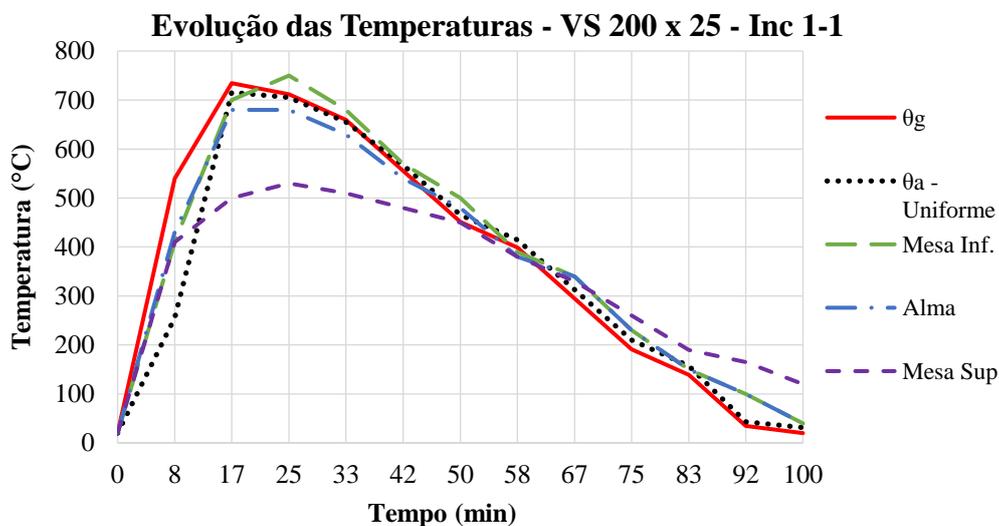


Figura 7.12 - Elevação da temperatura no perfil VS 200x25 para incêndio 1-1.

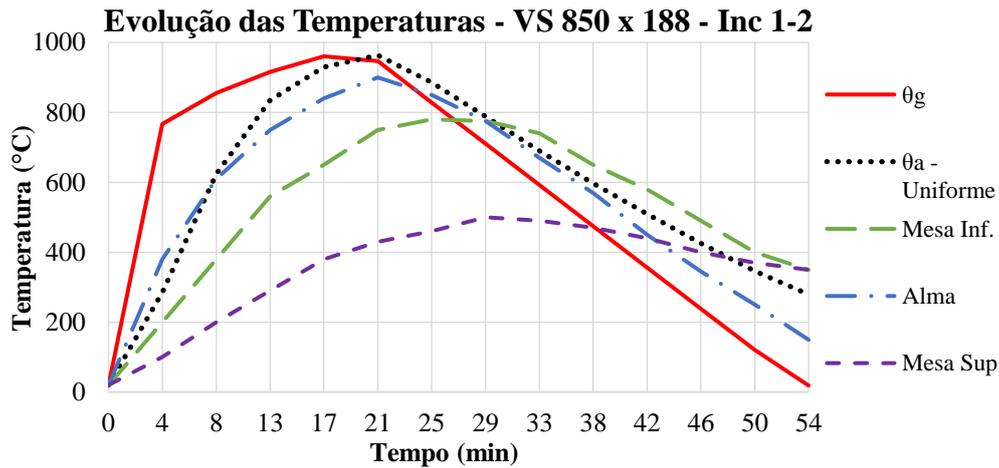


Figura 7.13 - Elevação da temperatura no perfil VS 850x188 para incêndio 1-2.

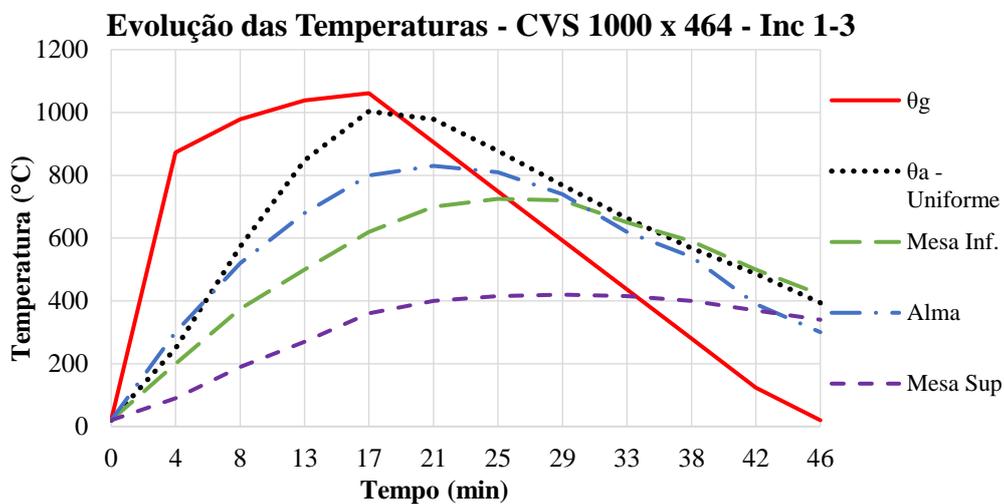


Figura 7.14 - Elevação da temperatura no perfil CVS 1000x464 para incêndio 1-3.

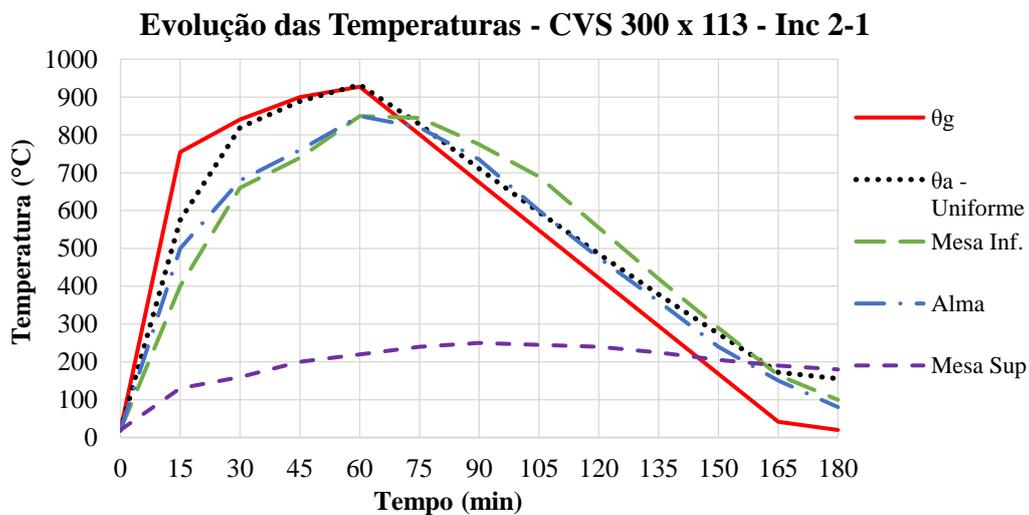


Figura 7.15 - Elevação da temperatura no perfil CVS 300 x 113 para incêndio 2-1.

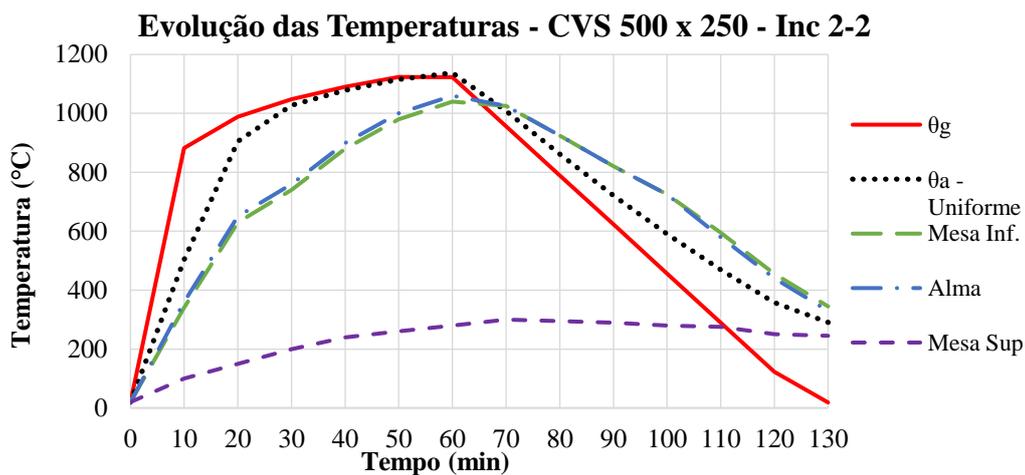


Figura 7.16 - Elevação da temperatura no perfil CVS 500 x 250 para incêndio 2-2.

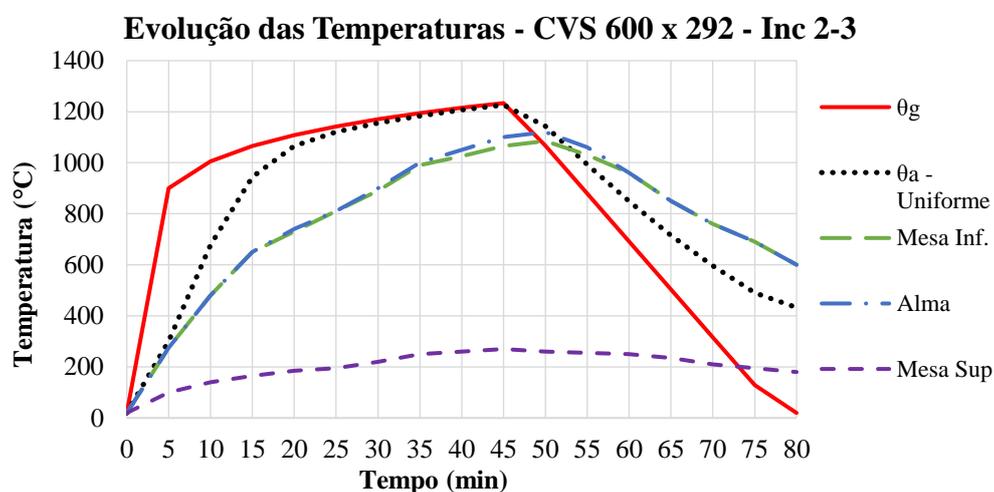


Figura 7.17 - Elevação da temperatura no perfil CVS 600 x 292 para incêndio 2-3.

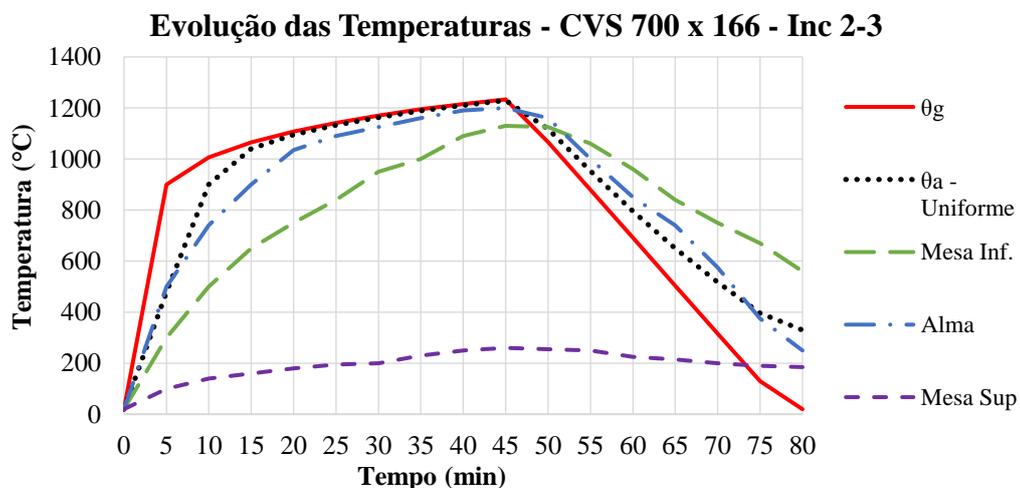


Figura 7.18 - Elevação da temperatura no perfil CVS 700 x 166 para incêndio 2-3.

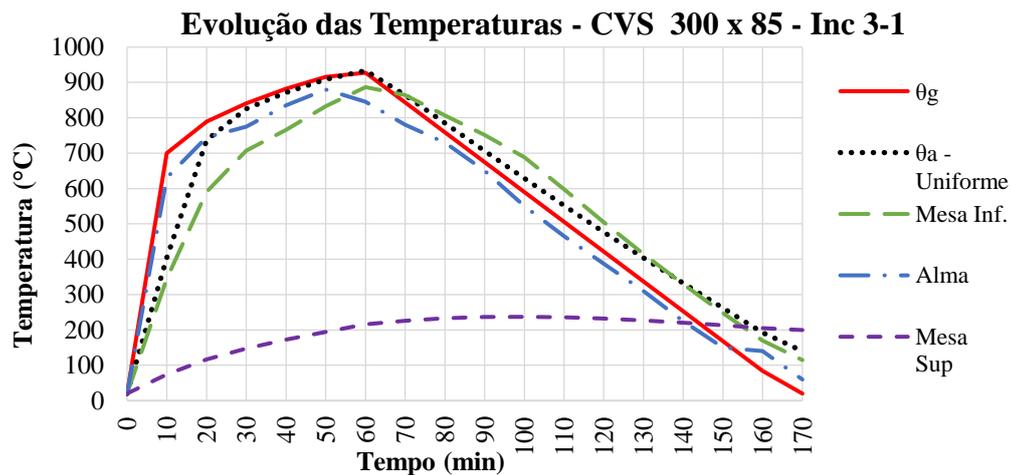


Figura 7.19 - Elevação da temperatura no perfil CVS 300 x 85 x 85 para incêndio 3-1.

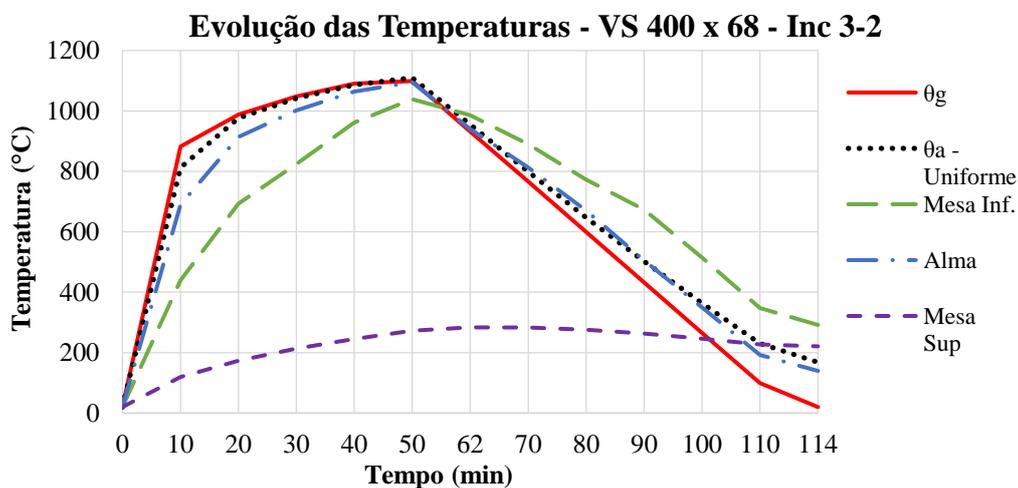


Figura 7.20 - Elevação da temperatura no perfil VS 400x68 para incêndio 3-2.

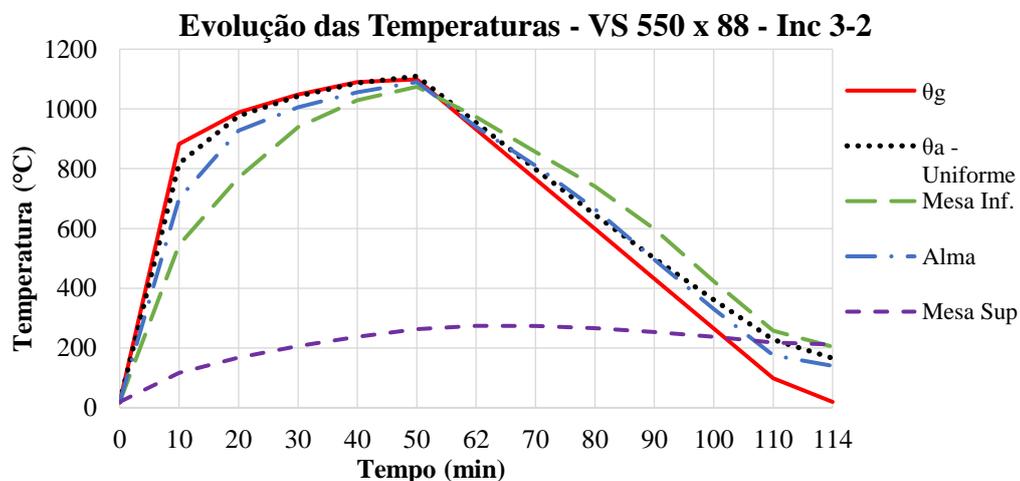


Figura 7.21 - Elevação da temperatura no perfil VS 550x88 para incêndio 3-2.

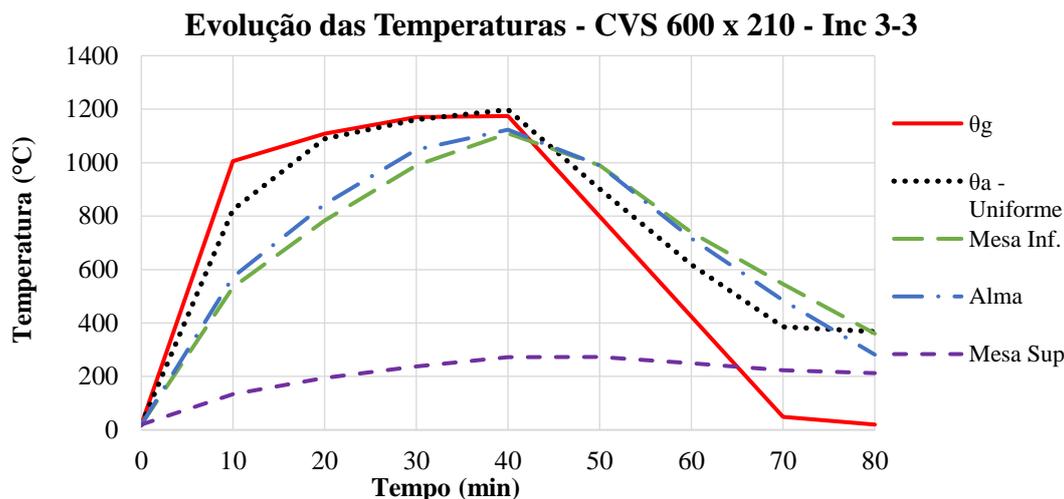


Figura 7.22 - Elevação da temperatura no perfil CVS 600 x 210 para incêndio 3-3.

As propriedades térmicas do aço foram selecionadas de acordo com as recomendações das normas (indicadas conforme o capítulo 3 deste trabalho), sendo o alongamento do aço, o calor específico do aço e a condutividade térmica do aço variáveis em função da temperatura (que são parâmetros de entrada no ABAQUS).

Com essas informações é possível entender a distribuição das temperaturas na seção transversal do perfil. Todos os parâmetros ressaltados no capítulo 2 de análise térmica foram implementados no código computacional, em uma análise bidimensional de transferência de calor. As temperaturas dos gases na superfície do perfil e da laje foram inseridas em um regime transiente de evolução da temperatura, conforme Nunes (2005), Campêlo (2008) e Rodrigues (2013). As temperaturas de nós específicos foram coletadas de acordo com cada parte da seção transversal (mesa inferior, alma e mesa superior), e como apontaram os autores do PECC em seus estudos, há pequena variação de temperatura da vizinhança nodal referente à cada parte da seção transversal (pelo fato da espessura dos perfis ser muito pequena).

Considerando que a elevação da temperatura no perfil de aço é uniforme ao longo de sua seção, de acordo com a equação 3-3 da NBR 14232 (consideração essa já discutida), é notável a diferença de temperaturas quando avaliado diferentes partes do perfil. Assim, depois de observar as figuras 7.12 a 7.22 é possível inferir que, para os exemplos apresentados:

- A temperatura da seção transversal do aço (uniforme) é próxima à temperatura atingida pela mesa inferior;
- As temperaturas nas almas dos perfis se aproximam (quando não superam) a temperatura da mesa inferior;
- As temperaturas na mesa superior são consideravelmente inferiores às temperaturas atingidas pela alma e pela mesa inferior;
- Após a extinção do incêndio, as temperaturas da mesa inferior e da alma caem rapidamente, enquanto as temperaturas da mesa superior decaem em um período de tempo mais longo (para a maioria dos casos apresentados);
- Incêndios de duração inferiores a 1 h, tem menores diferenças de temperatura entre as mesas do perfil, enquanto incêndios de maiores durações aumentam a diferença de temperatura entre as mesas dos perfis.

A partir dessas análises, é possível a modelagem tridimensional das vigas metálicas, uma vez que esses campos de temperaturas são impostos ao perfil e avaliados ao longo do evento de incêndio, análise essa definida como “Análise Termo Acoplado” ou termomecânica. As condições desse modelo, é apresentada a seguir.

## 7.2 ANÁLISE TERMOMECÂNICA

Neste trabalho, dar-se-á maior prioridade ao modelo mecânico, do que ao modelo térmico, uma vez que há uma simplificação na coleta das temperaturas, e posterior aplicação nas regiões do perfil - procedimento esse adotado por Yin (2003) – para avaliar os efeitos da depreciação desigual da seção transversal do perfil. Assim, a resposta termomecânica da viga foi prioridade neste trabalho. Acerca deste assunto, alguns pontos precisam ser destacados.

Primeiramente, em termos de otimização e facilidade, optou-se por selecionar elementos tipo casca (“*shell elements*”) para modelar as vigas I. Sendo uma recomendação extensamente observada na literatura por se tratar de um elemento de boa integração numérica e calibração com modelos em escala real, e melhor modelagem dos fenômenos de instabilidade em vigas e flambagem, requer menos pontos de interpolação numérica, e conseqüentemente reduz o consumo computacional por análise. Adicionalmente, a

utilização desse modelo é muito consistente quando se retrata vigas de aço tipo I, pois as regiões do perfil (mesas e alma), podem ser descritas como elementos 2D, sendo uma dimensão (no caso a espessura do perfil) muito inferior à outras duas dimensões da peça. Portanto, invés de se modelar um perfil com elementos sólidos no ABAQUS – em que seria mais nós para análise e conseqüentemente maior consumo computacional, modelou-se com elementos casca, permitindo a otimização do custo computacional sem impactar os resultados da análise (procedimento muito comum na modelação de problemas geométricos deste tipo).

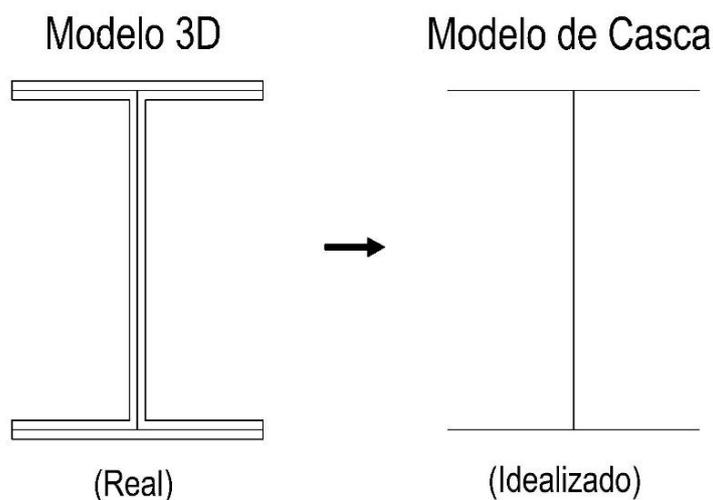


Figura 7.23 - Simplificação do modelo mecânico.

Dentro do software ABAQUS, há vários tipos de elementos finitos tipo casca, sendo o elemento de concepção das vigas desse estudo o elemento S4T – “*A four node thin shell, full integration, hourglass controls, finite membrane strains*” (com 5 pontos de integração por Simpson, 4 nós com 6 graus de liberdade - 3 de translação e 3 de rotação) – seleção adotada por autores anteriores.

Durante as análises, percebeu-se que a integração reduzida consumia cerca da metade do tempo de simulação do que de integração “completa”, com resultados muito similares. Enquanto o recurso “*hourglass control*” é utilizado em aplicações com elementos sólidos hexaédricos e elementos tetraédricos tipo casca, onde a distorção dos mesmos (ocasionada especialmente por cargas concentradas) é impedida (disponível: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/index.html> - ABAQUS Manual). A ilustração abaixo indica a distribuição desses elementos de acordo com as recomendações dos autores citados:

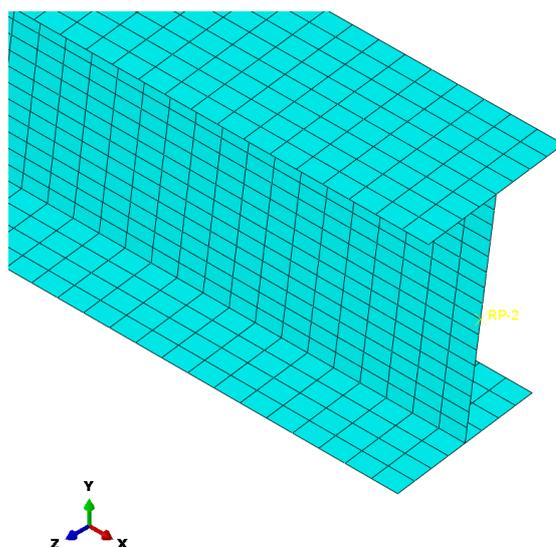


Figura 7.24 - Subdivisão do domínio do problema.

Os autores da literatura diferiram pouco na quantidade de elementos (subdivisão do domínio do problema) utilizados, e no caso do estudo proposto, dividiu-se as mesas dos perfis em 8 elementos, enquanto a alma foi dividida em 16 elementos e o comprimento da viga foi dividido em elementos de 2.5 cm. Contudo foram obtidos resultados muito coerentes com menor refinamento da malha (8 elementos nas mesas, 8 elementos na alma, e elementos de 5 cm), reduzindo a média das simulações de 27 minutos para 6 minutos. Esse estudo de sensibilidade da malha impactou pouco o momento crítico das vigas, variando entre 2.5 % a 3.5%, sendo, portanto muito interessante computacionalmente e estratégico para as simulações.

A modificação da concepção em sólidos 3D para uma concepção com elementos tipo casca também permitiu a inclusão de alguns recursos que facilitaram a análise mecânica, como a divisão dos domínios da mesa superior, da mesa inferior e da alma. Assim, contrapondo a ideia de analisar em conjunto todos os elementos que compõem a seção transversal, e atribuir suas propriedades mecânicas e térmicas (como de praxe no dimensionamento convencional), a atribuição dessas propriedades foi feita separadamente à cada parte do perfil. Isso permitiu, mesmo que de maneira simplificada, simular as seções do perfil com depreciações desiguais, situação essa mais coerente com a complexidade do problema termomecânico, em virtude dos campos de temperatura coletados na análise térmica.

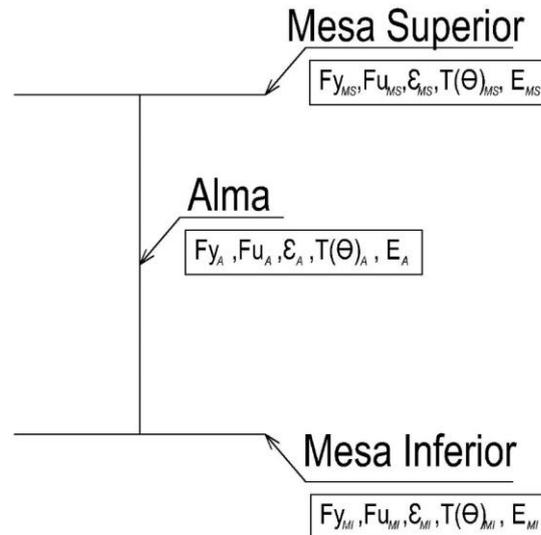


Figura 7.25 - Atribuição separada das propriedades mecânicas do perfil.

Assim, para cada instante de tempo  $t_i$ , em que cada parte do perfil terá uma temperatura  $T_i$ , haverá variação de suas propriedades mecânicas naquele instante, permitindo assim rastrear mais adequadamente o comportamento das vigas metálicas durante todo o evento de incêndio. As Figuras 7.26 e 7.27 ilustram essa atribuição.

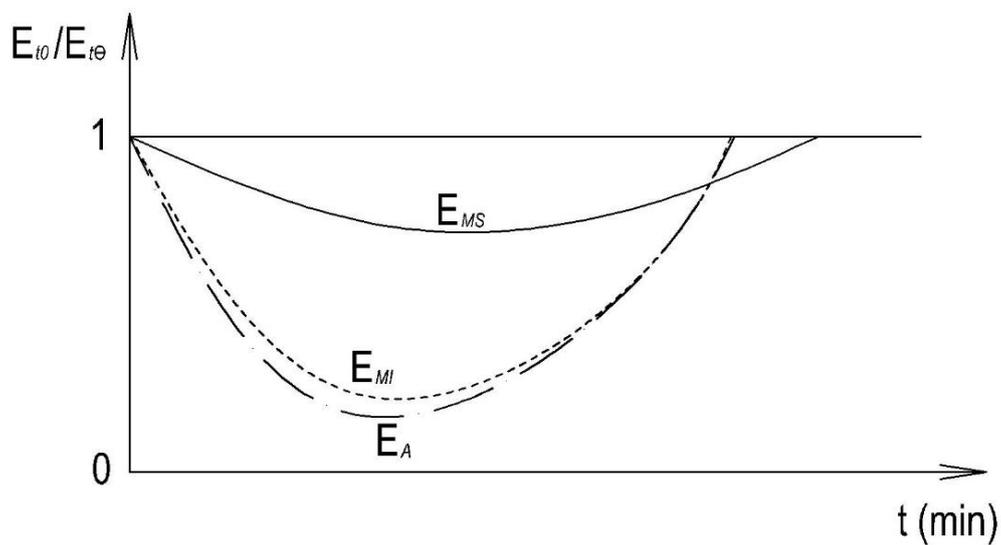


Figura 7.26 - Curva de depreciação do módulo de Young em função do tempo de exposição para cada parte do perfil.

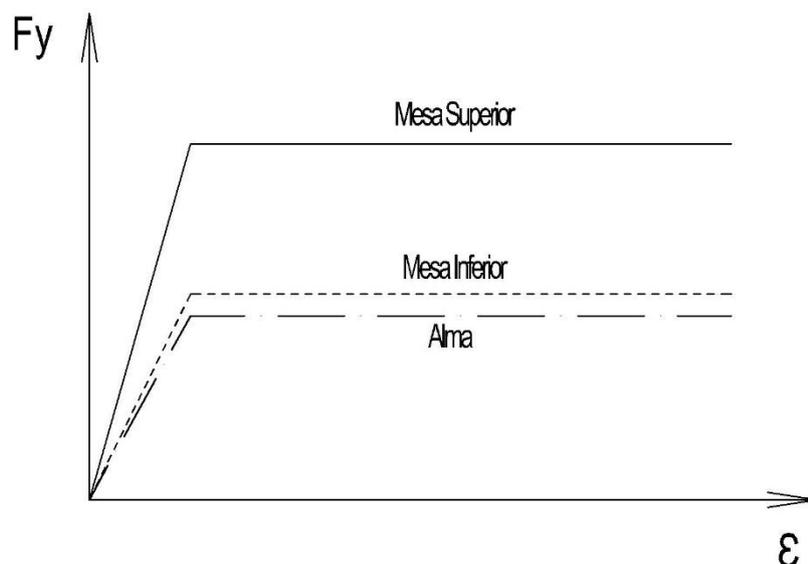


Figura 7.27 - Curva de tensão e deformação do aço em função da temperatura de cada parte do perfil.

Como observado no estudo térmico, os módulos de Young das partes da seção transversal variam de acordo com suas respectivas temperaturas (indicados na figura 7.26). Assim, a mesa inferior e alma têm suas propriedades mais depreciadas e durante um menor intervalo de tempo, enquanto a mesa superior tem menor depreciação de suas propriedades, durante um maior intervalo tempo.

Já a figura 7.27 ilustra a curva de tensão-deformação do aço (determinada pela figura 3.4, do capítulo 3 deste trabalho), em que sua atribuição está em função da temperatura de cada região do perfil. É notável que, conforme as figuras 7.12 a 7.22 indicaram que a mesa inferior e a alma do perfil (por estarem mais expostas) têm maiores temperaturas e, logo, terão maiores reduções em suas propriedades mecânicas. Essa informação é muito importante no desenvolvimento do modelo numérico, pois diferentes regiões do perfil apresentarão diferentes resistências e rigidez, impactando completamente a capacidade do perfil, situação essa também observada e contatada por Yin (2003).

Outro ponto a ser destacado no modelo numérico é a inserção de outros recursos que tornam mais real o comportamento das vigas, destacando-se as imperfeições geométricas e as tensões residuais. Ambas foram inseridas no modelo (havendo, também, grande concordância sobre este assunto na literatura). Dentro dos autores citados no Estado da

Arte - Contro (1988), Vila Real (2000, 2001, 2003, 2007), Takagi (2007) e Zhang (2013) – consideraram as imperfeições geométricas com uma leve distorção do eixo axial da viga. Essa distorção é inserida de forma a causar uma deflexão no perfil, através da incorporação de deslocamentos prescritos, ilustrado na figura 7.28, sua determinação pode ser calculada conforme (Vila Real, 2003; e Takagi, 2007):

$$y(x) = \left(\frac{L}{1000}\right) \text{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (7-1)$$

Em que  $x$  é a distância do início do apoio, até o fim do outro apoio; e  $y(x)$  é a deformação lateral imposta na viga. No caso de uma viga de 15 metros de vão, a imperfeição geométrica imposta na viga equivaleria a um valor de 1.5 cm no centro do vão.

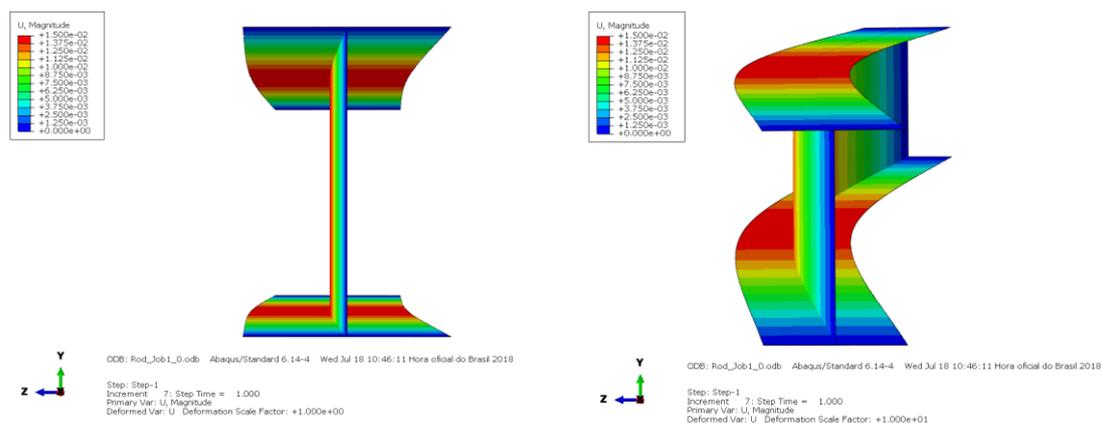


Figura 7.28 - Imperfeição geométrica inserida (em escala  $\times 1$  e  $\times 10$ ).

No ABAQUS, é possível simplesmente inserir o deslocamento prescrito no mesmo modelo numérico de análise de incêndio, contudo, há mais gasto computacional. Por isso, para a otimização do código computacional, desenvolveu-se um modelo a parte em que as imperfeições geométricas são impostas, e o modelo final resgata e insere esse campo de deformações como condições iniciais (que se assemelharia a etapa de “*eigenvalue buckling analysis*” realizada por Yin, 2003, em seu estudo).

É importante ressaltar que sem as imperfeições geométricas, não há distorção da seção transversal da viga pelo modelo numérico (por este se tratar de uma modelo matemático perfeito), e o fenômeno de instabilidade não pode ser avaliado realisticamente.

Já as tensões residuais são inseridas conforme recomendações normativas, sendo unânime entre as normas comentadas um valor de 30% da tensão de escoamento (ou  $0.3f_y$ ), procedimento também adotado pelos autores citados.

Adicionalmente, Vila Real (2004), através de uma série de análises numéricas e experimentais, confirmou que a influência das tensões residuais na flambagem lateral com torção é maior em vigas de esbeltes intermediária (vigas semi-compactas), ao passo que a influência de altas temperaturas reduz esse efeito.

O mapa das distribuições das tensões residuais pode ser visto na figura 7.29:

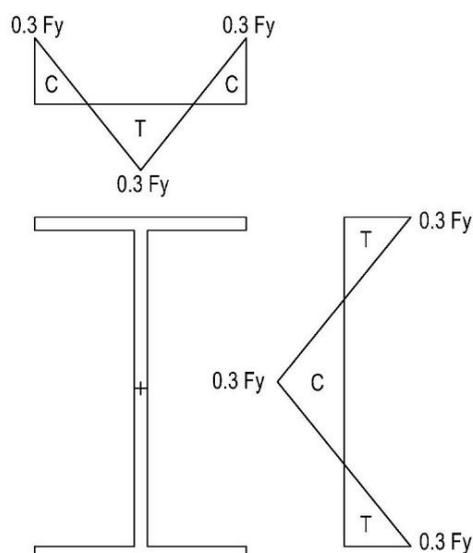


Figura 7.29 - Mapa de tensões residuais inseridas.

O procedimento para a inserção das tensões residuais consistiu em separar regiões dos perfis de acordo com a linha da influência das tensões (figura 7.30), conforme sugerido por Garcia de Souza (2018), e inserir um capo de tensões iniciais dentro do ABAQUS. Isso se demonstrou muito eficaz, e os resultados coletados por Garcia de Souza (2018) foram bem satisfatórios.

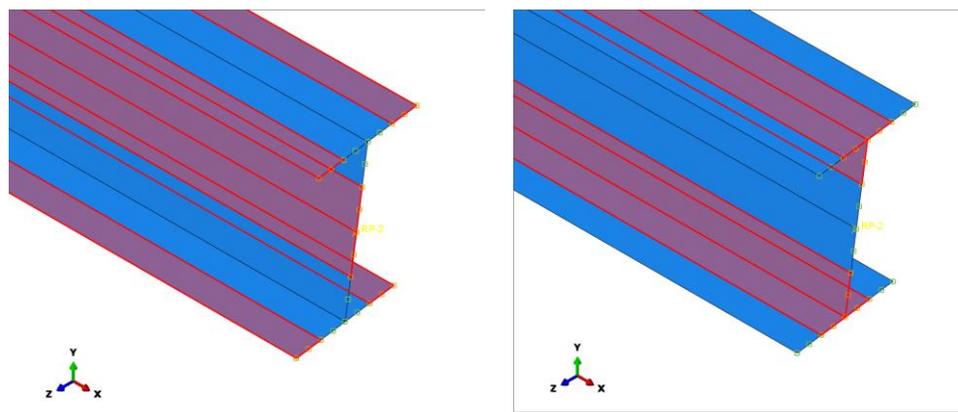


Figura 7.30 - Regiões das aplicações de tensões residuais.

De acordo com Takagi (2007), a ocorrência simultânea de tensões residuais e imperfeições geométricas tem pequena probabilidade, porém, é o pior caso a ser considerado na análise, e por isso, as duas situações são inseridas no modelo numérico. Adicionalmente, para estudos paramétricos, foram observadas pequenas influências nos resultados quando tensões residuais são implementadas em um modelo numéricos (Vila Real, 2004, e Knobloch, 2008).

Como visto no capítulo 4, as condições de carga também impactam o momento crítico das vigas metálicas quando sujeitas à fenômenos de instabilidade. Para tanto, e conforme os objetivos deste trabalho, são analisados três tipos de carregamento das vigas metálicas: Momento constante, carga pontual e carga distribuída.

A configuração e a disposição dessas cargas podem ser observadas na figura 7.31 a 7.33:

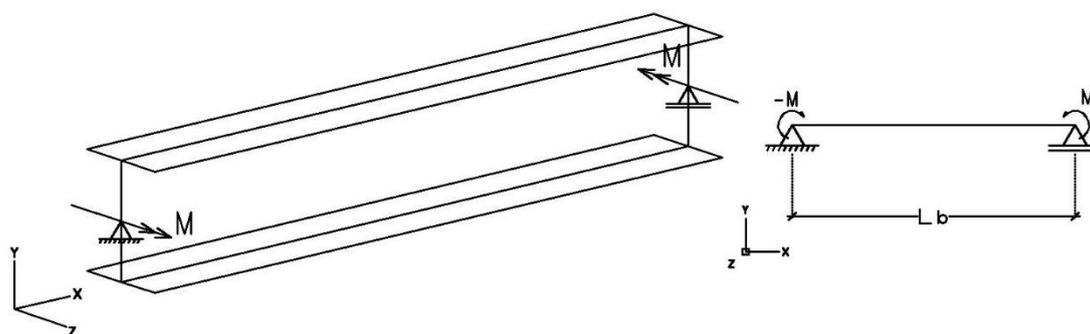


Figura 7.31 - Momento uniforme na viga.

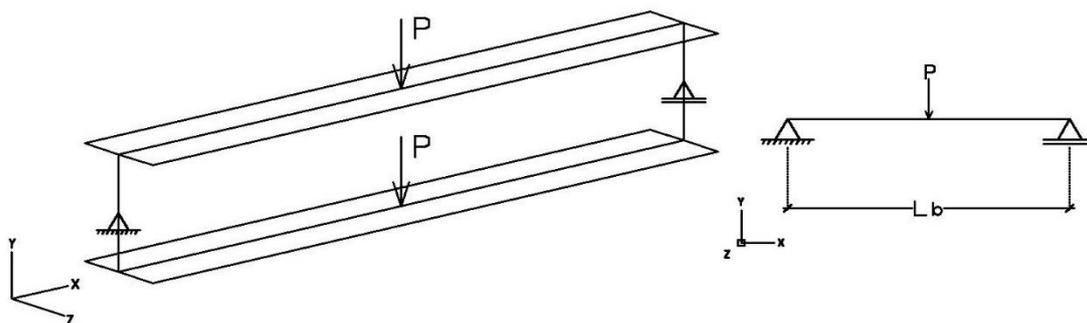


Figura 7.32 - Carga concentrada no meio do vão.

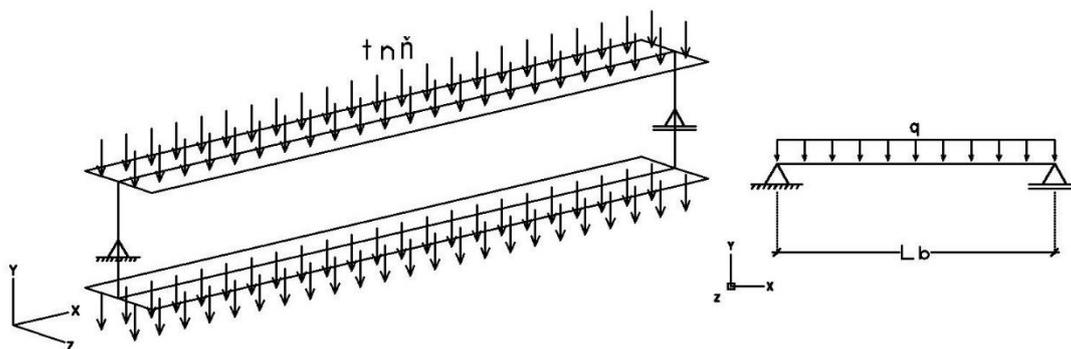


Figura 7.33 - Carga distribuída.

Conforme recomendações de Takagi, as cargas pontuais são inseridas como par de cargas, aplicadas às mesas da viga no centro do vão, representando uma abordagem não tendenciosa da flambagem lateral com torção (sem caráter estabilizador nem destabilizador). Esse procedimento foi repetido para as cargas distribuídas, aplicando tanto o carregamento no topo do perfil, quanto na parte inferior dele. Adicionalmente, percebeu-se que a carga descrita como “*pressure*” no ABAQUS não teve a convergência esperada, em contraposição do tipo de carga “*surface traction*”.

Assim, foram discretizados dois nós de referência como condições de apoio: um nó com três restrições de deslocamento (em  $x$ ,  $y$  e  $z$ ) e duas restrições de rotação (em  $x$  e  $y$ ), representando um apoio de 2º gênero; e o outro nó com 2 restrições de deslocamento (em  $y$  e  $z$ ) e duas restrições de rotação (em  $x$  e  $y$ ) representando um apoio de 1º gênero – indicados na figura 7.34 - dando liberdade para a viga se deformar no sentido de seu eixo axial. A esses nós, foram adicionadas restrições cinemáticas (“*kinematic constrain*”) atrelados à região da alma, promovendo melhor integração dos nós e impedindo que a

peça empene na região da alma no apoio (recomendação de Takagi, 2007 e Vila Real, 2003).

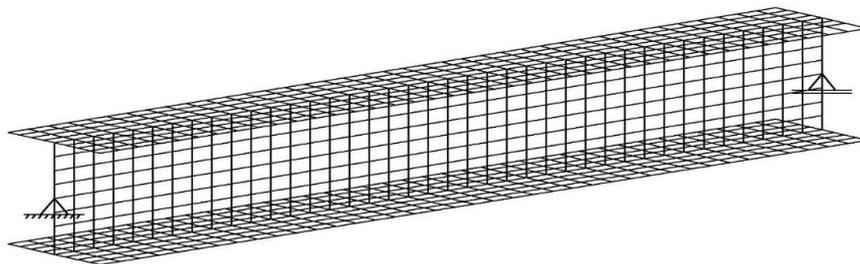


Figura 7.34 - Modelo de condições de apoio e distribuição da malha.

Neste estudo, as temperaturas nodais são assumidas como conhecidas, devido à determinação no passo da análise térmica, e logo, prescritas. Elas são, portanto, utilizadas na avaliação do limite último dos membros com sua combinação ao efeito das cargas. Como mencionado no Estudo da Arte, há duas abordagens de análise termomecânica: Uma em que as temperaturas são aumentadas enquanto a carga é mantida constante (chamada de “*temperature approach*”); e outra em que as temperaturas são mantidas constantes com aumento das cargas (chamada de “*load approach*”).

O método de análise numérica implementado neste trabalho é baseado no “*Load Approach*”. Por este motivo, para instantes diferentes de tempo, há aplicação de uma dada temperatura (distribuída na seção transversal – em função de cada instante – para cada região do perfil), com acréscimo de carregamento, e os seus efeitos são coletados para aquele momento. No instante seguinte, as temperaturas são atualizadas, e novo carregamento é aplicado, e assim subsequentemente.

Assim, as informações - reações, deformações, rotações, tensões, temperaturas e alongamentos - de nós estratégicos foram armazenadas para análise, para cada intervalo de evolução do incêndio.

No nó do apoio foi medido a rotação em relação ao eixo Z (figura 7.35) e a reação de apoio, (ou momento aplicado no caso do primeiro tipo de carregamento) enquanto foram medidos os deslocamentos horizontais (U2 em relação ao eixo Y) e verticais (U3 em relação ao eixo Z), no meio do vão, no centro da alma, indicados na figura 7.36.

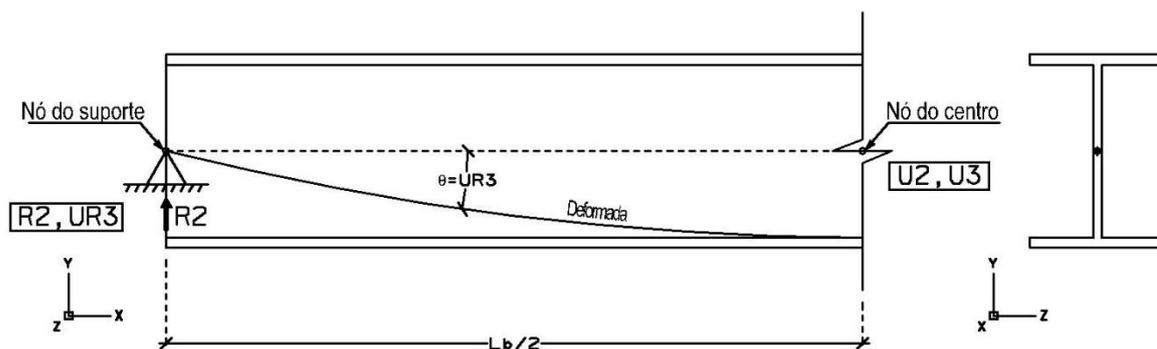


Figura 7.35 - Coleta de informações após análise em nós estratégicos.

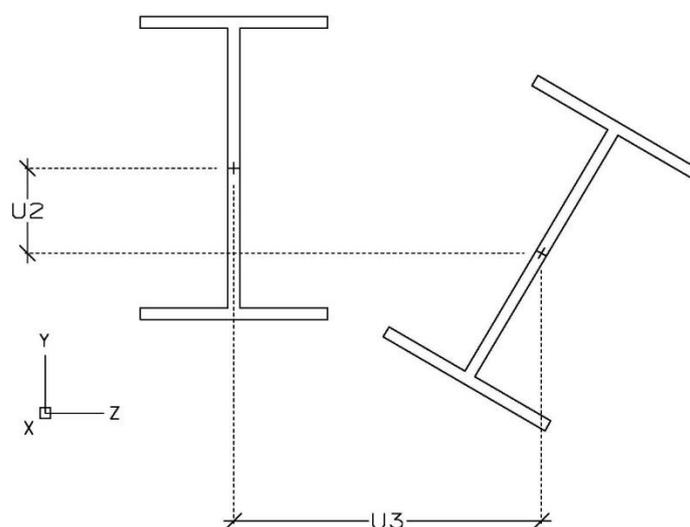


Figura 7.36 - Deslocamentos verticais e horizontais coletados após análise.

É importante enfatizar que uma vez que as temperaturas na peça são inseridas, e suas respectivas propriedades mecânicas atualizadas, há aplicação de carga até um instante em que o modelo é interrompido por excesso de alongamento. No caso do aço, na solução numérica, quando o alongamento na fibra inferior da viga (mesa tracionada) – que é a mais solicitada - tende ao infinito num processo de análise não linear, o modelo é interrompido, indicado na figura 7.37.

O modelo numérico termomecânico, portanto, apresenta um passo (“step”) de carregamento e análise das não linearidades, tornando o código bem otimizado.

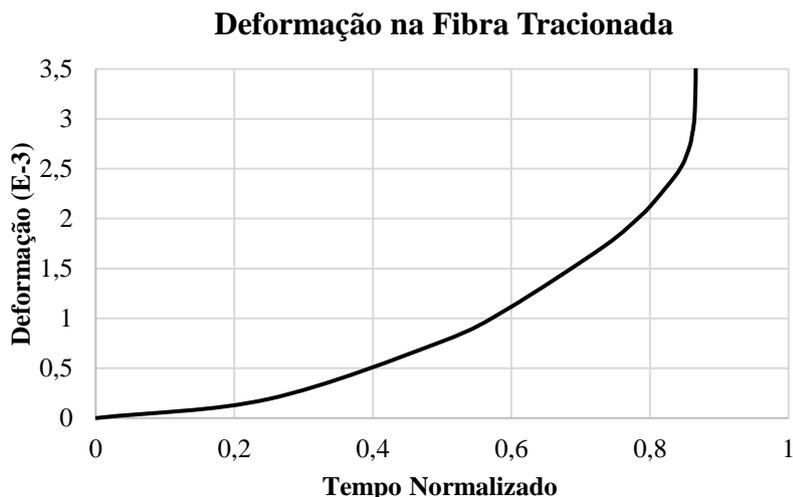


Figura 7.37 - Critério de parada do ABAQUS.

A análise de não linearidade geométrica se faz por meio da atualização da matriz de rigidez do sistema para cada incremento de carga - processo chamado de “Nlgeom” no ABAQUS. Ao final da análise, as informações nodais coletadas são armazenadas e organizadas em um gráfico “momento x deslocamento” afim de se determinar o momento crítico da viga - sendo aquele instante anterior à interrupção numérica (ou antes do ponto “*runaway deflection*” citado pelos autores). Isso, em termos quantitativos, corresponde a um acréscimo menor que 0.5% de momento enquanto as deformações continuam evoluindo, conforme a figura 7.38:

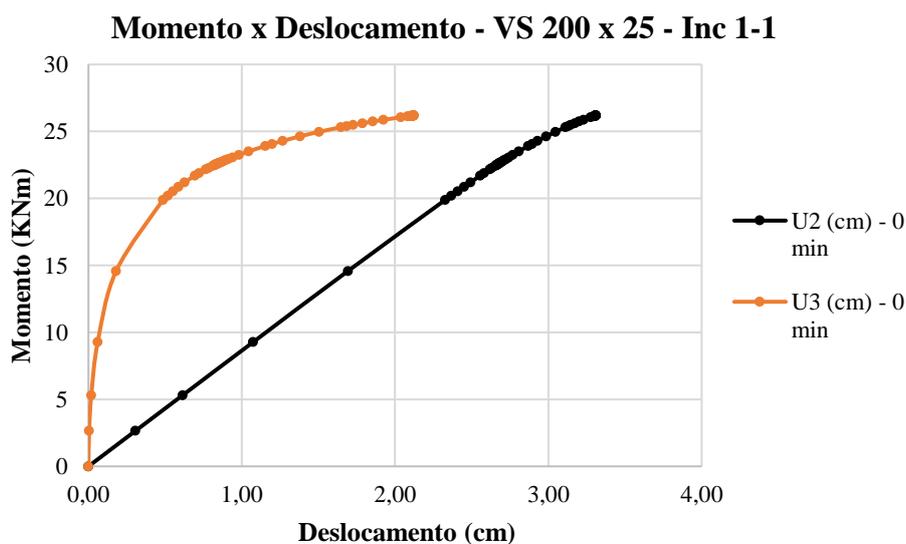


Figura 7.38 - Momento x Deslocamento - Critério de parada.

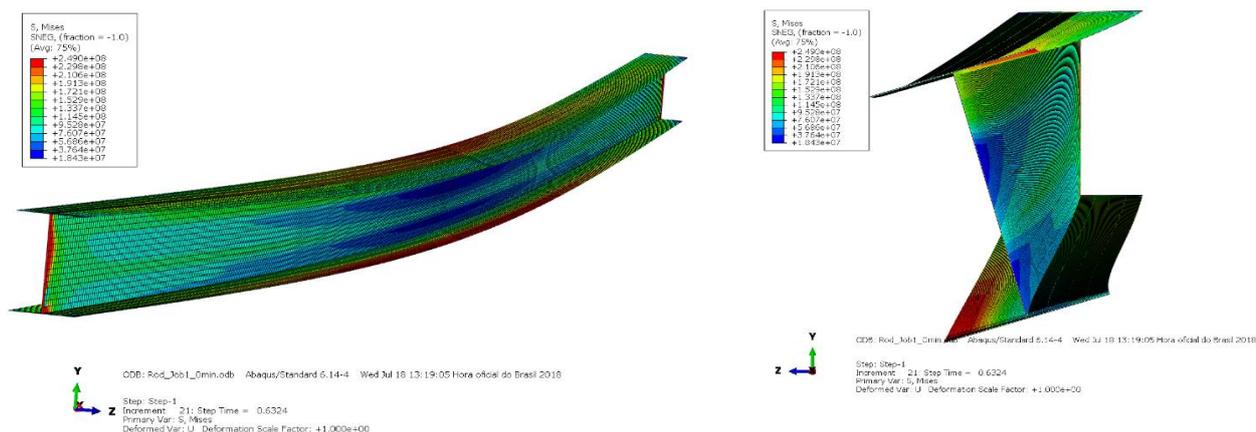


Figura 7.39 - Viga após simulação numérica a temperatura ambiente.

Esse procedimento foi o mesmo adotado por Vila Real (2003, 2004 e 2007), Yin (2003), Takagi (2007) e Zhang (2013) em seus estudos numéricos e experimentais, tópico esse melhor apresentado a seguir.

Por fim, os autores escolheram o aço estrutural ASTM A36, com as seguintes propriedades mecânicas:

- $F_y = 250 \text{ Mpa}$ ;
- $E = 205 \text{ GPa}$  (com  $E = E_1 = E_2$ );
- $\nu = 0.3$

Os resultados dos exemplos mencionados serão apresentados no próximo capítulo.

### 7.3 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo numérico é uma etapa vital no desenvolvimento de material acadêmico e na promoção da pesquisa. No contexto deste estudo, a elaboração de ensaios experimentais e coleta de dados é demasiada escassa por motivos econômicos, logística e segurança, problema esse exposto pelos autores no Estado da Arte.

Há, no entanto, dois ensaios bem-sucedidos que são largamente citados pela literatura em análises de estruturas mistas de aço e concreto, que podem ser utilizados para fins

numéricos. O primeiro foi realizado em 1995 e 1996 pelo British Steel em complexo de estudo de aço, em Cardington (Bedfordshire, UK), em que um prédio de 8 pavimentos de estrutura mista (de aço e concreto) teve diferentes regiões submetidas à incêndios, para avaliação da resposta tanto individual de membros, quanto em conjunta.

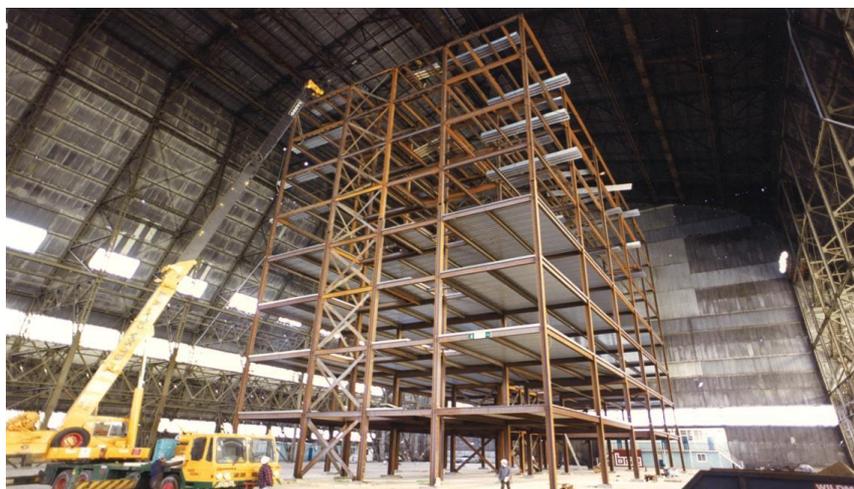


Figura 7.40 - Teste de Cardington, 1995 UK ([www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63](http://www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63)).

Vários autores publicaram diversos trabalhos com os dados experimentais desse ensaio, destacando Bailey (1996), Taloma (1997), Franssen (1998), Elghazouli (2000), Samad (2000), Ladesmann (2005) e Gillie (2009).

Infelizmente, todos os modelos numéricos utilizados por esses autores utilizaram modelos de vigas ou barra (*beam element*) e grelhas em suas análises, o que não contribuiria para este trabalho, uma vez que se precisa determinar os efeitos dos gradientes de temperatura ao longo da seção transversal de vigas isoladas. Elementos tipo barra tem suas propriedades da seção transversal integradas em suas formulações, o que impossibilitaria uma análise térmica mais detalhada. A exemplo disso, são os trabalhos publicados por Gilli (2009), onde, apesar de se fazer uma comparação entre as temperaturas das mesas do perfil, se observou pequena variação das temperaturas. Outro problema associado com essa seleção de elemento finito, seria na análise de efeitos de flambagem, tanto local, quando global, e outros fenômenos associados a distorção da seção transversal, como torção ou empenamento, e fenômenos de instabilidade. Portanto, apesar de ter disponível os resultados experimentais deste ensaio, seria inviável a calibração do modelo numérico com a finalidade de estudo desta pesquisa.

Outro experimento largamente citado pela literatura foi a série de ensaios realizados por Vila Real, Piloto e Franssen (2003) (citado no Estudo da Arte), onde vigas metálicas de aço padrão europeu EPA 100 foram aquecidas com eletrodos até 600 °C e ensaiadas para realizar a calibração e atualização do Eurocode. O experimento, essencialmente, consistiu do aquecimento uniforme dos perfis, seguidos de aplicação de um par de cargas em cada extremidade do perfil, em um arranjo bi apoiado, conforme indicado na figura 7.41:

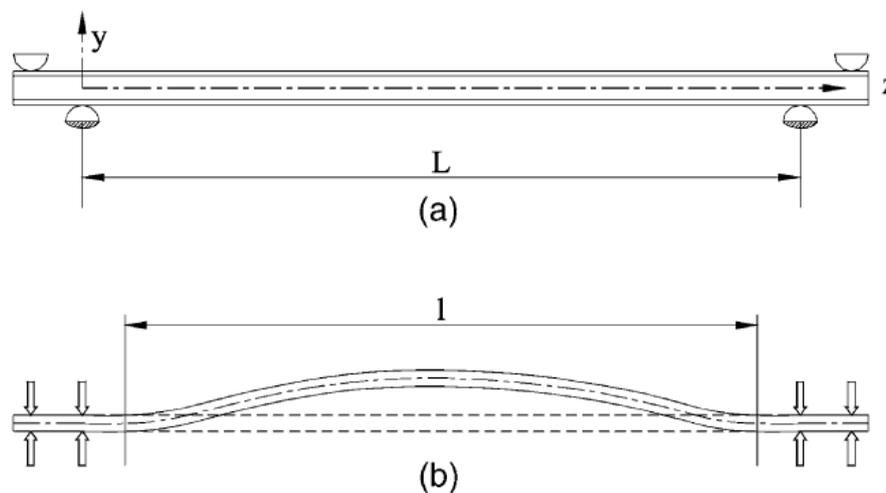


Figura 7.41 - Esquemática do ensaio feito por Vila Real (2003).

Uma amostragem de 120 vigas foi analisada; suas tensões residuais e imperfeições geométricas foram registradas, e por fim, todas foram ensaiadas.

A carga foi aplicada quando a temperatura do perfil estava constante e uniforme ao longo da seção transversal da peça. Uma vez que a viga começava a trabalhar, os deslocamentos foram coletados, até a viga apresentar grandes deformações para pequenos acréscimos de carga (fenômeno do “*runaway deflection*”).

Vila Real analisou perfis de 500 a 6500 milímetros, e observou que as equações do Eurocode estavam defasadas e propôs novas modificações à norma Europeia, modificações essas que foram incorporadas à nova versão, e estão indicadas no capítulo 4 deste trabalho.

As fotos indicadas na figura 7.42 foram tiradas no dia de realização do ensaio e encontram-se detalhadas em seu artigo publicado, indicado nas referências deste trabalho.

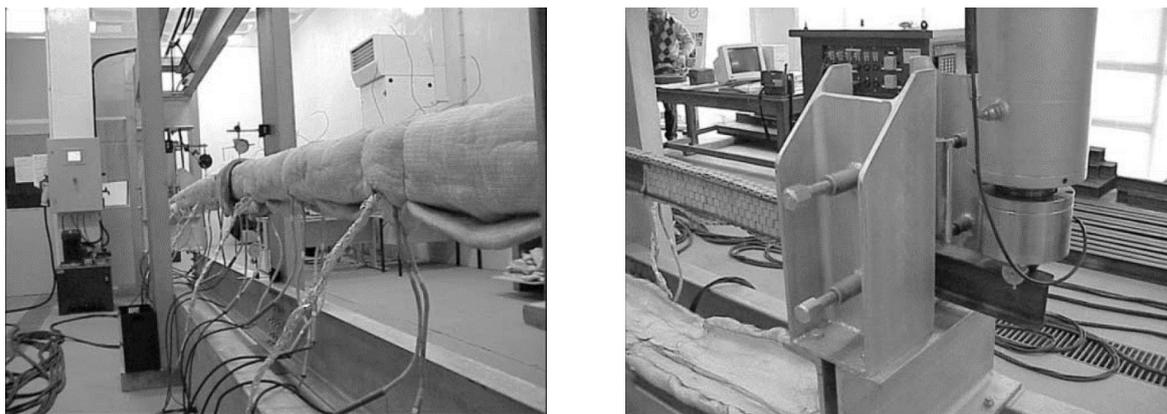


Figura 7.42 - Fotos do ensaio experimental de Vila Real (2003).

A validação do modelo numérico foi feita conforme as condições destacadas no item anterior, com exceção de que a temperatura na seção transversal fosse uniforme. Apenas foram avaliados perfis de 1500, 2500 e 3500 mm, com imposição de nenhuma carga térmica (temperatura ambiente) e imposição de 600 °C, procedimento este adotado por Garcia de Souza (2018) em seu trabalho. Esses resultados são ilustrados a seguir:

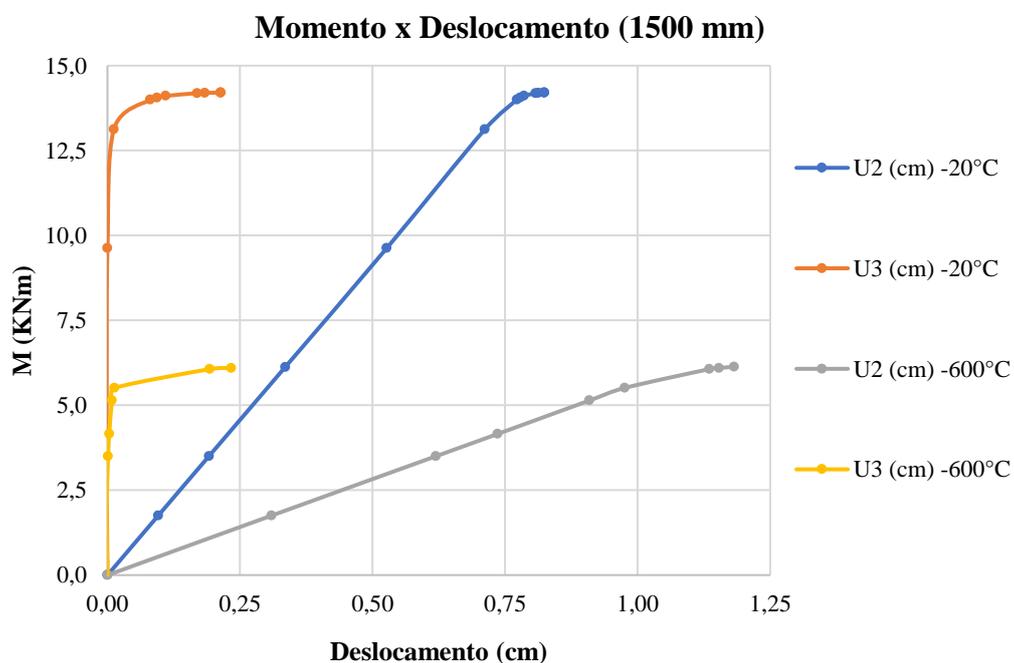


Figura 7.43 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (1500mm) a 0°C e a 600°C.

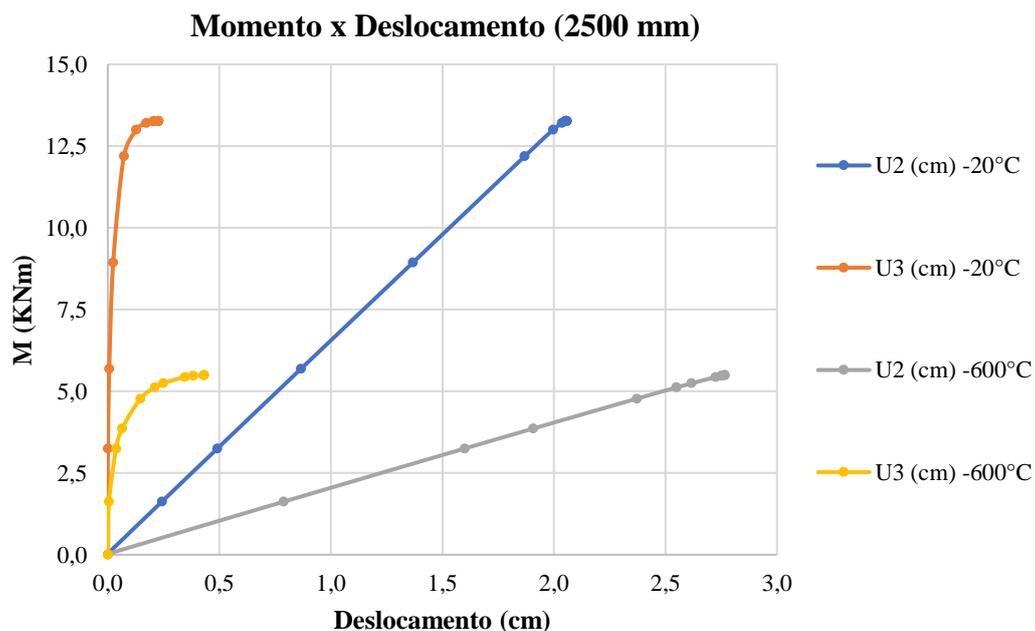


Figura 7.44 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (2500mm) a 0°C e a 600°C.

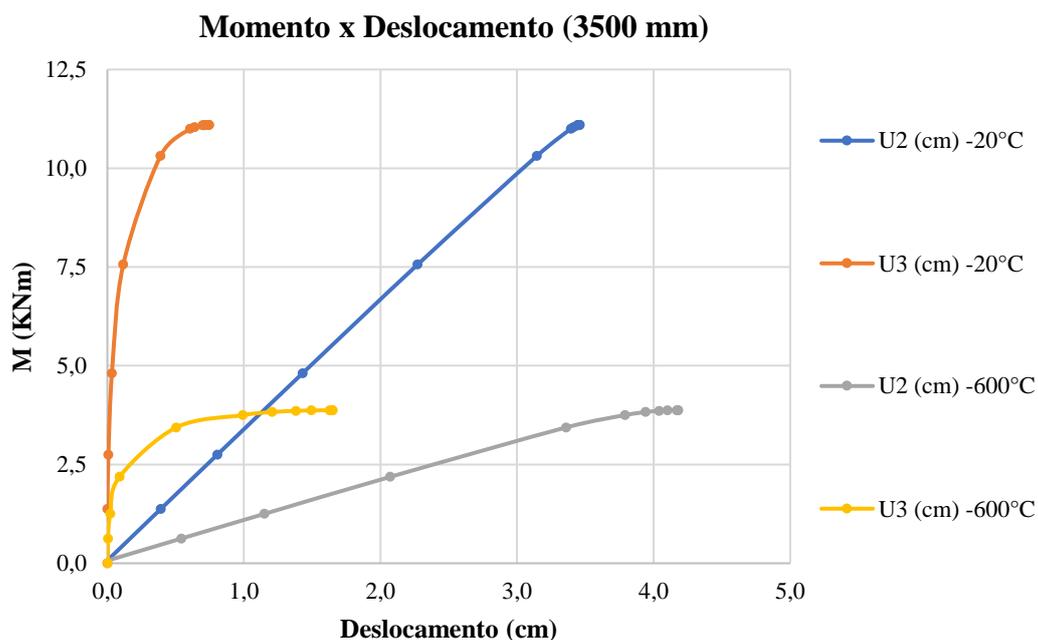


Figura 7.45 - Momento x deslocamento viga IPE 100 (3500mm) a 0°C e a 600°C.

Intuitivamente, vigas com maiores comprimentos destravados apresentam menores momento críticos, maiores deformações horizontais e verticais. Tão somente que os deslocamentos e os momentos são coletados, e avaliados nos gráficos indicados nas figuras 7.43 a 7.45, os momentos críticos podem ser determinados. A tabela 7.4 indica os

resultados experimentais validados por Vila Real (2003) e Garcia de Souza (2018), comparados com os dados obtidos no modelo numérico proposto.

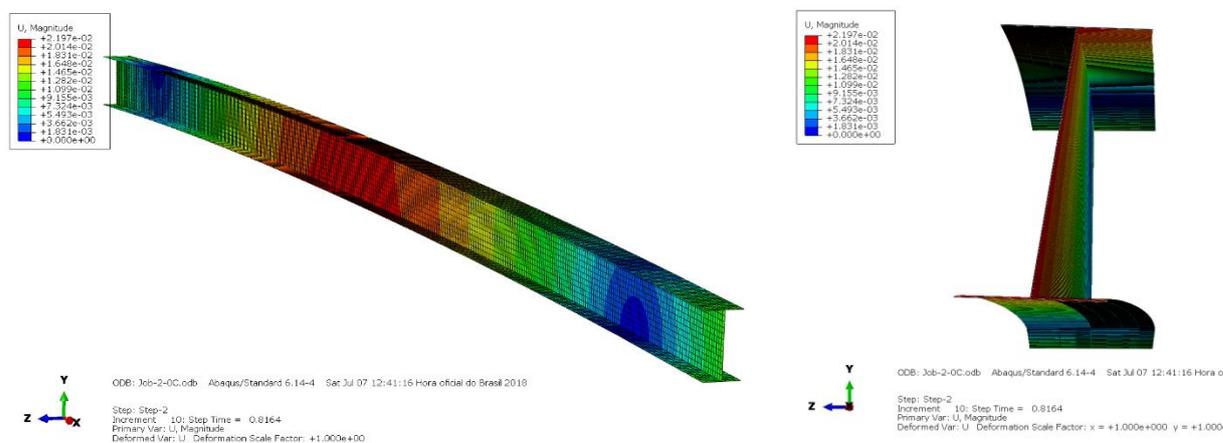


Figura 7.46 - Modelagem do IPE100 (2500) a 0°C

Tabela 7.4 - Comparativo de momentos resistentes – Validação Numérica.

Momento Resistente			
Temperatura / Comprimento Destravado (IPE100)	Vila Real (KNm)	Garcia de Souza (KNm)	Bessa Cesarino (KNm)
20°C - 1500mm	13.52	12.94	14.19
20°C - 2500mm	13.48	12.69	13.27
20°C - 3500mm	11.27	11.56	11.09
600°C - 1500mm	7.91	5.85	6.10
600°C - 2500mm	5.55	5.65	5.47
600°C - 3500mm	5.02	4.67	3.86

Após essa demonstração, é possível aferir que as condições de contorno, discretização numérica e suposições até agora levantadas estão aceitáveis com as condições experimentais e numéricas indicadas pelos autores acima.

Percebe-se pequena diferença de valores dos momentos críticos, justificados pela falta de alguns dados essenciais na publicação de Vila Real (2003) – como distâncias entre o pistão e apoio das vigas durante o carregamento - que são, inclusive, ressaltados por Yin (2003) como “parâmetros insuficientes para validação numérica”. Mesmo assim, escolheu-se tal trabalho por sua disponibilidade e relevância do tema. As distâncias inseridas no modelo numérico foram aproximadas para realização do estudo.

## 8 RESULTADOS

Foram simulados, ao todo, 11 vigas metálicas, para cada intervalo de tempo de um incêndio, portanto, para um exemplo de um incêndio de 100 minutos, foram feitas 10 simulações, representando o tempo 0 minuto, 10 minutos, 20 minutos... A inserção da evolução das temperaturas prescritas e modificações dos parâmetros físicos do problema para cada instante permitiu o desenvolvimento das curvas de dimensionamento que pudessem ser comparadas às curvas de dimensionamento apresentadas no capítulo 5 (figuras 5.2 e 5.3).

Esse procedimento, portanto, correspondeu a mais de 180 avaliações de modelos numéricos simulados através do ABAQUS, incluindo as simulações térmicas, excluindo-se as simulações que não apresentaram comportamentos adequados. São apresentados, portanto os gráficos para cada proposta de equação do momento resistente de cada autor do PECC.

Em essência, há quatro tipos de gráfico a serem analisados: diagrama de momento x deslocamento; gráfico da evolução do momento resistente das vigas metálicas com sua respectiva tabela de valores; gráfico da deflexão vertical da seção transversal da peça, e; deflexão horizontal da seção transversal da peça.

Os primeiros dois gráficos são feitos conforme explicações anteriores - prescrição das temperaturas de um intervalo “ $t_i$ ”, e correções nas propriedades físicas; seguido de aplicação de carga até a convergência da solução do sistema, caracterizando o “*load approach*”. Enquanto os outros dois gráficos são feitos com base no “*temperature approach*”, em que uma carga é aplicada e mantida constante, seguida da evolução das temperaturas ao longo do incêndio, e a resposta da estrutura, em termos de deslocamentos, é coletada.

É importante ressaltar que o procedimento “*temperature approach*” teve que ser simplificado na utilização do software ABAQUS. Isso aconteceu por que, apesar da possibilidade de se inserir propriedades mecânicas e térmicas em função da temperatura - como o módulo de Young, coeficiente de Poisson, condutividade térmica, calor

específico e alongamento - aonde o código computacional atualiza as propriedades dos elementos quando informado uma data temperatura e posterior atualização dessas propriedades para um novo instante; o mesmo não é possível para a curva de tensão-deformação. Como visto no capítulo 3 (pela figura 3.4), deve-se utilizar diferentes curvas de tensão-deformação para o aço em função de sua temperatura, e conseqüentemente, nesta análise, para cada instante “ $t_i$ ”, e o software ABAQUS só permite inserir uma única curva para um determinado material no código computacional. Portanto apenas uma curva de tensão deformação pode ser utilizada para descrever o comportamento do aço durante todo intervalo de temperaturas que estará sujeito durante o incêndio.

Portanto, os gráficos de deflexão vertical e horizontal, por terem sido concebidos segundo esse cenário, retratam uma aproximação, e simplificação, do comportamento das deformações das vigas de aço durante o evento de um incêndio, mas que ajudam a interpretar algumas respostas.

Por fim, cada proposta sugerida por cada autor do PECC é indicada e comparada com as simulações do ABAQUS e da norma brasileira vigente (NBR 14323:2013), o Eurocode 3 1-2, e o AISC E360/10, e um resumo dos resultados pode ser visto nas tabelas desse capítulo. A geometria de cada perfil foi destaca na tabela 7.2 desta pesquisa, e sua respectiva curva de incêndio, com a temperatura de cada parte do perfil, pode ser recordada nas figuras 7.12 a 7.22, ambas apresentadas no capítulo 7 deste trabalho. Contudo, uma tabela com o resumo das temperaturas dessas figuras, para cada instante é indicada para cada aplicação.

## **8.1 PROPOSTA DE NUNES**

### **8.1.1 Viga VS 200 x25, com comprimento destravado de 7,00 metros.**

Relembrando que a posposta de momento resistente de Nunes (equação 5-1) é referente a vigas bi apoiadas com momento uniforme, aplicados nos nós dos apoios. Sobre esse assunto, pode-se observar o comportamento da viga durante o incêndio Inc 1-1:

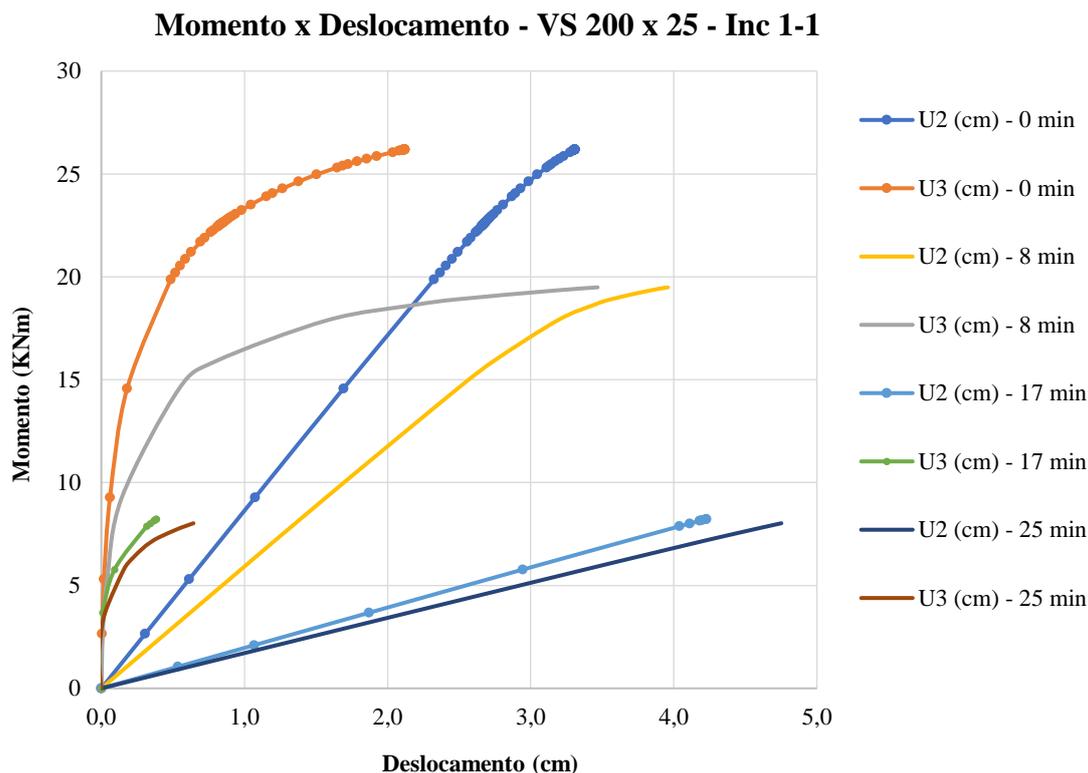


Figura 8.1 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

A figura 8.1 evidencia uma redução no momento resistente da viga, ao passo que aumenta o deslocamento na direção y (U2 – vertical) e z (U3 – horizontal) com o aumento da temperatura da seção transversal. Porém, a partir de 17 minutos de incêndio, quando começa a existir uma diferença considerável de temperaturas entre as mesas do perfil, há redução nos deslocamentos na direção z (U3 – horizontal).

Essa situação, quando comparada com as figuras 7.43 a 7.45, do ensaio de Vila Real – onde as temperaturas são uniformes na seção transversal sem haver diferença entre as temperaturas das mesas - não ocorre, pois, os dois deslocamentos são aumentados com certa proporcionalidade.

Quando a comparação da ordem de grandeza entre os deslocamentos verticais e horizontais é feita, pelo ensaios de Vila Real, a relação entre U2 e U3 é da ordem de 2.6 a 3.6, enquanto a relação das simulações de Nunes, quando considera-se o gradiente de temperatura a partir de 17 min – o que refere-se a 250°C de diferença, é da ordem de 9.2

a 11.6. Essa proporção pode ser melhor visualizada nas figuras 8.2 e 8.3, que retratam as deflexões em função da temperatura:

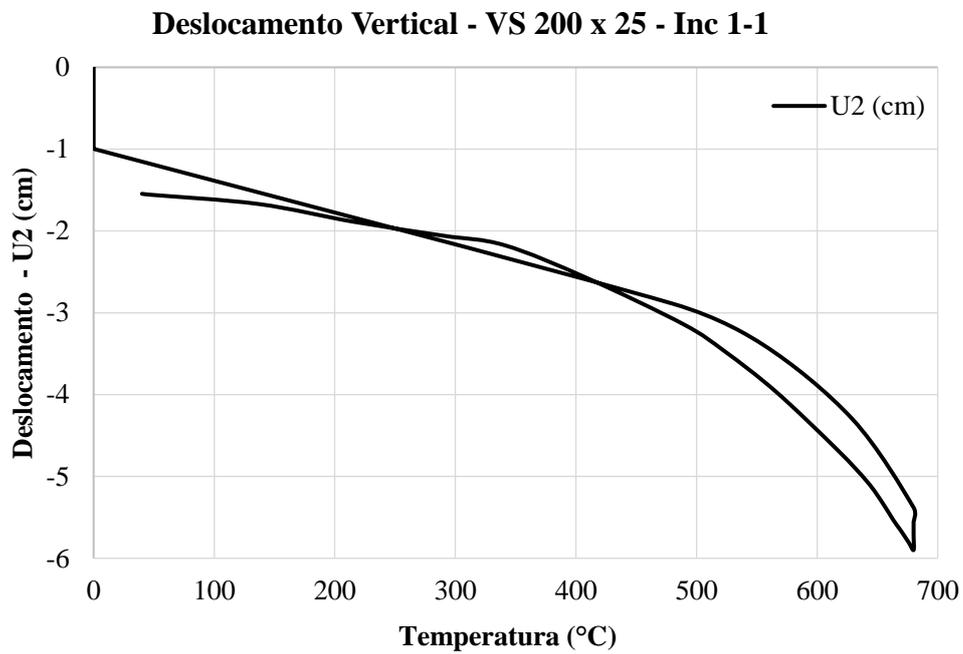


Figura 8.2 - Deflexão vertical em função da temperatura - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

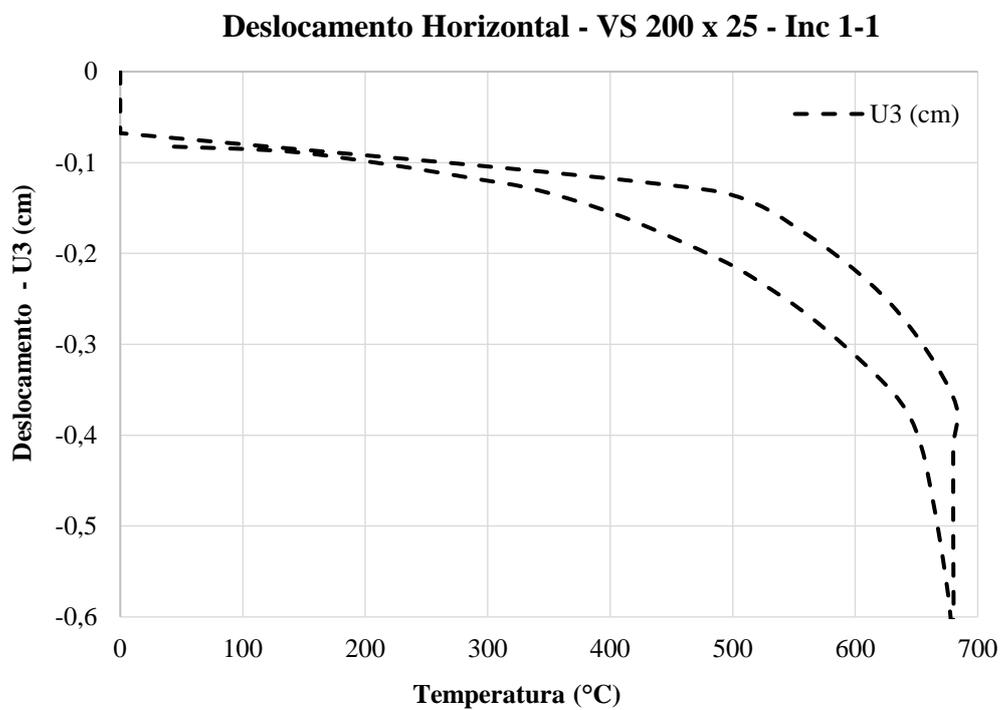


Figura 8.3 - Deflexão Horizontal - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Observa-se, portanto, que a relação entre U2 e U3, de acordo com a figura 8.2 e 8.3, é da ordem de 10. Isso retrata um comportamento não muito comum quando se observa a flexão lateral com torção.

É importante ressaltar que esses gráficos (8.2 e 8.3) foram feitos por meio da aplicação de um momento constante de 8.5 KNm na viga, seguido de aplicação das temperaturas do incêndio. Essa carga, como será indicada a seguir, equivale a cerca de 25% da capacidade resistente da viga.

Os gráficos anteriores retratam dois ramos - um de aquecimento e um de resfriamento - e que deixaram a viga com deformações residuais pequenas, devido à pequena carga aplicada. Por fim, as temperaturas atingidas pelo perfil podem ser vistas na tabela 8.1, enquanto os momentos resistentes são quantificados e destacados na tabela 8.2:

Tabela 8.1 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
8	540	256	410	430	410
17	735	716	700	680	500
<b>25</b>	<b>712</b>	<b>705</b>	<b>750</b>	<b>680</b>	<b>530</b>
33	660	655	680	630	510
42	555	567	570	540	480
50	451	465	500	480	450
58	399	415	390	380	380
67	295	313	340	340	330
75	191	210	230	230	260
83	139	157	150	150	190
92	35	43	100	100	165
100	20	31	40	40	120

A tabela 8.1 indica que a mesa inferior atingiu temperaturas superiores às das outras partes do perfil, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 250 °C.

Tabela 8.2 - Comparativos de momentos resistentes para VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Nunes (2005)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.96	100%	26.15	100%
8	22.09	89%	22.70	89%	25.21	90%	18.87	70%	19.49	75%
17	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%	7.31	27%	8.14	31%
<b>25</b>	<b>3.69</b>	<b>15%</b>	<b>3.79</b>	<b>15%</b>	<b>4.62</b>	<b>17%</b>	<b>6.93</b>	<b>26%</b>	<b>8.02</b>	<b>31%</b>
33	6.12	25%	6.29	25%	6.16	22%	9.01	33%	8.59	33%
42	12.27	49%	12.60	49%	13.73	49%	13.85	51%	15.35	59%
50	17.51	70%	17.99	70%	18.77	67%	16.58	62%	17.52	67%
58	19.04	77%	19.56	76%	19.19	69%	20.22	75%	20.47	78%
67	21.10	85%	21.69	85%	23.53	84%	21.57	80%	21.56	82%
75	23.04	93%	23.69	93%	25.21	90%	23.86	88%	24.04	92%
83	23.98	96%	24.66	96%	26.61	95%	25.61	95%	25.52	98%
92	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.55	98%	26.27	100%
100	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.96	100%	26.56	102%

A ilustração da redução de capacidade resistente da viga é resumida na figura 81:

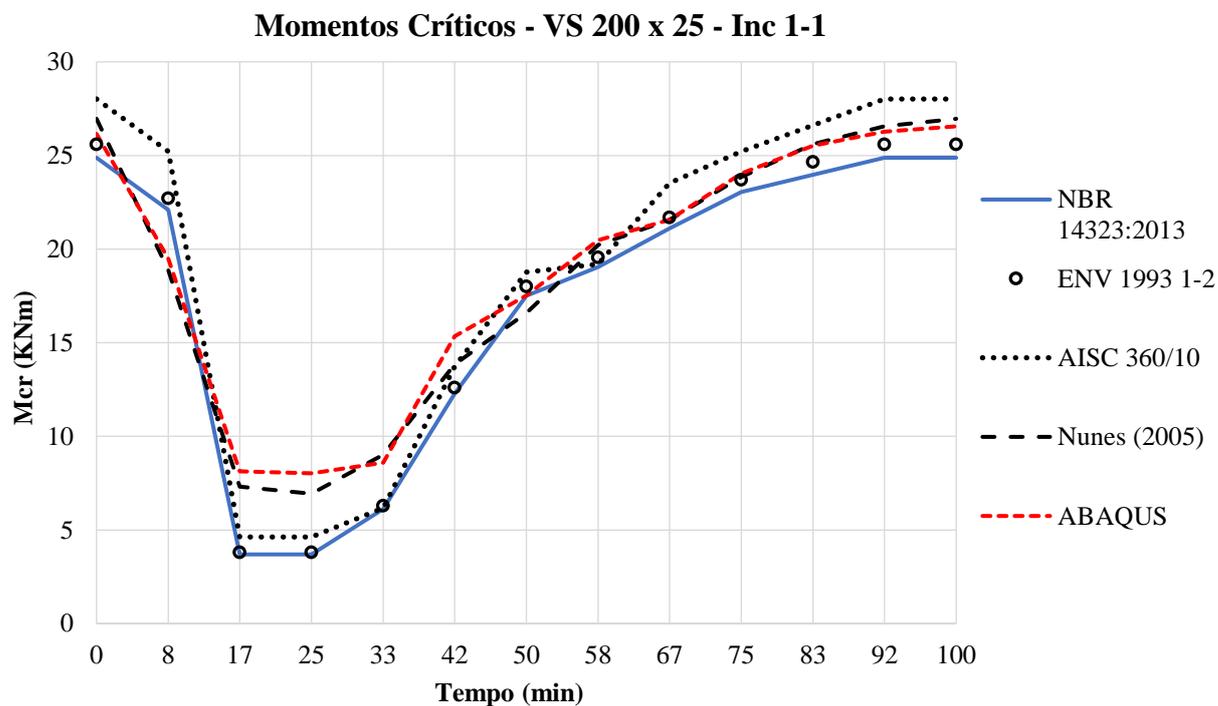


Figura 8.4 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 200 x 25 - Inc 1-1.

A tabela 8.2 e a figura 8.4 indicam boa concordância para esta aplicação entre a formulação proposta por Nunes e as simulações numéricas feitas pelo ABAQUS, em que a maior diferença entre os resultados não excede 7% - com média de erro de 3% - ao passo que a norma brasileira vigente em comparação ao ABAQUS destaca 16% de erro - com média de erro de 6%.

Percebe-se também que a capacidade resistente da viga a 20°C (instante de 0 min), que tanto a formulação de Nunes quanto o AISC apontaram valores superiores à NBR e Eurocode, sendo comprovados pela simulação numérica no ABAQUS. Porém, as normas tentam a se aproximar depois do início do incêndio, para esta aplicação.

### 8.1.2 Viga VS 850 x 188, com comprimento destravado de 15,00 metros.

#### Momento x Deslocamento - VC 850 x 188 - Inc 1-2

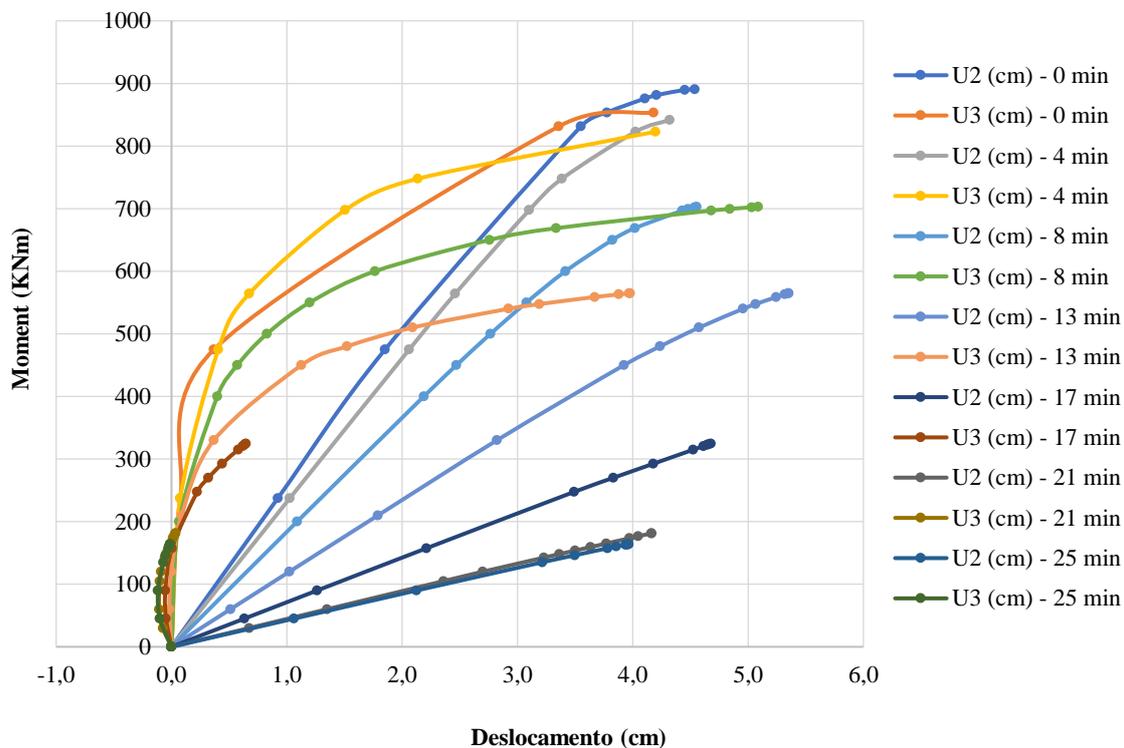


Figura 8.5 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 850 x 188 - Inc 1-2

Conforme observado na viga anterior, o mesmo fenômeno ocorre na viga VS 850 x 188: redução gradual do momento resistente da viga com aumento da temperatura, ao passo que há aumento do deslocamento na direção y (U2 – vertical) e z (U3 – horizontal). Porém, a partir de 13 minutos de incêndio há redução nos deslocamentos na direção z (U3 – horizontal).

E quando a viga é avaliada durante a aplicação de um momento constante de 200 KNm, o que representa 24% da capacidade da viga, e imposição dos gradientes térmicos, observa-se um comportamento esperado dos deslocamentos verticais. Contudo evidencia-se pequena instabilidade dos deslocamentos horizontais na seção transversal (figuras 8.6 e 8.7).

Novamente, pode-se observar a diferença acentuada na grandeza dos deslocamentos verticais e horizontais da peça.

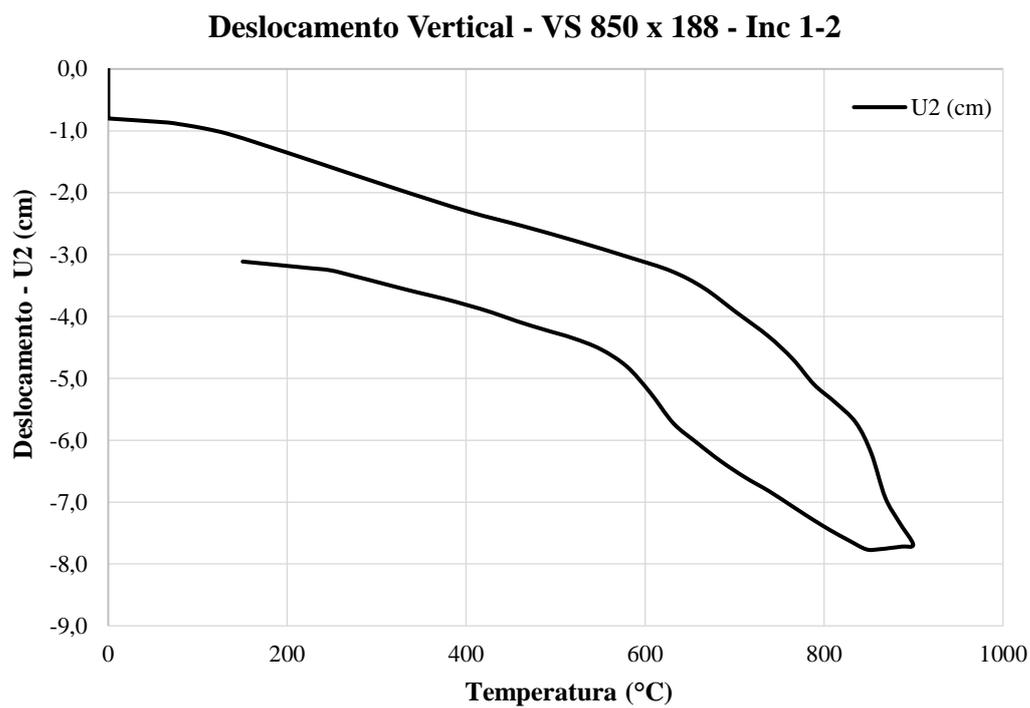


Figura 8.6 – Deflexão vertical - VS 850 x 188 - Inc 1-2.

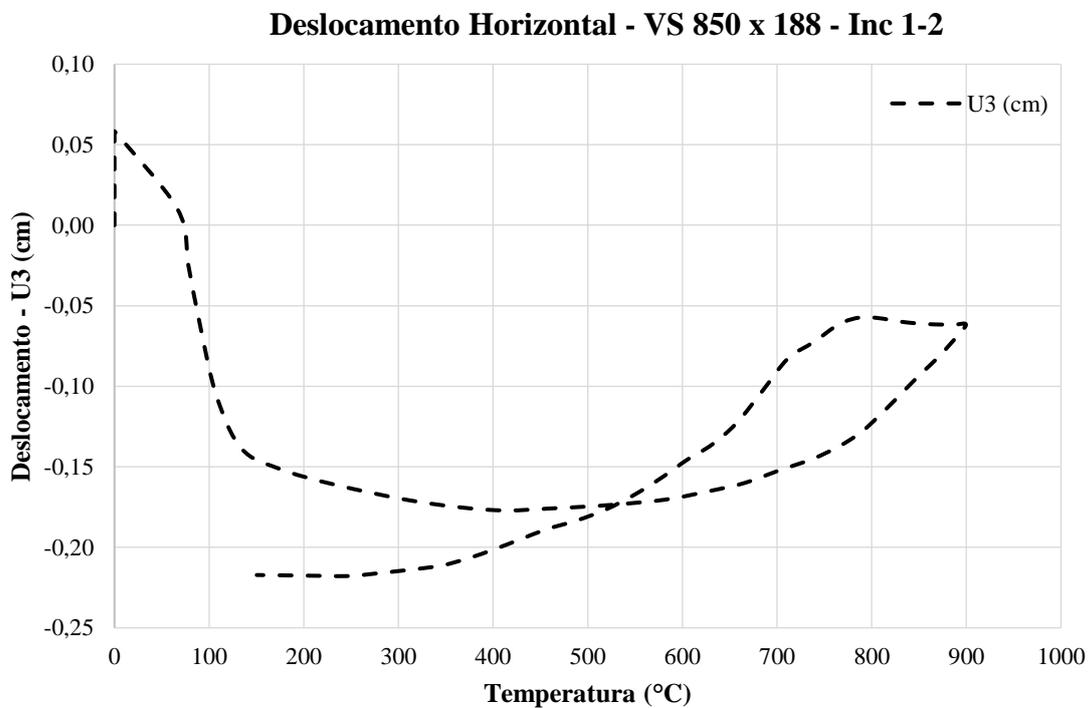


Figura 8.7 - Deflexão horizontal - VS 850 x 188 - Inc 1-2.

A tabela 8.3 resume a evolução das temperaturas no aço, enquanto a tabela 8.4 indica a evolução dos momentos resistentes da viga quando sujeita ao incêndio Inc 1-2.

Tabela 8.3 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
4	767	285	200	380	100
8	856	624	380	610	200
13	916	835	560	750	290
17	960	929	650	840	380
<b>21</b>	<b>947</b>	<b>963</b>	<b>750</b>	<b>900</b>	<b>430</b>
25	829	886	780	850	460
29	710	788	775	775	500
33	592	690	740	670	490
38	474	597	650	570	470
42	356	509	580	450	440
46	238	425	490	345	400
50	120	346	400	250	370
54	19	279	350	150	350

A tabela 8.3 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores às das mesas, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 320 °C.

Tabela 8.4 - Comparativos de momentos resistentes para VS 850 x 188 – Inc 1-2.

Time (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Nunes (2005)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi,Rd</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t,Rd</sub> (KNm)		M <sub>n(T)</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	843.65	100%	867.95	100%	958.36	100%	949.16	100%	890.48	100%
4	749.67	89%	770.80	89%	805.02	84%	868.57	92%	854.09	96%
8	290.17	34%	298.17	34%	340.22	36%	733.36	77%	702.81	79%
13	80.15	10%	82.40	9%	86.25	9%	488.45	51%	564.70	63%
17	55.23	7%	56.85	7%	57.50	6%	284.74	30%	324.71	36%
<b>21</b>	<b>45.93</b>	<b>5%</b>	<b>47.28</b>	<b>5%</b>	<b>57.50</b>	<b>6%</b>	<b>188.93</b>	<b>20%</b>	<b>181.46</b>	<b>20%</b>
25	68.04	8%	69.98	8%	67.09	7%	181.76	19%	164.05	18%
29	103.38	12%	106.23	12%	105.42	11%	174.60	18%	166.15	19%
33	208.02	25%	213.75	25%	210.84	22%	197.88	21%	252.58	28%
38	416.69	49%	428.26	49%	340.22	36%	270.41	28%	474.38	53%
42	542.44	64%	557.57	64%	555.85	58%	466.96	49%	554.53	62%
46	646.78	77%	664.67	77%	656.48	69%	624.11	66%	658.28	74%
50	716.41	85%	736.46	85%	747.52	78%	671.57	71%	696.95	78%
54	749.67	89%	770.80	89%	805.02	84%	711.87	75%	743.13	83%

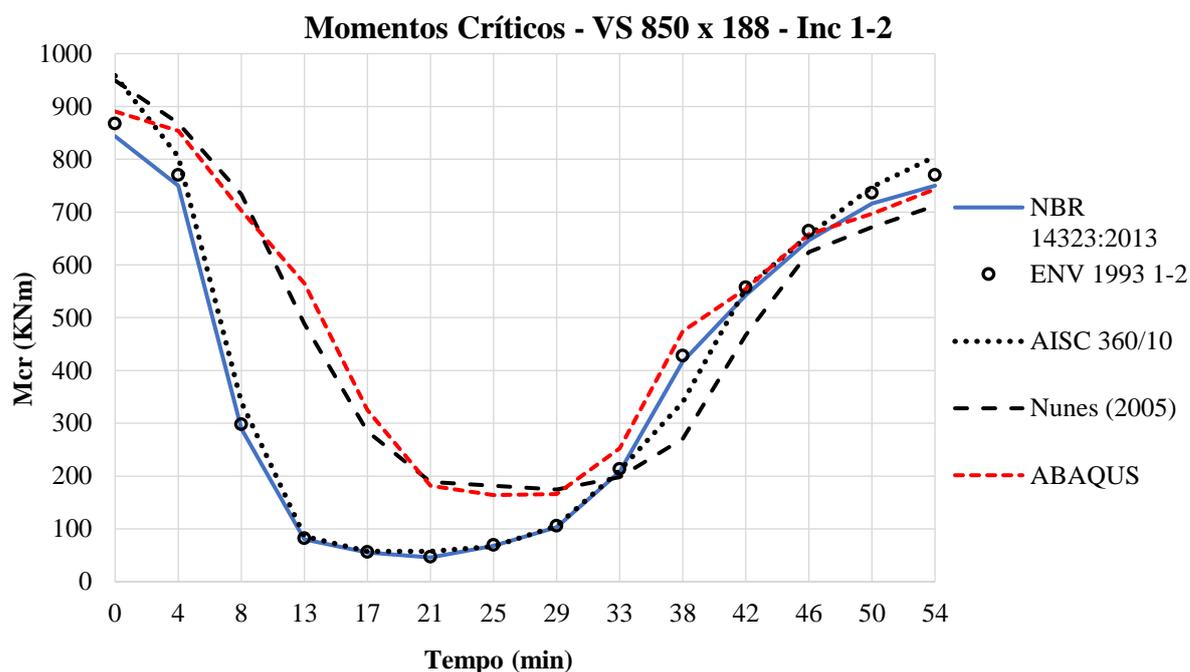


Figura 8.8 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 850 x 188 – Inc 1-2.

Após avaliada a diferença entre a formulação analítica de Nunes e a simulação do ABAQUS, foi evidenciado erro máximo de 25% - e média de erro de 7% - enquanto o erro máximo entre a norma brasileira e o ABAQUS foi de 54% - e média de erro de 14% - se observando boa adequação da equação de Nunes com a simulação numérica. Identificou-se ainda que entre 33 minutos e 42 minutos de incêndio, as simulações no ABAQUS adequaram mais à norma do que a formulação analítica proposta.

Observou-se, novamente, que no instante inicial (temperatura a 20 °C), que a proposta de Nunes e o AISC obtiveram valores de momentos críticos superiores à NBR e Eurocode, confirmados pelo ABAQUS. Porém, as normas tentem a se aproximar depois do início do incêndio, para esta aplicação.

### 8.1.3 Viga CVS 1000 x 464, com comprimento destravado de 30,00 metros.

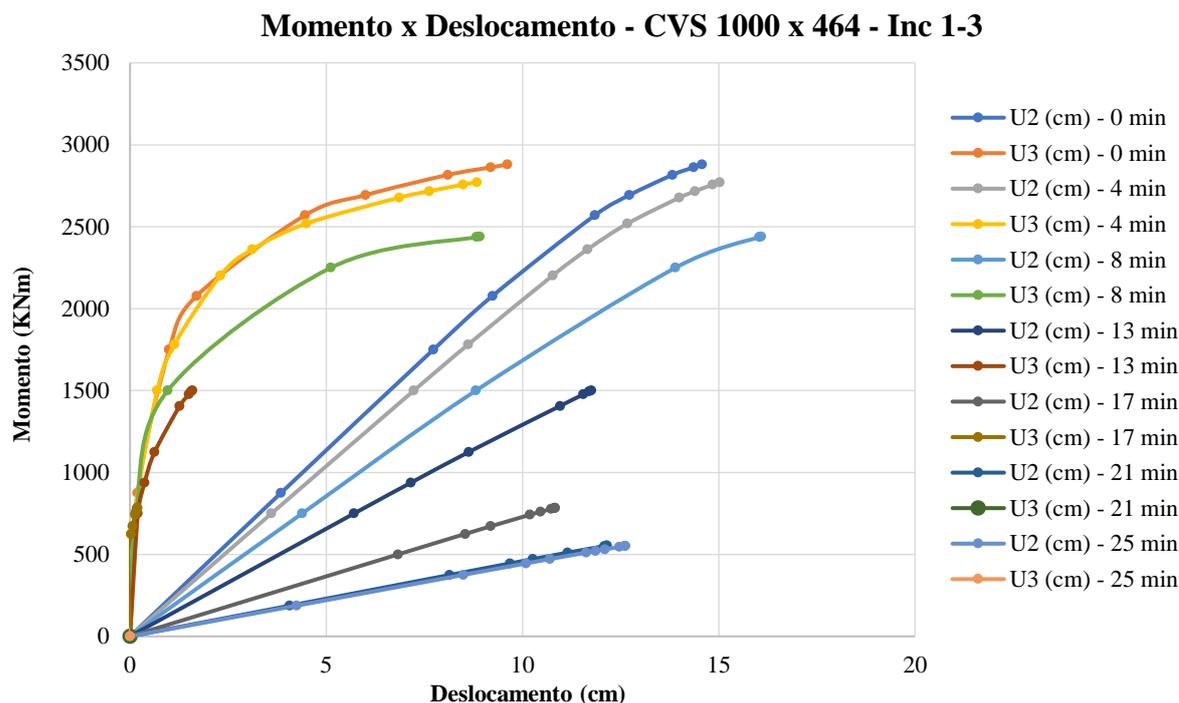


Figura 8.9 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

A mesma resposta da viga ao incêndio é observada neste último caso da formulação de Nunes, com redução no momento resistente, aumento dos deslocamentos verticais e diminuição dos deslocamentos horizontais a partir de 13 minutos de evolução do incêndio.

E sob momento constante de 750 KNm, correspondendo à 33% da capacidade da viga, temos a seguinte deflexão da viga:

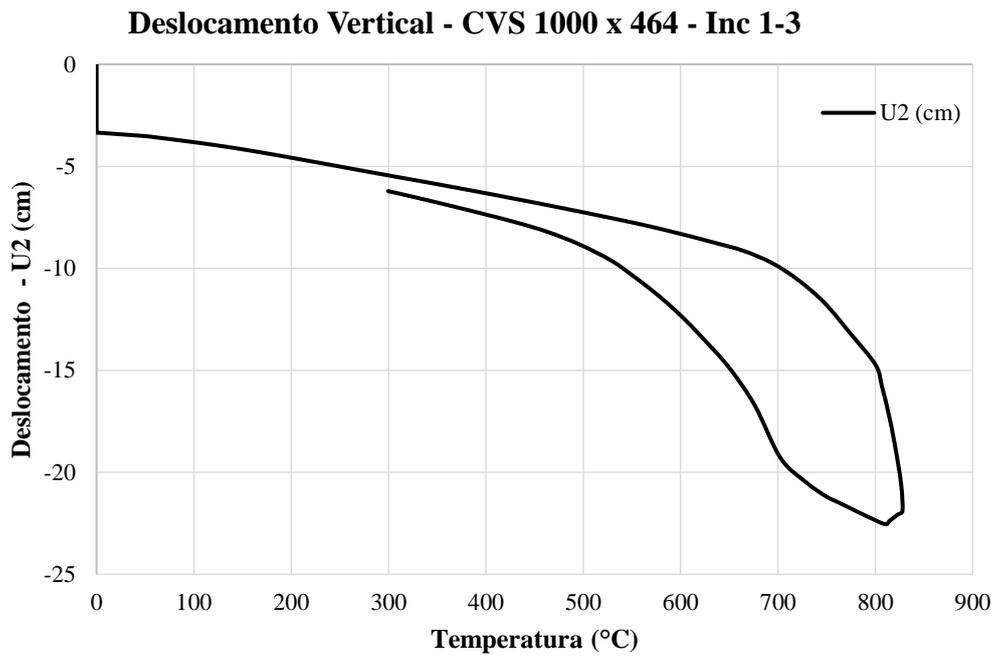


Figura 8.10 - Deflexão vertical - CVS 1000 x 464 - Inc 1-13.

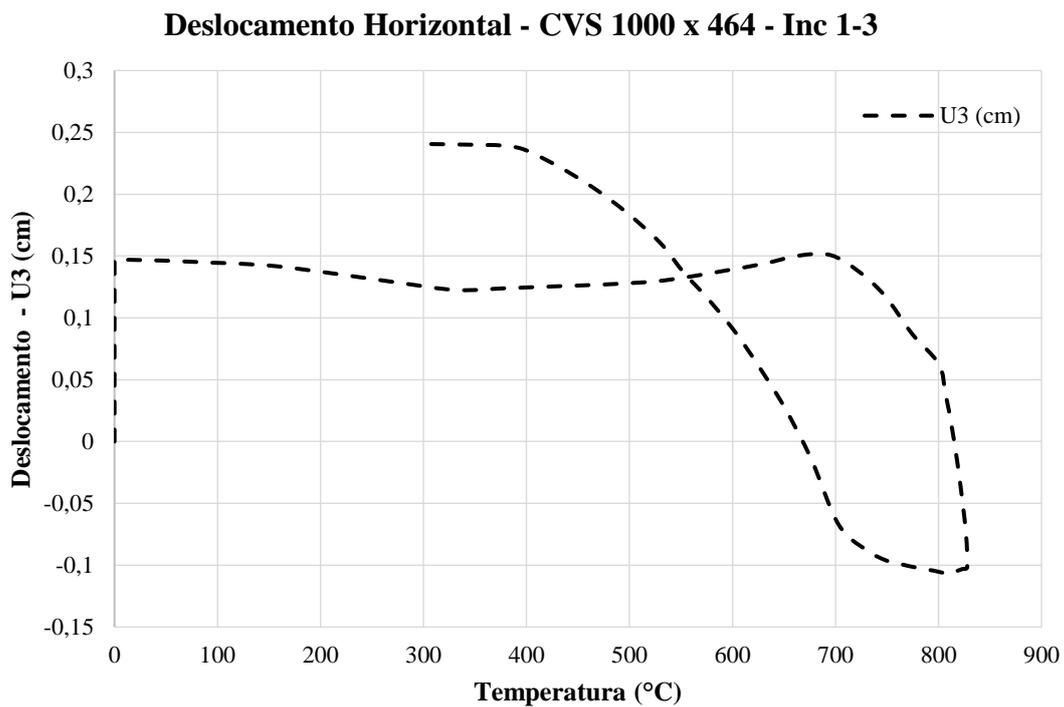


Figura 8.11 - Deflexão Horizontal - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Percebe-se, novamente, a pequena instabilidade da viga em relação aos deslocamentos horizontais (figura 8.11).

O resumo da evolução das temperaturas no aço e dos momentos resistentes analisados podem ser visualizados na tabela 8.5 e na tabela 8.6 respectivamente, enquanto a ilustração dos momentos críticos pode ser observada na figura 8.12.

Tabela 8.5 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
4	873	249	200	300	90
8	978	573	375	520	190
13	1039	848	500	680	270
<b>17</b>	<b>1061</b>	<b>1004</b>	<b>620</b>	<b>800</b>	<b>360</b>
21	905	978	700	830	400
25	749	877	725	810	415
29	593	768	720	740	420
33	436	664	650	620	415
38	280	568	590	540	400
42	124	487	500	390	370
46	20	394	420	300	340

A tabela 8.5 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores às das mesas, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 310 °C.

Tabela 8.6 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Time (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Nunes (2005)	Redução	ABAQUS	Redução
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	2627.76	100%	2703.99	100%	3030.91	100%	2915.25	100%	2879.85	100%
4	2438.33	93%	2507.97	93%	2727.82	90%	2671.47	92%	2771.67	96%
8	1302.04	50%	1338.31	49%	1485.14	49%	2281.92	78%	2440.43	85%
13	250.17	10%	257.22	10%	272.78	9%	1868.51	64%	1500.73	52%
<b>17</b>	<b>113.95</b>	<b>4%</b>	<b>117.31</b>	<b>4%</b>	<b>151.55</b>	<b>5%</b>	<b>1113.80</b>	<b>38%</b>	<b>783.54</b>	<b>27%</b>
21	142.86	5%	147.08	5%	181.85	6%	651.13	22%	553.87	19%
25	212.10	8%	218.18	8%	212.16	7%	651.13	22%	551.92	19%
29	323.37	12%	332.29	12%	333.40	11%	651.13	22%	654.85	23%
33	650.80	25%	668.73	25%	666.80	22%	870.53	30%	989.10	34%
38	1302.04	50%	1338.31	49%	1485.14	49%	1443.41	50%	1396.28	48%
42	1858.64	71%	1910.42	71%	1757.93	58%	1820.77	62%	2167.10	75%
46	2130.88	81%	2190.40	81%	2242.87	74%	2088.42	72%	2282.23	79%

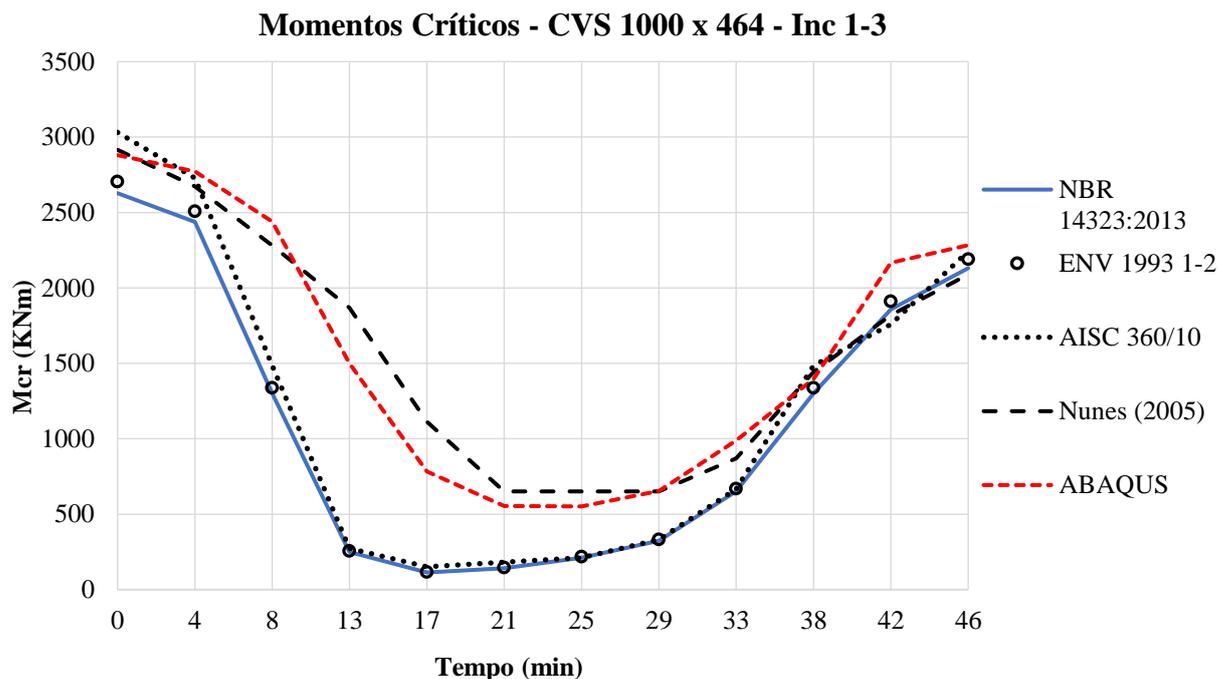


Figura 8.12 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Após a análise das informações acima, percebe-se novamente boa adequação da proposta de Nunes com a simulação numérica, com erro médio de 6% - e erro máximo de 13% entre ABAQUS e formulação analítica, enquanto o erro médio da NBR foi de 13% - e erro máximo de 43% - em relação ao ABAQUS.

Observou-se, novamente, que no instante inicial (temperatura a 20 °C), que a proposta de Nunes e o AISC obtiveram valores de momentos críticos superiores à NBR e Eurocode, confirmados pelo ABAQUS. Porém, as normas tentam a se aproximar depois do início do incêndio, para esta aplicação.

## 8.2 PROPOSTA DE CAMPÊLO.

Relembrando que a posposta de momento resistente de Campêlo (equação 5-3) é referente a vigas bi apoiadas com carga concentrada no meio do vão da viga. É importante enfatizar que houve a aplicação de um par de cargas na elaboração do modelo numérico que se retrata mais adequadamente a resposta à flexão lateral com torção. Uma vez que a aplicação somente de uma carga concentrada na mesa superior da viga daria maior instabilidade a viga, enquanto a aplicação na mesa inferior daria mais estabilidade. Procedimento esse aceito e praticado na literatura. Referente a esse assunto, pode-se observar o comportamento da viga durante o incêndio:

### 8.2.1 Viga CVS 300 x 113, com comprimento destravado de 22,00 metros.

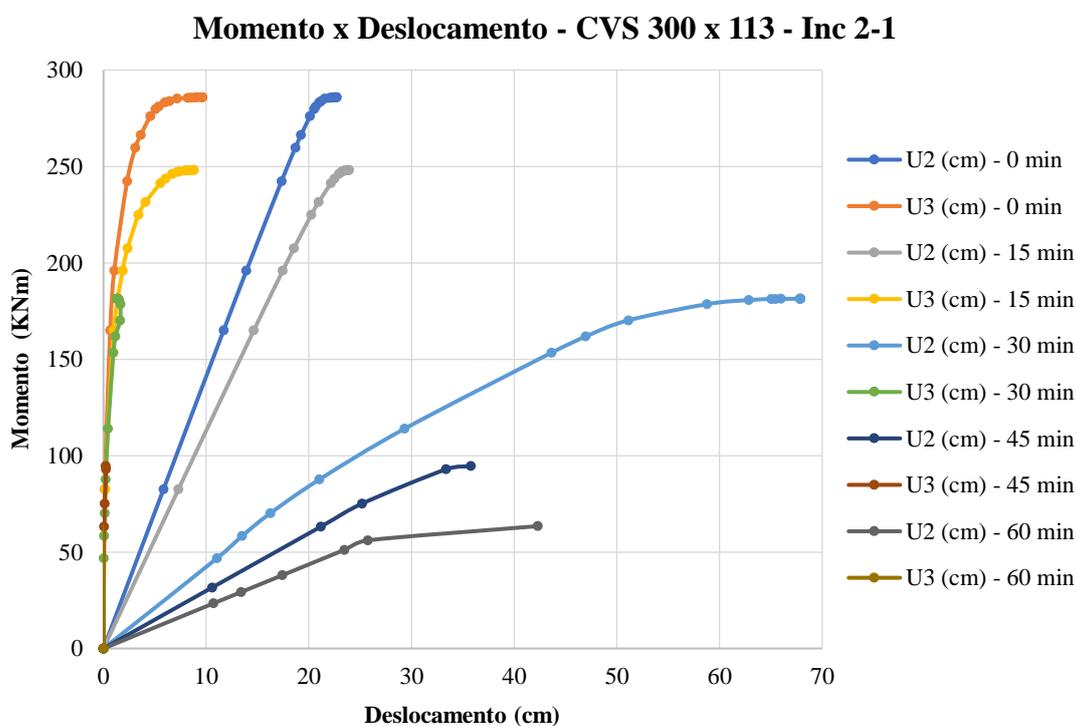


Figura 8.13 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

Após analisar a figura 8.13, é possível identificar o mesmo comportamento das vigas analisadas na proposta de Nunes: O acréscimo da temperatura diminui os momentos resistentes, ao passo que há aumento nos deslocamentos verticais e horizontais. No entanto, após 15 minutos de exposição, os deslocamentos horizontais (U3) são muito menores do que os deslocamentos verticais (U2).

E quando há aplicação de um par de cargas concentradas de 17.5 kN - o que equivale a 33% do momento resistente -  $M_s = 193 \text{ kNm}$  - e aumento das temperaturas, temos os seguintes gráficos:

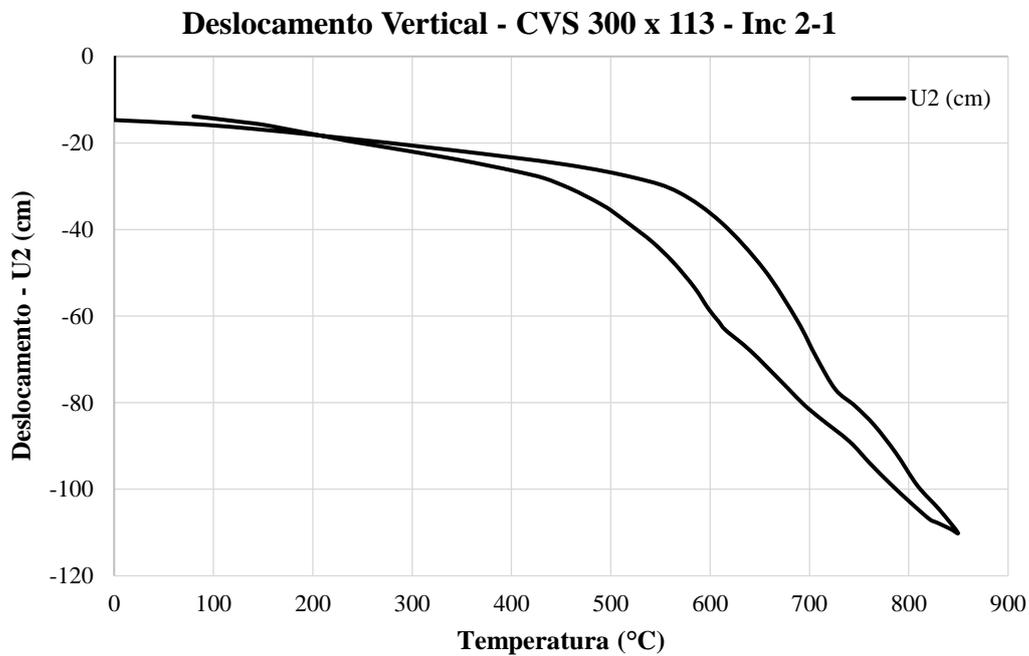


Figura 8.14 - Deflexão vertical - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

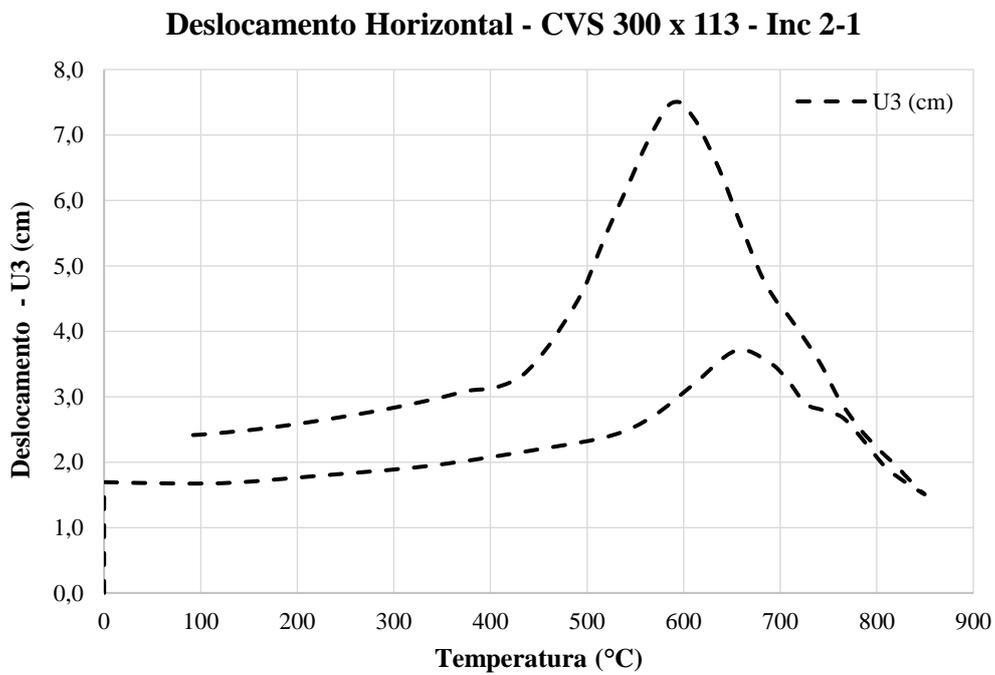


Figura 8.15 - Deflexão Horizontal - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

Os gráficos observados acima confirmam a diferença de grandeza entre os deslocamentos em relação ao eixo y (vertical) e ao eixo z (horizontal).

A evolução das temperaturas do aço na viga é indicada na tabela 8.7, enquanto a evolução dos momentos resistentes durante o incêndio para a viga CVS 300 x 113 é quantificado na tabela 8.8 e ilustrado na figura 8.16:

Tabela 8.7 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

Tempo (min)	Incêndio $\theta_g$	Temperatura do aço ( $^{\circ}\text{C}$ )			
		$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
15	755	575	400	500	130
30	841	820	660	680	160
45	900	889	740	760	200
<b>60</b>	<b>928</b>	<b>933</b>	<b>850</b>	<b>850</b>	<b>220</b>
75	801	828	845	820	240
90	674	711	775	735	250
105	548	596	690	600	245
120	421	485	555	475	240
135	295	378	420	360	225
150	168	275	290	240	205
165	42	173	165	150	190
180	20	155	100	80	180

A tabela 8.7 indica que a mesa inferior atingiu temperaturas pouco superiores à da alma, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de  $605^{\circ}\text{C}$ , impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.8 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 300 x 113 – Inc 2-1.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Campêlo (2008)	Redução	ABAQUS	Redução
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	212.56	100%	227.30	100%	265.27	100%	233.04	100%	283.95	100%
15	107.07	50%	110.13	48%	129.98	49%	194.68	84%	247.07	87%
30	20.46	10%	21.39	9%	23.87	9%	128.26	55%	181.23	64%
45	17.23	8%	18.29	8%	18.57	7%	111.56	48%	94.57	33%
<b>60</b>	<b>13.79</b>	<b>6%</b>	<b>14.91</b>	<b>7%</b>	<b>15.92</b>	<b>6%</b>	<b>105.10</b>	<b>45%</b>	<b>63.46</b>	<b>22%</b>
75	20.46	10%	21.39	9%	23.87	9%	106.50	46%	59.38	21%
90	32.67	15%	33.57	15%	43.77	17%	103.74	45%	96.48	34%
105	107.07	50%	110.13	48%	94.17	36%	122.98	53%	161.73	57%
120	152.82	72%	157.21	69%	153.86	58%	152.88	66%	207.11	73%
135	174.98	82%	180.73	80%	196.30	74%	184.16	79%	236.52	83%
150	190.89	90%	200.54	88%	222.83	84%	203.34	87%	250.95	88%
165	205.61	97%	218.75	96%	252.01	95%	221.39	95%	263.52	93%
180	205.61	97%	218.75	96%	252.01	95%	227.78	98%	274.29	97%

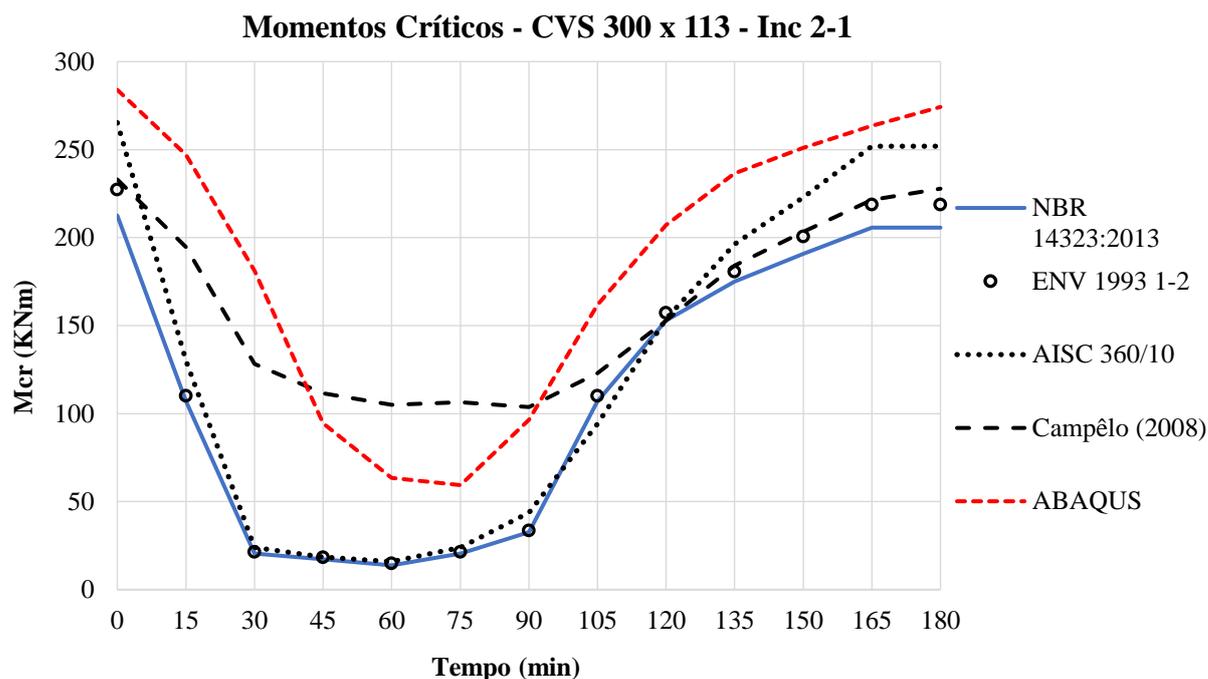


Figura 8.16 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 300 x 113 – Inc 2-1.

Observa-se que tanto a NBR quanto a formulação feita por Campêlo, para esta aplicação, não se adequaram tanto quanto a formulação de Nunes em suas aplicações. Apesar disso, a diferença máxima observada entre a formulação analítica e os resultados do ABAQUS foi de 25% - com erro médio de 8% - enquanto o erro máximo observado entre a NBR e o ABAQUS foi de 54% - com erro médio de 14%. Contudo, entre os instantes 60 minutos e 75 minutos, quando a temperatura máxima entre esses intervalos é de 850°C (conforme a tabela 8.7), a formulação de Campêlo, para esta aplicação, não foi segura - apresentando valores 23% a 25% maiores do que a capacidade simulada.

E desta forma, excluindo-se os intervalos de 60 e 75 minutos, a formulação de Campêlo teve comportamento mais adequado comparado a norma brasileira.

Também foi observado que no instante inicial (temperatura a 20 °C), que a proposta de Campêlo superou os valores dos momentos críticos indicados pela NBR e Eurocode, contudo, inferiores aos valores do AISC e da simulação do ABAQUS, para esta aplicação.

### 8.2.2 Viga CVS 500 x 250, com comprimento destravado de 26,00 metros.

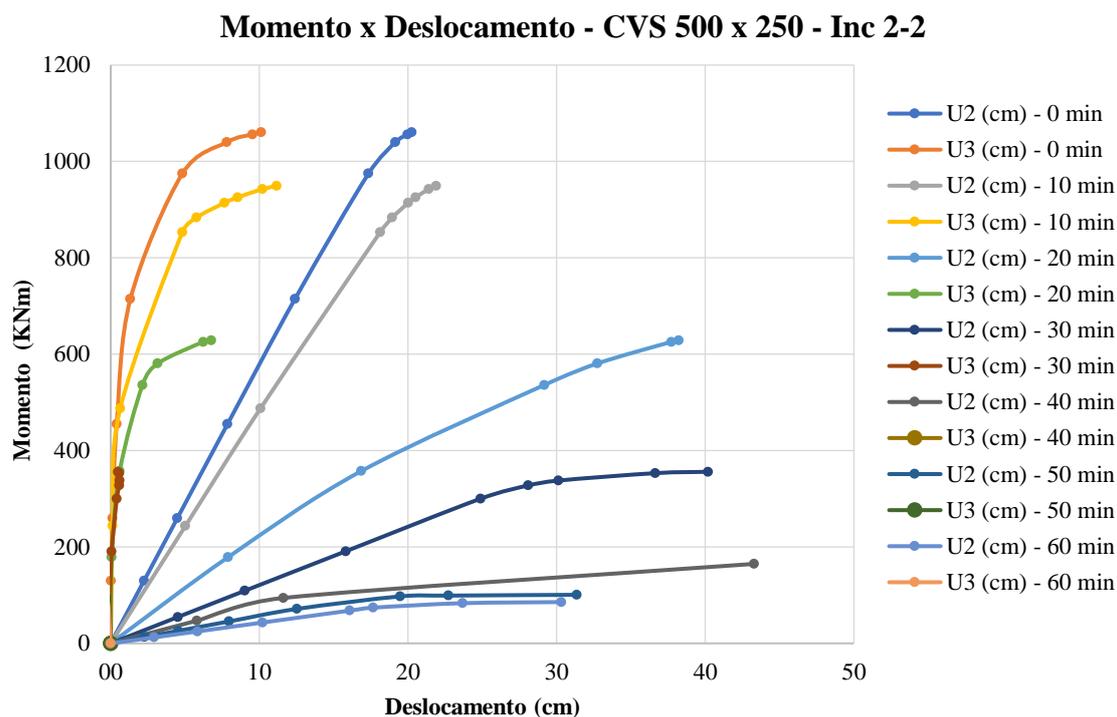


Figura 8.17 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Novamente o mesmo fenômeno comentado nos casos anteriores é repetido neste exemplo: redução de momento resistente, com aumento dos deslocamentos verticais e horizontais devido ao aumento de temperatura. E após 20 minutos de exposição, os deslocamentos horizontais passam a ser muito menores do que os deslocamentos verticais.

Adicionalmente, para aplicação de um par de cargas concentradas de 27.5 KN - equivalendo a 33% do momento resistente -  $M_s = 358$  KNm - temos a seguinte evolução dos deslocamentos da viga metálica durante a exposição ao incêndio.

### Deslocamento Vertical - CVS 500 x 250 - Inc 2-2

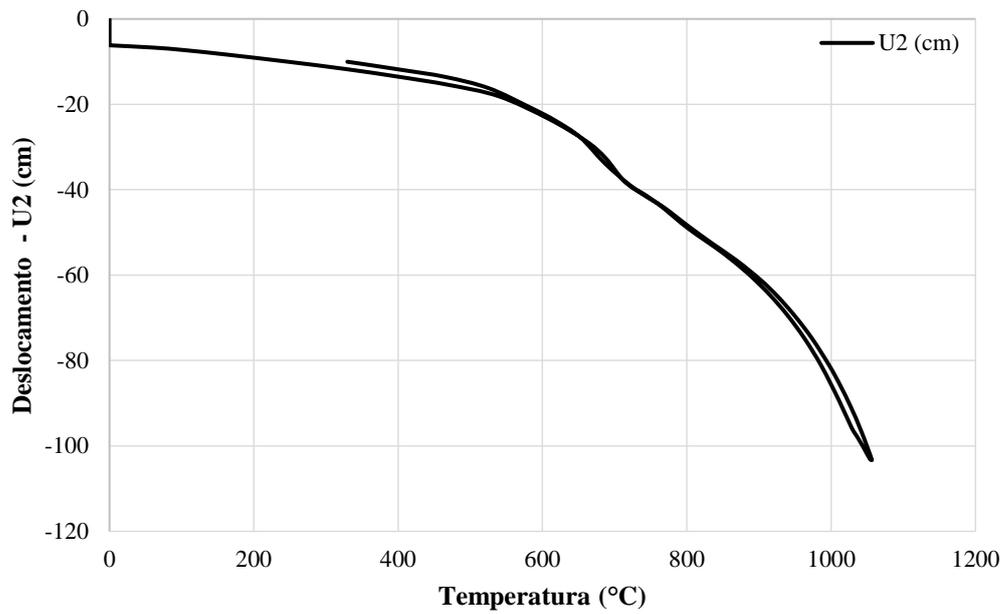


Figura 8.18 - Deflexão vertical - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

### Deslocamento Horizontal - CVS 500 x 250 - Inc 2-2

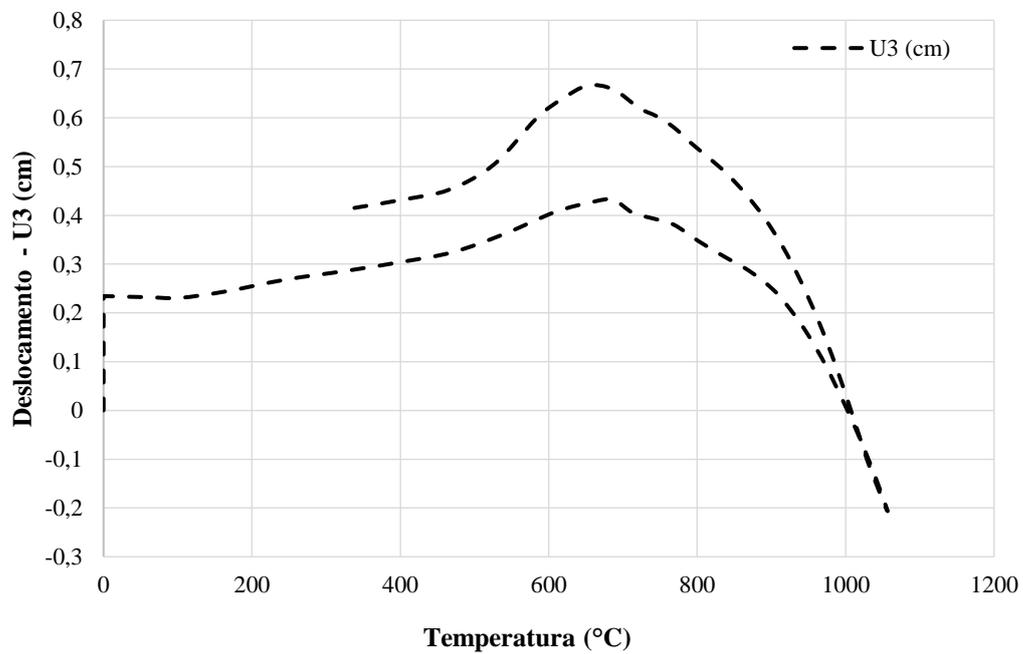


Figura 8.19 - Deflexão Horizontal - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Enfatiza-se, novamente, a diferença em magnitude entre os deslocamentos verticais e horizontais, somado a pequena instabilidade dos deslocamentos horizontais durante o evento de incêndio.

São apresentadas as evoluções das temperaturas e dos momentos resistentes nas tabelas 8.9 e 8.10, respectivamente, enquanto a ilustração dos momentos resistentes pode ser observada na figura 8.20, para esta aplicação:

Tabela 8.9 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
10	882	503	340	360	100
20	988	905	630	650	150
30	1048	1027	740	760	200
40	1090	1079	880	900	240
50	1124	1115	980	1000	260
<b>60</b>	<b>1123</b>	<b>1138</b>	<b>1040</b>	<b>1060</b>	<b>280</b>
70	956	1008	1025	1025	300
80	790	861	925	925	295
90	623	721	820	820	290
100	456	591	725	725	280
110	290	470	595	580	275
120	123	357	455	440	250
130	19	290	345	330	245

A tabela 8.9 indica que a mesa inferior e alma atingiram temperaturas próximas, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 760 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.10 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Campêlo (2008)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		Mb.fi,t,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	750.11	100%	801.54	100%	933.59	100%	732.30	100%	1060.31	100%
10	490.11	65%	507.54	63%	541.49	58%	649.00	89%	949.05	90%
20	48.68	6%	52.59	7%	65.35	7%	430.12	59%	628.42	59%
30	32.31	4%	34.88	4%	46.68	5%	340.29	46%	356.07	34%
40	24.34	3%	26.29	3%	32.68	4%	319.46	44%	164.94	16%
50	16.37	2%	17.71	2%	18.67	2%	294.34	40%	100.75	10%
<b>60</b>	<b>16.37</b>	<b>2%</b>	<b>17.71</b>	<b>2%</b>	<b>18.67</b>	<b>2%</b>	<b>289.66</b>	<b>40%</b>	<b>85.68</b>	<b>8%</b>
70	32.31	4%	34.88	4%	46.68	5%	273.70	37%	86.95	8%
80	60.79	8%	64.47	8%	84.02	9%	299.02	41%	121.88	11%
90	115.17	15%	118.36	15%	154.04	17%	307.99	42%	231.61	22%
100	377.63	50%	388.40	48%	457.46	49%	324.34	44%	478.16	45%
110	538.98	72%	554.37	69%	625.51	67%	458.23	63%	634.26	60%
120	617.19	82%	636.76	79%	728.20	78%	539.17	74%	764.66	72%
130	673.45	90%	706.81	88%	784.22	84%	617.40	84%	823.44	78%

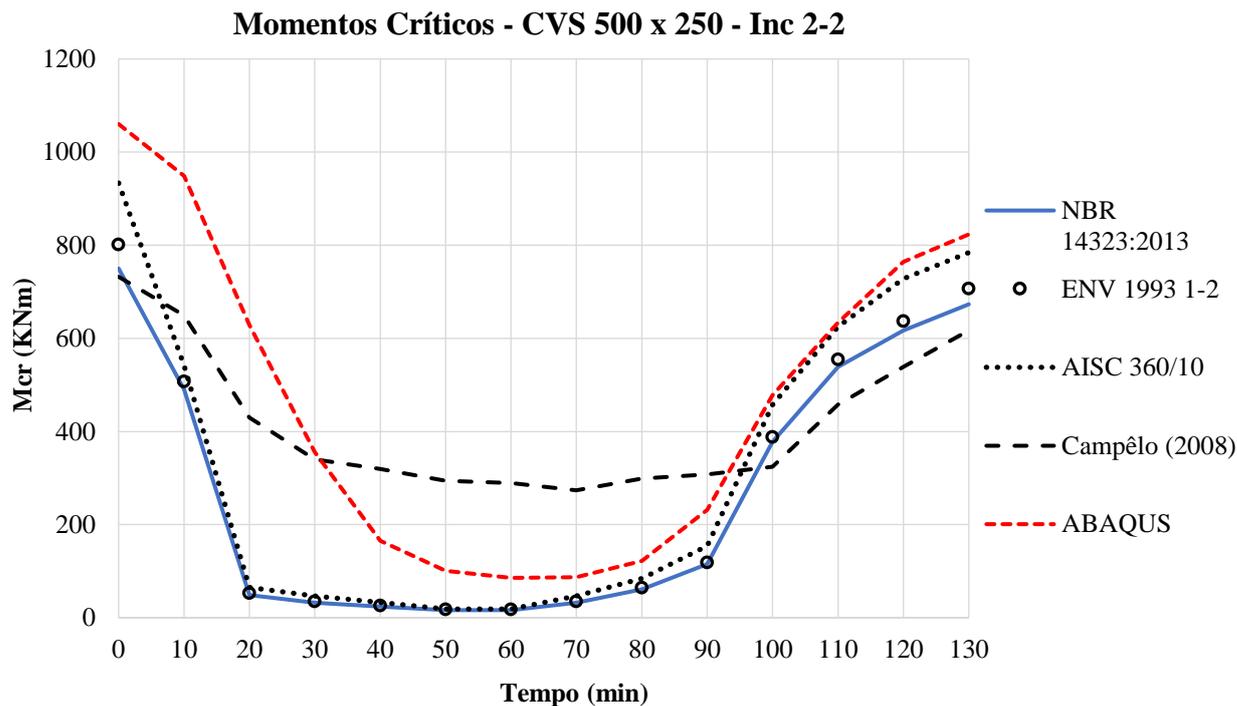


Figura 8.20 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Observa-se, para esta aplicação, que o erro máximo entre a formulação de Campêlo e os resultados do ABAQUS foi de 31% - com erro médio de 14% - ao passo que o erro máximo entre a norma e o ABAQUS foi de 53% - com erro médio de 13%. No entanto, entre os intervalos de 40 a 80 minutos, quando as temperaturas das regiões mais aquecidas da seção transversal - mesa inferior e alma - variam entre 850°C a 1060°C (conforme a tabela 8.9), a formulação de Campêlo não foi segura. Para estes pontos, apesar da NBR ser mais conservadora, ele apresentou diferenças de 7% a 3%, sendo mais indicada nesses instantes. Adicionalmente, após 100 minutos, observa-se melhor adequação da NBR do que da formulação de Campêlo.

E a 20°C, os valores da proposta de Campêlo se assemelham aos valores dos momentos críticos obtidos pela NBR e Eurocode, enquanto os valores obtidos pelo AISC e a simulação pelo ABAQUS foram bem superiores a eles, da ordem de 40% de diferença, para esta aplicação.

### 8.2.3 Viga CVS 600 x 292, com comprimento destravado de 25,00 metros.

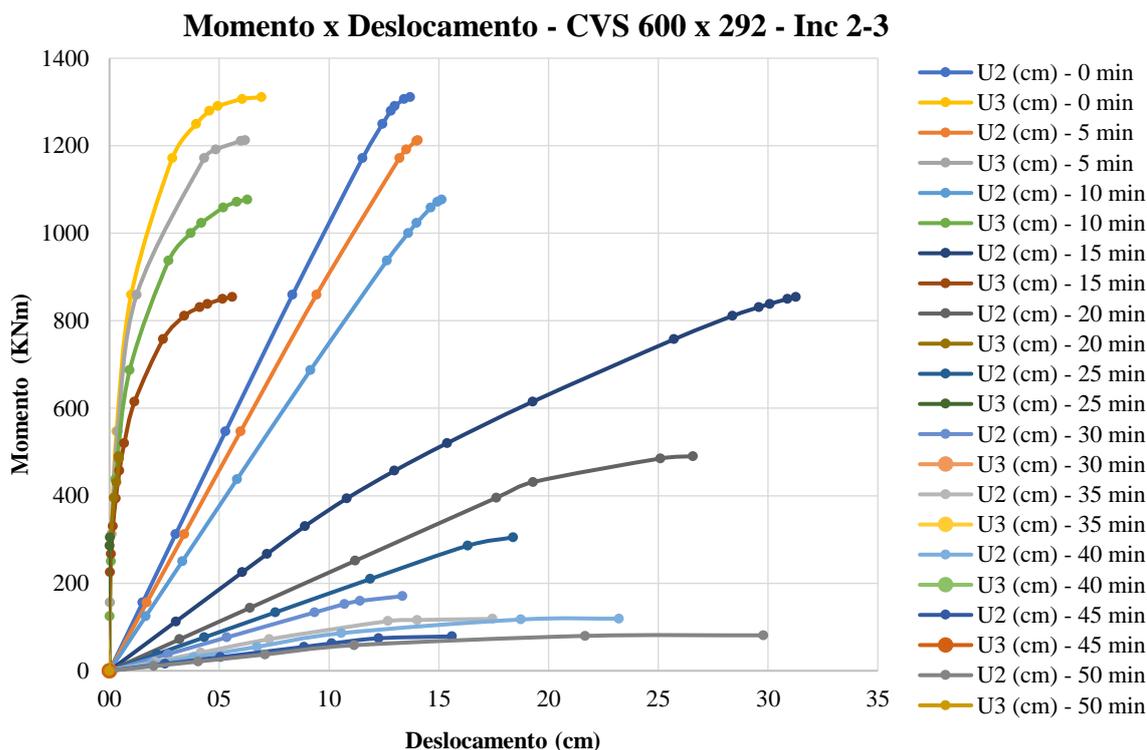


Figura 8.21 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 850 x 188 - Inc 2-3.

Esta aplicação é outro exemplo da resposta da viga metálica aos gradientes de temperatura, onde é observado redução gradual dos momentos resistentes, com aumento dos deslocamentos verticais e horizontais, com a elevação da temperatura. E após 15 minutos de exposição ao incêndio, há redução considerável dos deslocamentos horizontais e aumento dos deslocamentos verticais. Adicionalmente, para a aplicação de um par de cargas concentradas de 39.5 kN - equivalendo a 37% da capacidade da viga -  $M_s = 494 \text{ KNm}$  - temos a seguinte evolução dos deslocamentos da viga durante o incêndio:

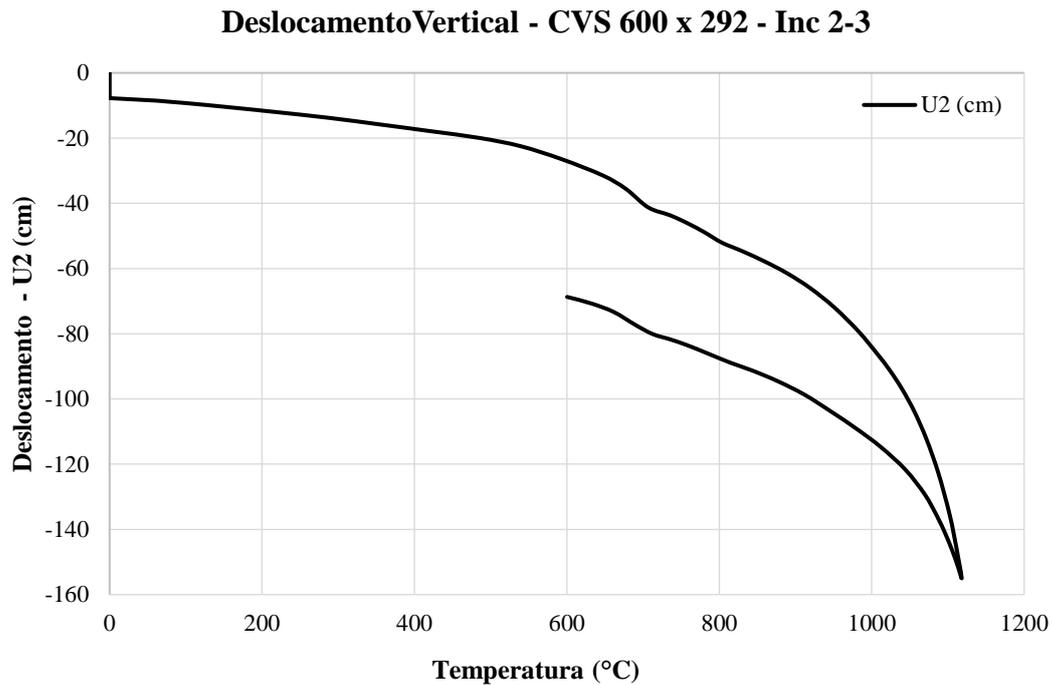


Figura 8.22 - Deflexão vertical – CVS 600 x 292 – Inc 2-3.

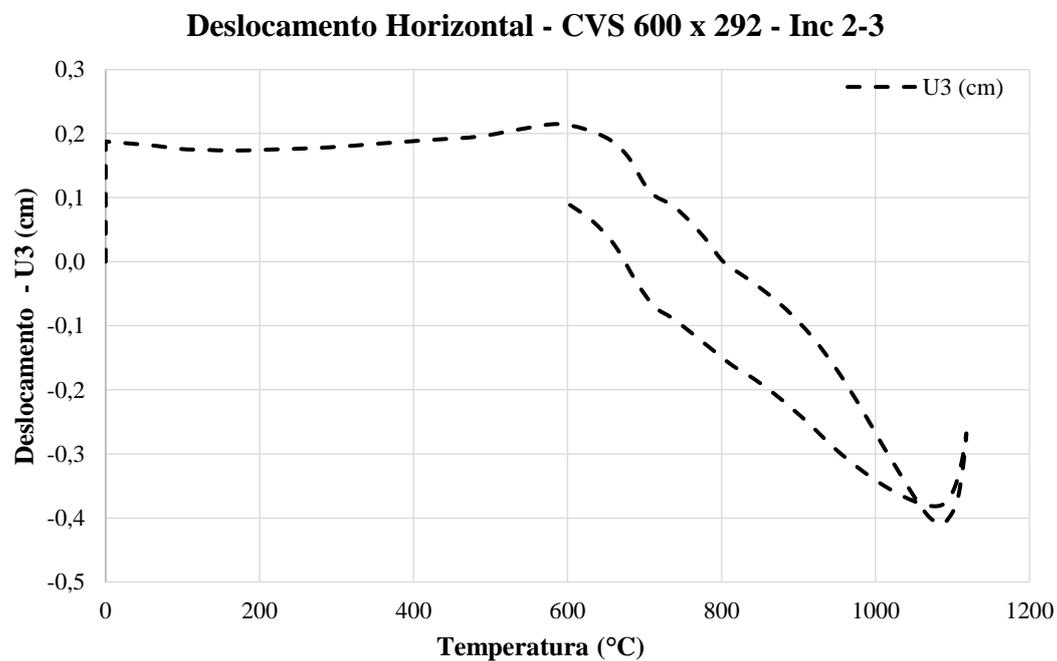


Figura 8.23 - Deflexão Horizontal - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

Ressalta-se, novamente, a grande diferença em magnitude dos deslocamentos horizontais e verticais. E também da pequena instabilidade nos deslocamentos horizontais da viga.

A evolução das temperaturas pode ser observada na tabela 8.11, enquanto a quantificação da evolução dos momentos resistentes para esta aplicação é apresentada na tabela 8.12 e ilustrados na figura 8.24.

Tabela 8.11 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
5	900	302	275	275	100
10	1006	678	480	480	140
15	1065	944	650	650	165
20	1108	1065	730	740	185
25	1142	1121	810	810	195
30	1170	1156	890	900	220
35	1195	1183	990	1000	250
40	1216	1207	1025	1050	260
<b>45</b>	<b>1234</b>	<b>1226</b>	<b>1065</b>	<b>1100</b>	<b>270</b>
50	1067	1143	1085	1120	260
55	879	993	1030	1060	255
60	692	849	960	960	250
65	504	716	850	850	235
70	317	597	760	760	210
75	129	490	690	690	195
80	20	432	600	600	180

A tabela 8.11 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores à da mesa inferior, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 795 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil

Tabela 8.12 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Campêlo (2008)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi,Rd</sub> (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		M <sub>n(T)</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	1053.68	100%	992.4	100%	1309.78	100%	934.17	100%	1310.89	100%
5	907.08	86%	870.1	88%	1100.21	84%	850.37	91%	1212.16	92%
10	266.68	25%	262.2	26%	288.15	22%	739.14	79%	1076.72	82%
15	68.39	6%	63.9	6%	78.59	6%	483.88	52%	854.03	65%
20	34.19	3%	32.0	3%	45.84	4%	435.27	47%	490.21	37%
25	23.00	2%	21.5	2%	26.20	2%	413.81	44%	305.00	23%
30	11.50	1%	10.7	1%	13.10	1%	388.67	42%	170.37	13%
35	11.50	1%	10.7	1%	13.10	1%	357.40	38%	118.59	9%
40	0.00	0%	0.0	0%	0.01	0%	351.27	38%	119.14	9%
<b>45</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.0</b>	<b>0%</b>	<b>0.01</b>	<b>0%</b>	<b>345.42</b>	<b>37%</b>	<b>78.61</b>	<b>6%</b>
50	23.00	2%	21.5	2%	26.20	2%	345.42	37%	81.02	6%
55	56.89	5%	53.2	5%	65.49	5%	351.27	38%	112.73	9%
60	101.35	10%	97.0	10%	117.88	9%	357.40	38%	148.28	11%
65	161.72	15%	160.9	16%	216.11	17%	388.67	42%	249.69	19%
70	530.32	50%	513.4	52%	464.97	36%	405.29	43%	669.92	51%
75	756.91	72%	732.5	74%	759.67	58%	483.88	52%	840.67	64%
80	824.82	78%	801.7	81%	877.55	67%	532.86	57%	894.29	68%

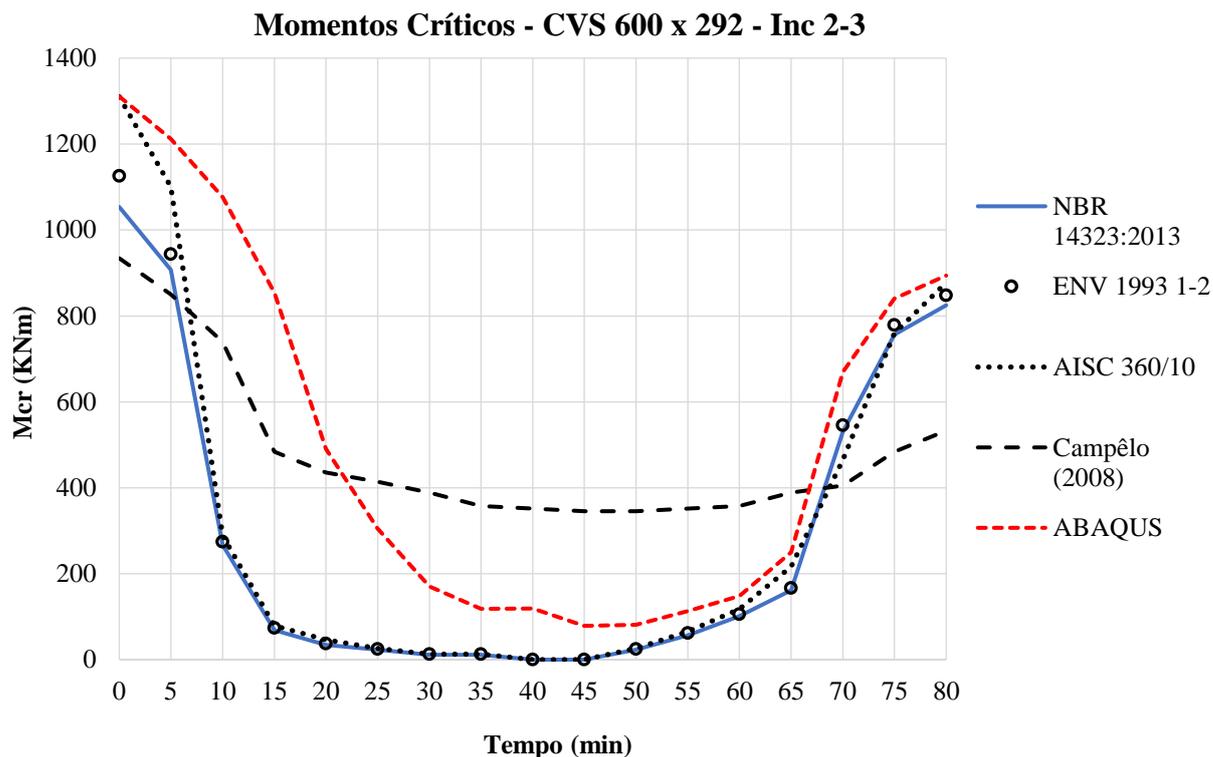


Figura 8.24 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

Pode-se observar, pela tabela 8.12 e a figura 8.24, que a NBR retratou melhor a redução do momento resistente da viga, e sua adequação é melhor observada a partir de 35 minutos de evolução do incêndio. O erro máximo da proposta de Campêlo foi de 31% - com erro médio de 18% - ao passo que o erro máximo entre a NBR e o ABAQUS foi de 59% - com erro médio de 14%. Portanto, para esta aplicação, a NBR teve melhor adequação e foi mais segura, do que a proposta de Campêlo.

Para os valores iniciais de momento crítico, a 20°C, os valores da proposta de Campêlo se aproximaram aos valores dos momentos críticos obtidos pela NBR e Eurocode, enquanto os valores obtidos pelo AISC e a simulação pelo ABAQUS foram bem superiores a eles, da ordem de 30% de diferença, para esta aplicação.

### 8.2.4 Viga CVS 700 x 166, com comprimento destravado de 30,00 metros.

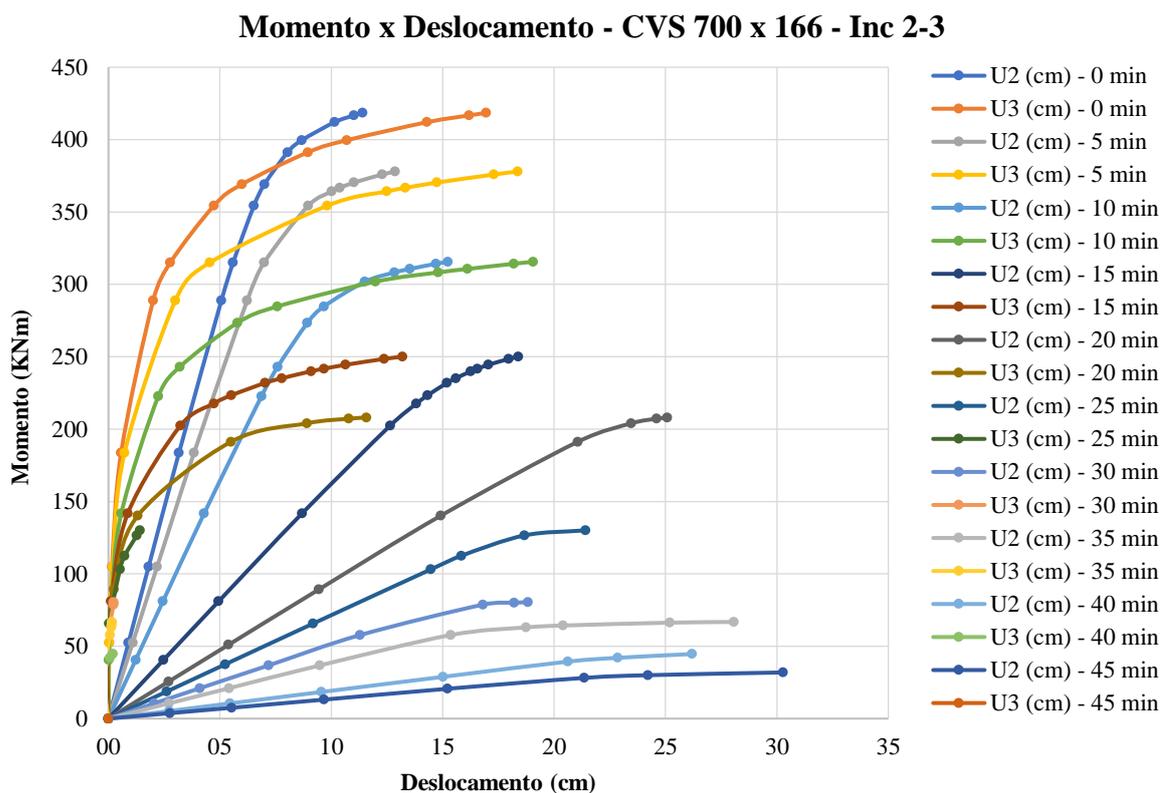


Figura 8.25 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 700 x 166 - Inc 2-3.

Esta aplicação é a última da formulação de Campêlo, e o mesmo fenômeno é observado: queda gradual do momento resistente, e aumento dos deslocamentos devido ao aumento de temperatura. E após 25 minutos de evolução de incêndio, os deslocamentos horizontais começam a ficar muito menores em magnitude comparados aos deslocamentos verticais.

Adicionalmente, quando há aplicação de um par de cargas concentradas de 32.5 KN - representando 12% do momento resistente -  $M_s = 49 \text{ KNm}$  - temos a seguinte evolução dos deslocamentos em função da temperatura:

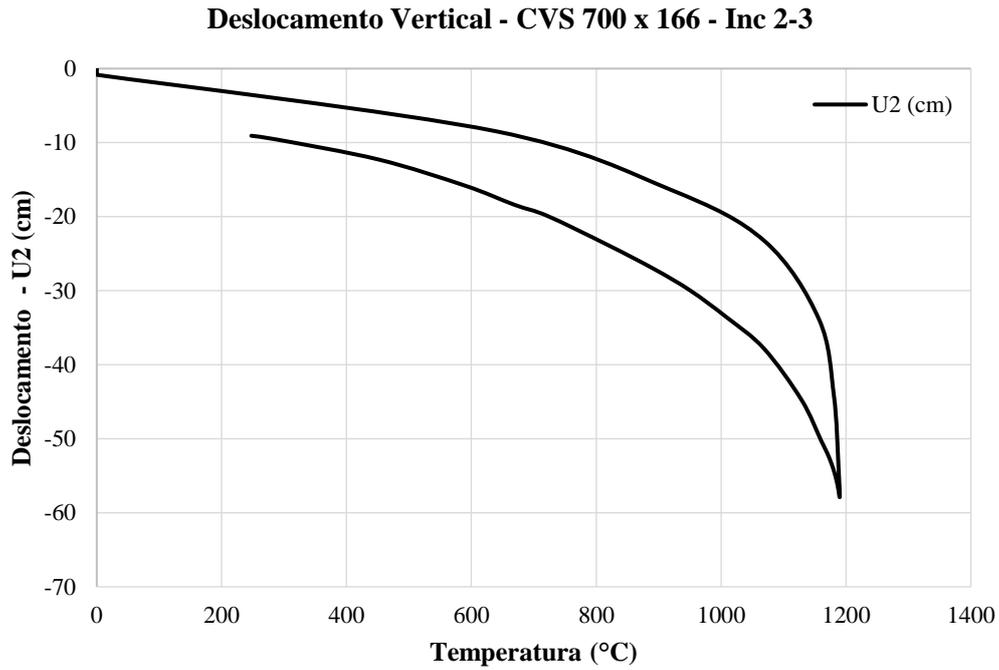


Figura 8.26 - Deflexão vertical - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

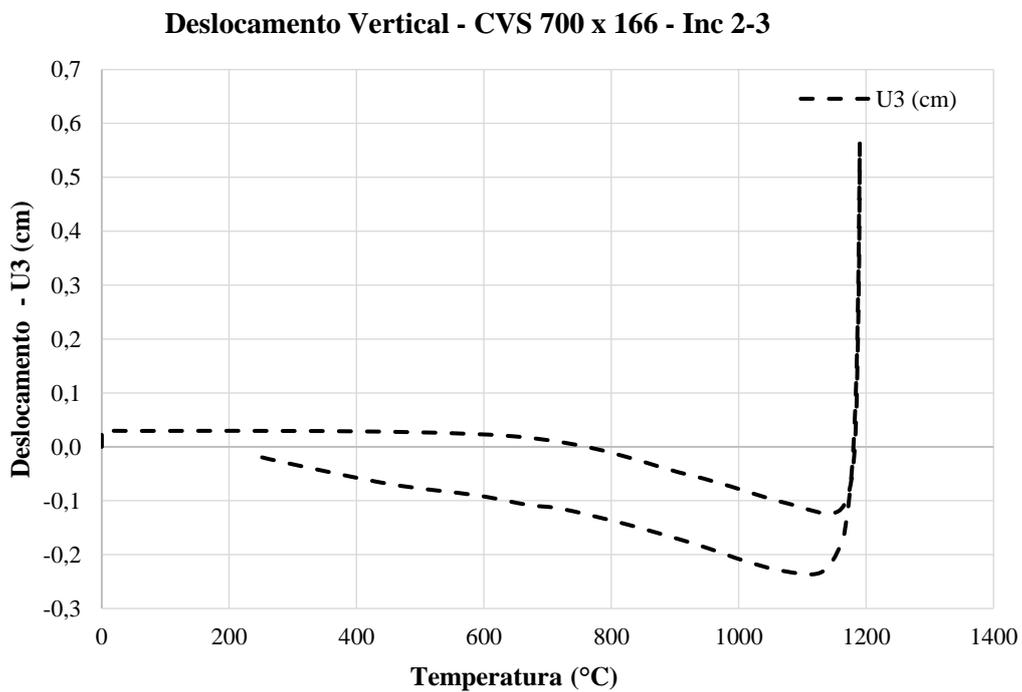


Figura 8.27 - Deflexão Horizontal - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

Ressalta-se, novamente, a grande diferença entre os deslocamentos verticais e horizontais da viga metálica durante a exposição do incêndio, causada pelo alto gradiente térmico

entre a mesa inferior e a alma, e a mesa superior. Esse assunto será melhor explorado no próximo capítulo.

A evolução das temperaturas no perfil pode ser observada na tabela 8.13, enquanto a quantificação e a evolução dos momentos resistentes podem ser observadas na tabela 8.14 e figura 8.28.

Tabela 8.13 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
5	900	479	300	500	100
10	1006	900	500	740	140
15	1065	1040	650	900	160
20	1108	1095	750	1035	180
25	1142	1132	840	1090	195
30	1170	1163	950	1125	200
35	1195	1189	1000	1160	230
<b>40</b>	<b>1216</b>	<b>1211</b>	<b>1090</b>	<b>1190</b>	<b>250</b>
45	1234	1230	1130	1200	260
50	1067	1117	1125	1160	255
55	879	952	1060	1000	250
60	692	795	960	850	225
65	504	650	840	740	215
70	317	517	750	575	200
75	129	397	670	375	190
80	20	330	560	250	185

A tabela 8.13 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores à da mesa inferior, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 840 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.14 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Campêlo (2008)	Redução	ABAQUS	Redução
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	406.74	100%	417.87	100%	404.94	100%	315.14	100%	418.48	100%
5	279.21	69%	286.96	69%	271.31	67%	277.48	88%	377.99	90%
10	32.58	8%	33.47	8%	28.35	7%	240.02	76%	315.62	75%
15	17.87	4%	18.36	4%	14.17	4%	163.26	52%	250.02	60%
20	13.48	3%	13.85	3%	8.10	2%	143.24	45%	207.98	50%
25	9.09	2%	9.34	2%	8.10	2%	139.63	44%	130.08	31%
30	4.55	1%	4.67	1%	4.05	1%	127.09	40%	80.39	19%
35	4.55	1%	4.67	1%	4.05	1%	125.02	40%	66.77	16%
<b>40</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>116.55</b>	<b>37%</b>	<b>44.63</b>	<b>11%</b>
45	0.00	0%	0.00	0%	0.00	0%	114.58	36%	31.88	8%
50	9.09	2%	9.34	2%	8.10	2%	114.58	36%	34.22	8%
55	22.42	6%	23.03	6%	24.30	6%	116.55	37%	64.67	15%
60	48.11	12%	49.47	12%	44.54	11%	127.09	40%	108.66	26%
65	135.22	33%	139.01	33%	89.09	22%	133.13	42%	204.16	49%
70	255.63	63%	262.68	63%	234.86	58%	136.75	43%	267.71	64%
75	320.83	79%	329.70	79%	299.65	74%	163.26	52%	312.17	75%
80	338.66	83%	347.98	83%	315.85	78%	206.61	66%	330.39	79%

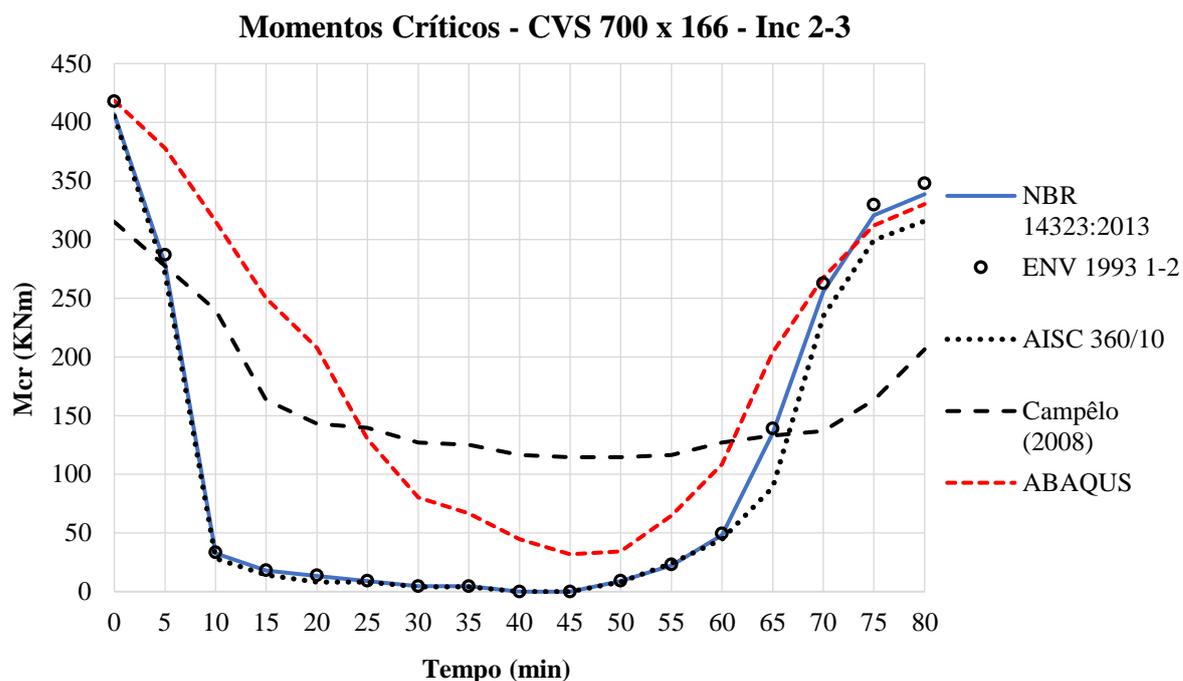


Figura 8.28 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

É possível inferir pela figura 8.28 que tanto a formulação de Campêlo quanto a NBR não retrataram o comportamento adequado da viga quando submetida ao incêndio. O erro máximo entre a formulação e o ABAQUS foi de 29% - com erro médio de 15% - ao passo que o erro máximo entre a NBR e o ABAQUS foi de 67% - com erro médio de 19%. Contudo, entre os intervalos 35 minutos e 60 minutos, a proposta de Campêlo não é segura - onde as temperaturas máximas das regiões mais aquecidas do perfil - mesa inferior e alma - atingem valores entre 950°C e 1120°C. Porém, visualmente, apesar da NBR ser muito conservadora no início do incêndio, ela se adequou melhor a partir de 40 minutos de evolução do incêndio.

Para os valores iniciais de momento crítico, a 20°C, os valores da proposta de Campêlo foram inferiores aos valores dos momentos críticos obtidos pela NBR, Eurocode, AISC e pelo ABAQUS, para esta aplicação.

### 8.3 PROPOSTA DE RODRIGUES.

A proposta elaborada por Rodrigues foi idealizada para retratar o momento crítico de vigas esbeltas bi apoiadas, com carga linearmente distribuída. Como destacado no capítulo 7, é aplicado na viga um par de cargas distribuídas na mesa superior e inferior do perfil - de forma a tornar os resultados mais adequados – conforme procedimento feito na análise da formulação de Campêlo e sugestão da literatura. A seguir são apresentados os resultados dos casos propostos anteriormente.

#### 8.3.1 Viga CVS 300 x 85, com comprimento destravado de 15,00 metros.

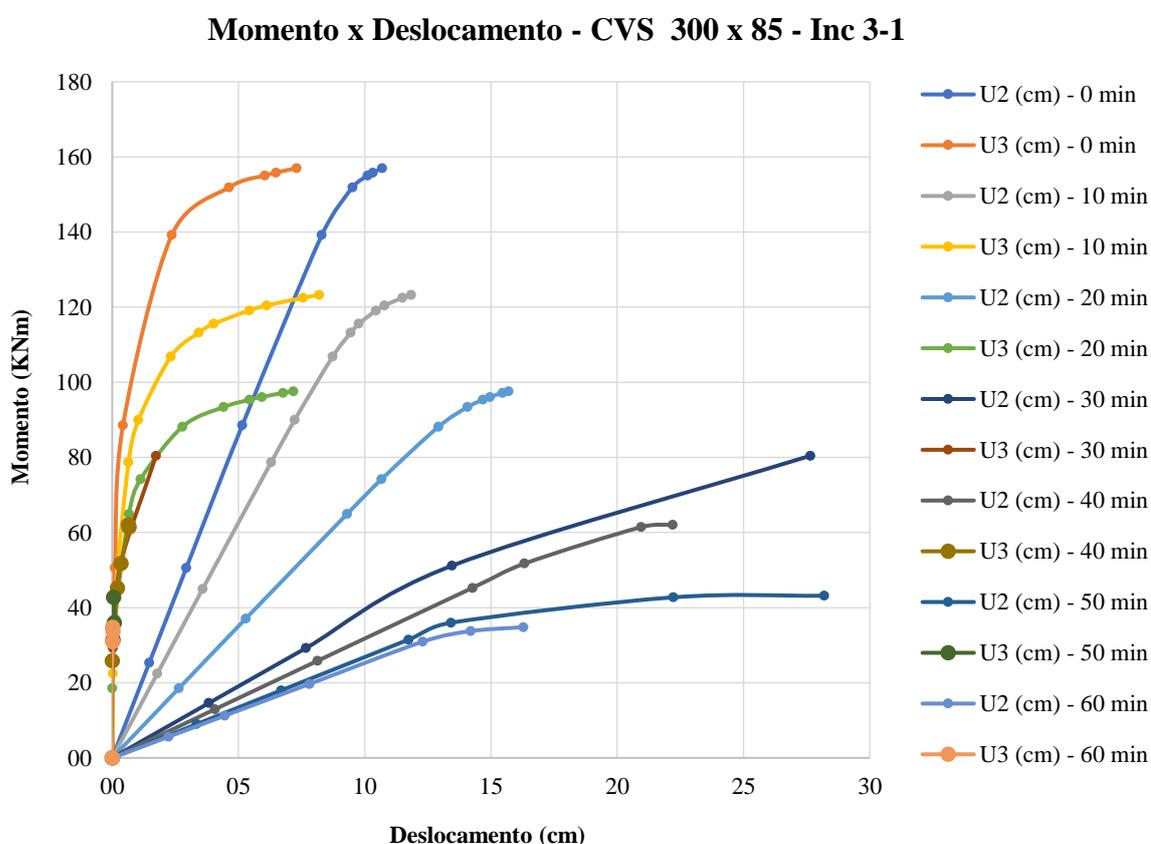


Figura 8.29 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

Após analisar o gráfico de momento-deslocamento, é possível inferir o mesmo fenômeno apresentado anteriormente: Redução gradual do momento resistente, com aumento dos deslocamentos da viga devido à elevação da temperatura. E após 20 minutos de exposição ao incêndio, há grande aumento dos deslocamentos verticais e grande redução dos deslocamentos horizontais.

Adicionalmente, aplicando-se um par de cargas distribuídas de 3.25 KNm - equivalendo a 42% do momento resistente -  $M_s = 91\text{KNm}$  - temos a seguinte evolução dos deslocamentos em função da temperatura:

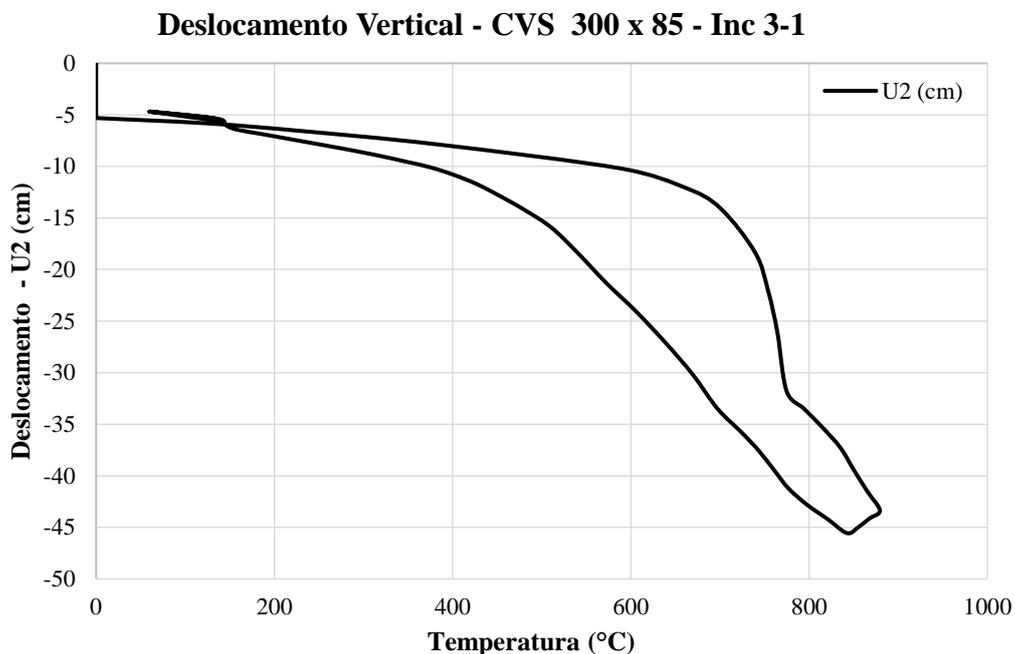


Figura 8.30 - Deflexão vertical - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

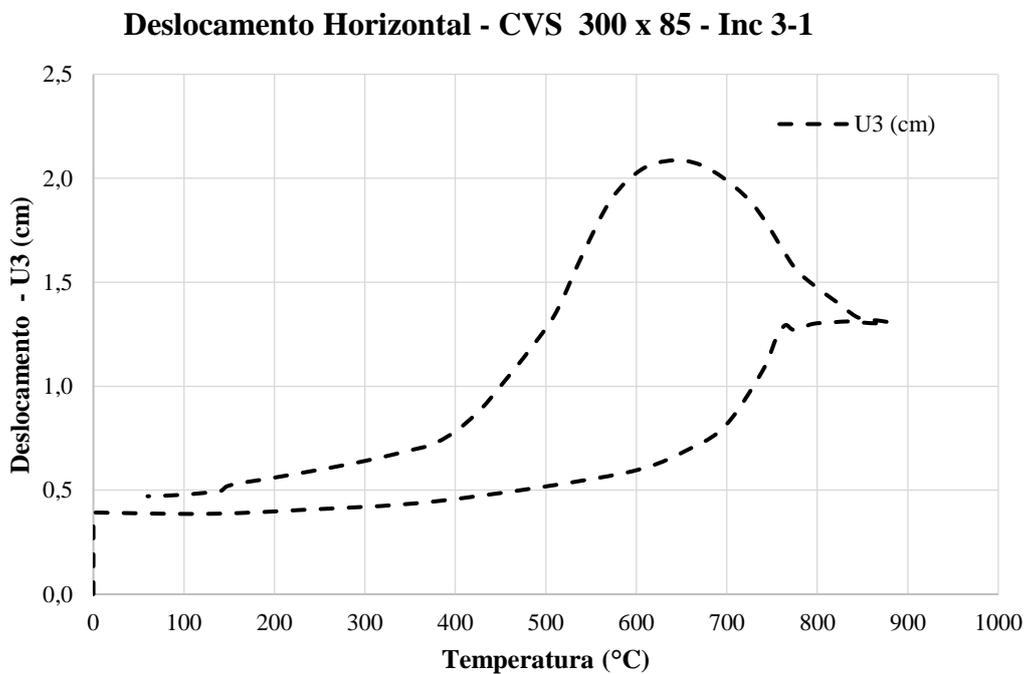


Figura 8.31 - Deflexão Horizontal - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

As figuras 8.30 e 8.31 enfatizam essa diferença de magnitude dos deslocamentos verticais e horizontais, com o indício da pequena instabilidade horizontal da viga metálica quando exposta aos gradientes térmicos.

A tabela 8.15 apresenta as temperaturas atingidas pelo perfil, enquanto a tabela 8.16 e a figura 8.32 quantificam e ilustram a evolução dos momentos resistentes da viga sujeito ao incêndio 3-1:

Tabela 8.15 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

Tempo (min)	Incêndio	Temperatura do aço (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
10	700	404	345	630	74
20	789	737	591	745	116
30	841	825	707	775	147
40	882	872	766	835	173
50	916	908	832	880	194
<b>60</b>	<b>928</b>	<b>933</b>	<b>887</b>	<b>845</b>	<b>216</b>
70	843	865	864	780	226
80	759	785	806	730	233
90	674	706	752	650	236
100	590	628	688	550	237
110	506	552	598	465	235
120	421	477	505	388	232
130	337	404	415	310	227
140	253	333	330	225	221
150	168	262	248	150	213
160	84	193	170	140	205
170	20	140	114	60	200

A tabela 8.15 indica que a mesa inferior atingiu temperaturas superiores à da alma do perfil, e que a diferente máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 670 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.16 - Comparativos de momentos resistentes para CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

Time (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Rodrigues (2013)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	138.33	100%	143.55	100%	162.90	100%	154.44	100%	157.02	100%
10	106.94	77%	109.92	77%	114.03	70%	137.24	89%	123.22	78%
20	20.84	15%	21.41	15%	26.88	17%	107.30	69%	97.60	62%
30	13.21	10%	13.58	9%	14.66	9%	78.51	51%	80.44	51%
40	11.18	8%	11.55	8%	11.40	7%	73.37	48%	62.06	40%
50	9.02	7%	9.42	7%	11.40	7%	71.56	46%	43.17	27%
<b>60</b>	<b>9.02</b>	<b>7%</b>	<b>9.42</b>	<b>7%</b>	<b>9.77</b>	<b>6%</b>	<b>67.23</b>	<b>44%</b>	<b>34.80</b>	<b>22%</b>
70	11.18	8%	11.55	8%	14.66	9%	67.23	44%	39.29	25%
80	17.12	12%	17.59	12%	17.92	11%	68.22	44%	54.67	35%
90	20.84	15%	21.41	15%	26.88	17%	70.03	45%	80.02	51%
100	48.04	35%	49.37	34%	57.83	36%	79.86	52%	91.50	58%
110	68.84	50%	70.77	49%	79.82	49%	100.54	65%	103.66	66%
120	98.27	71%	101.01	70%	109.15	67%	113.15	73%	119.38	76%
130	106.94	77%	109.92	77%	114.03	70%	121.79	79%	127.49	81%
140	118.12	85%	121.46	85%	127.07	78%	130.41	84%	135.48	86%
150	123.43	89%	126.94	88%	136.84	84%	139.00	90%	141.22	90%
160	133.53	97%	138.15	96%	154.76	95%	143.28	93%	145.63	93%
170	138.33	100%	143.55	100%	162.90	100%	147.56	96%	150.55	96%

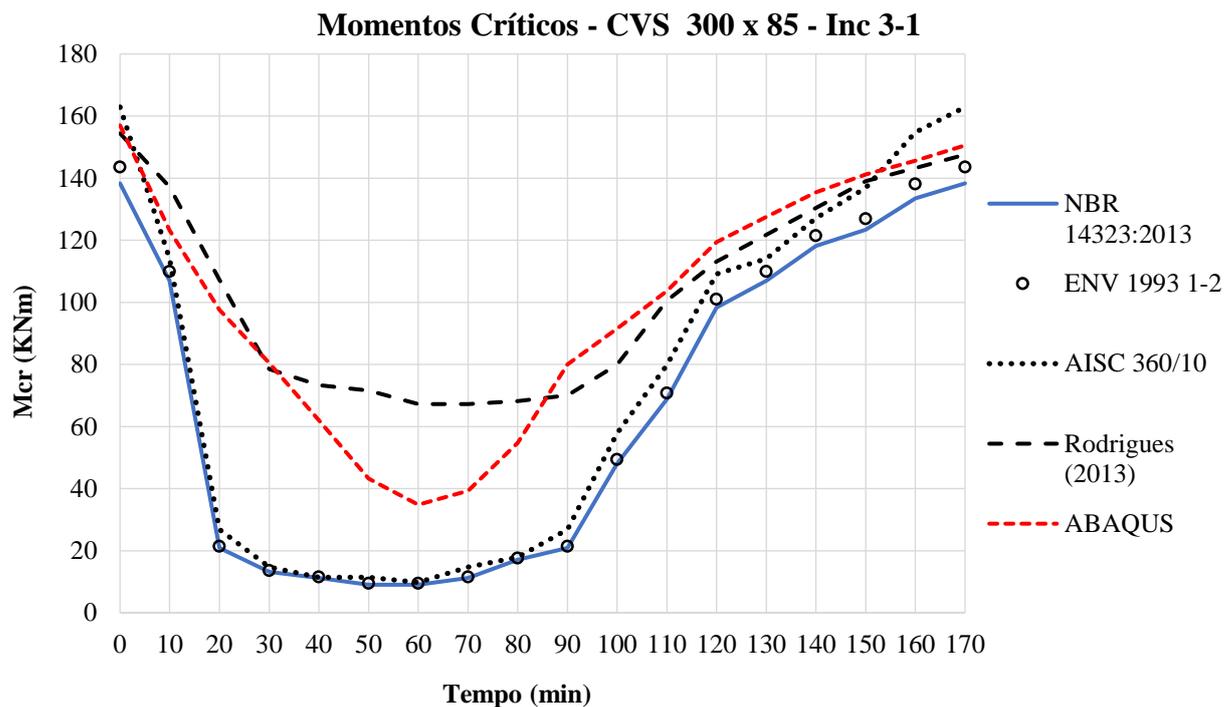


Figura 8.32 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

É evidente a adequação da formulação de Rodrigues com os resultados numéricos coletados no ABAQUS, em que o erro máximo entre eles foi de 21% - com erro médio de 6% - enquanto o erro máximo entre a NBR e o ABAQUS foi de 47% - com erro médio de 16%. Porém, ressalta-se que, entre os instantes de 40 minutos e 80 minutos (onde as temperaturas máximas das regiões mais aquecidas do perfil – mesa inferior e alma – atingem valores entre 750°C e 860°C, conforme a tabela 8.15), a formulação de Rodrigues não foi segura para esta aplicação.

Para esta aplicação, se observou a 20°C (0 minutos de evolução do incêndio) boa aproximação entre os valores dos momentos críticos obtidos pela proposta de Rodrigues, AISC e da simulação numérica pelo ABAQUS, sendo esses valores superiores aos valores sugeridos pela NBR e Eurocode.

### 8.3.2 Viga VS 400 x 68, com comprimento destravado de 10,00 metros.

Momento x Deslocamento - VS 400 x 68 - Inc 3-2

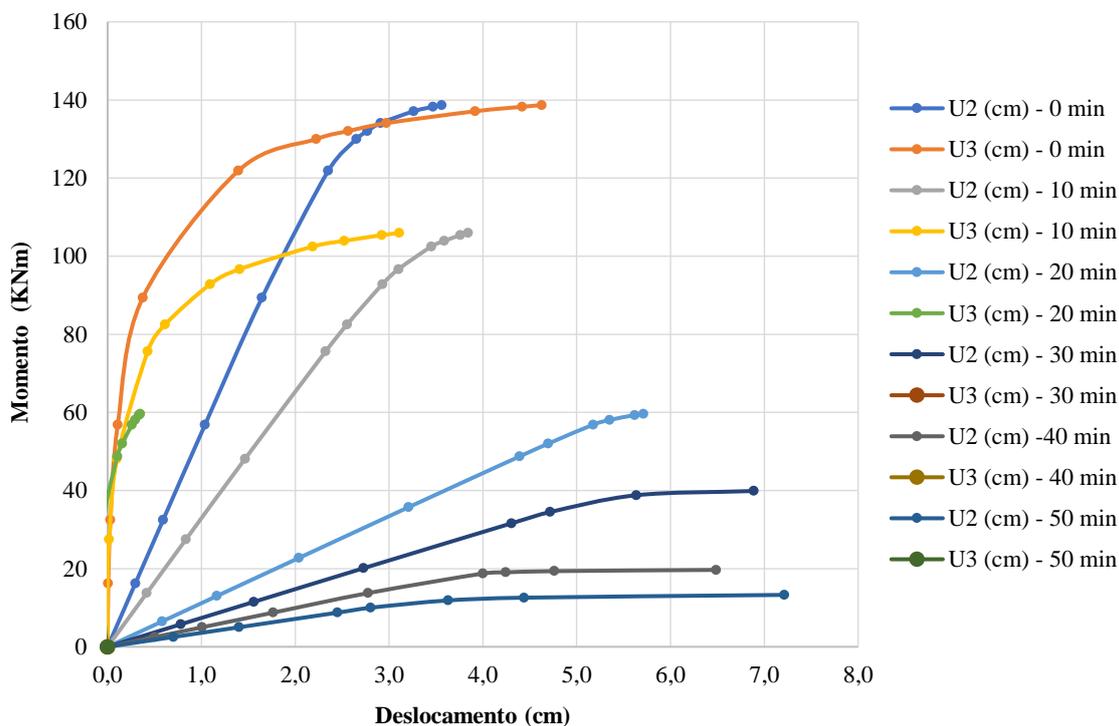


Figura 8.33 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Conforme observado anteriormente, esta aplicação também retrata o fenômeno discutido: redução gradual do momento resistente com aumento dos deslocamentos devido a evolução das temperaturas. Porém, após 20 minutos de exposição, há grande redução dos deslocamentos horizontais e aumento dos deslocamentos verticais, devido ao grande gradiente de temperatura.

Adicionalmente, para aplicação de um par de cargas distribuídas de 5.40 KNm - equivalendo a 45% do momento resistente -  $M_s = 67,5$  KNm - temos a seguinte evolução dos deslocamentos na viga metálica em função da temperatura.

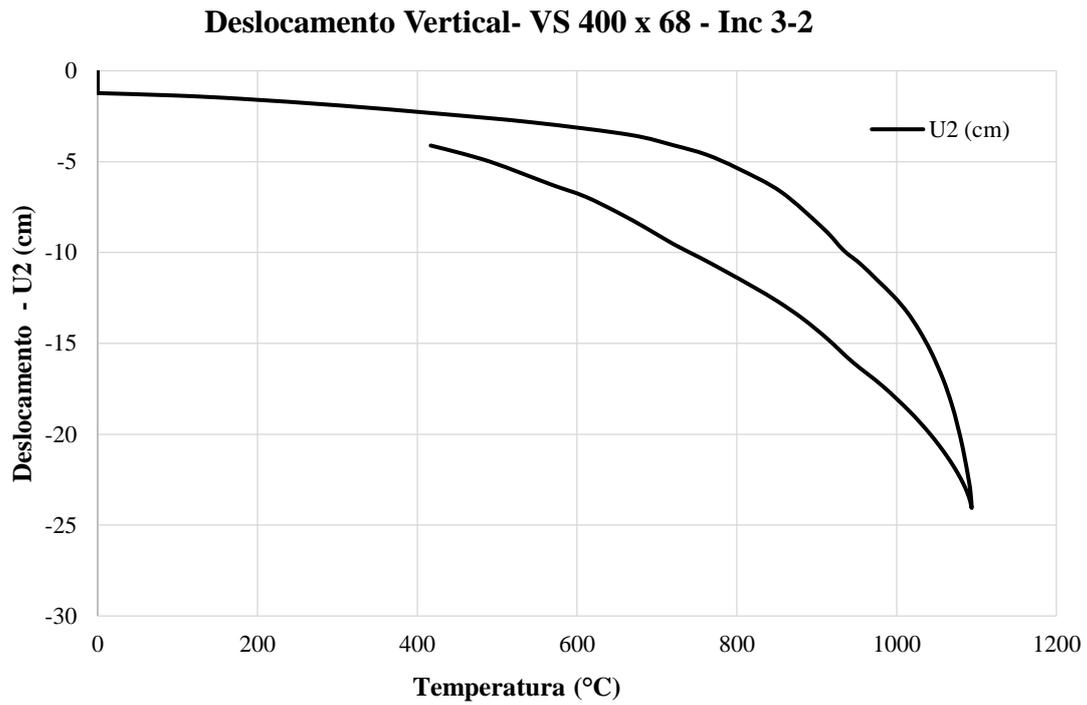


Figura 8.34 - Deflexão vertical - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

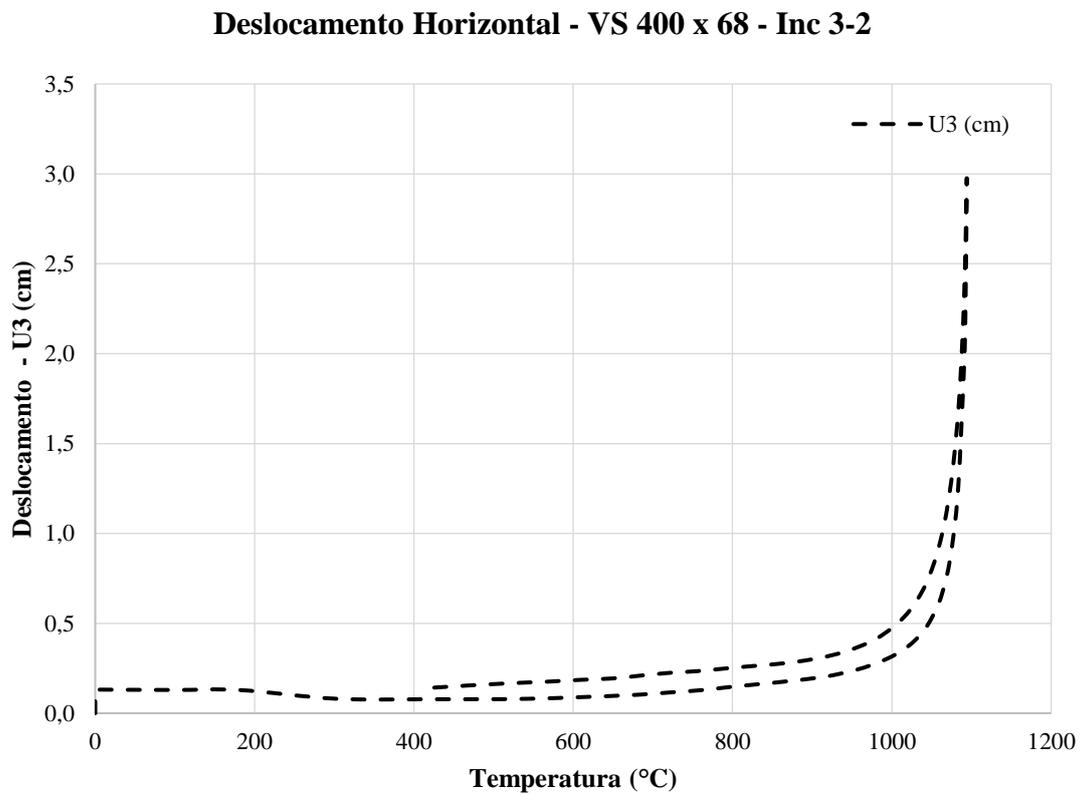


Figura 8.35 - Deflexão Horizontal - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Comparando-se a figura 8.34 e 8.35, enfatiza-se o ponto anteriormente abordado, porém, sem a ocorrência da pequena instabilidade dos deslocamentos horizontais observados nos outros casos estudados.

As temperaturas atingidas pelo perfil são indicadas na tabela 8.17, enquanto a quantificação da evolução dos momentos resistentes pode ser observada na tabela 8.18 e ilustrada na figura 8.36.

Tabela 8.17 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Tempo (min)	Incêndio $\theta_g$	Temperatura do aço (°C)			
		$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
10	882	813	440	690	120
20	988	977	693	914	174
30	1048	1042	824	1002	214
40	1090	1086	962	1064	246
<b>50</b>	<b>1099</b>	<b>1110</b>	<b>1039</b>	<b>1095</b>	<b>272</b>
62	932	955	985	940	284
70	766	799	890	812	283
80	599	647	772	670	275
90	432	501	673	505	263
100	266	363	514	350	247
110	99	231	347	192	228
114	20	168	291	140	221

A tabela 8.17 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores à mesa inferior até o instante de 50 minutos, e depois disso, a mesa inferior passa a ser mais aquecida pois a alma perde calor mais rapidamente. Também é observado que a diferença máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 760 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.18 - Comparativos de momentos resistentes para VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Rodrigues (2013)	Redução	ABAQUS	Redução
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	156.61	100%	162.62	100%	185.02	100%	165.29	100%	138.68	100%
10	14.96	10%	15.38	9%	20.35	11%	134.16	81%	105.93	76%
20	8.50	5%	8.88	5%	11.10	6%	77.78	47%	59.62	43%
30	6.78	4%	7.08	4%	6.48	4%	59.11	36%	39.89	29%
40	5.11	3%	5.34	3%	6.48	4%	54.81	33%	19.69	14%
<b>50</b>	<b>3.44</b>	<b>2%</b>	<b>3.59</b>	<b>2%</b>	<b>3.70</b>	<b>2%</b>	<b>50.67</b>	<b>31%</b>	<b>13.28</b>	<b>10%</b>
62	8.50	5%	8.88	5%	11.10	6%	52.17	32%	16.59	12%
70	19.40	12%	19.94	12%	20.35	11%	55.06	33%	32.46	23%
80	54.43	35%	55.94	34%	65.68	36%	58.98	36%	63.22	46%
90	101.40	65%	104.26	64%	107.31	58%	72.34	44%	92.32	67%
100	127.58	81%	131.17	81%	136.92	74%	117.55	71%	109.90	79%
110	145.58	93%	150.23	92%	166.52	90%	138.51	84%	118.44	85%
114	151.19	97%	156.53	96%	175.77	95%	143.65	87%	122.57	88%

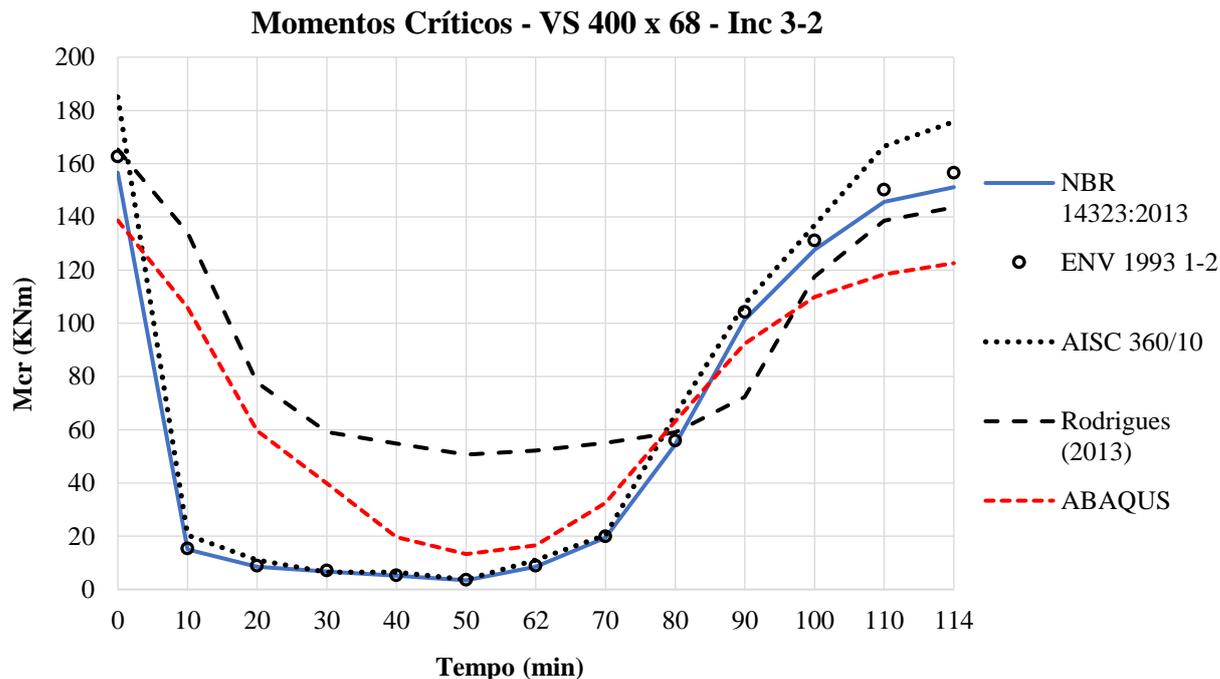


Figura 8.36 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Após a análise das informações anteriores, é possível inferir que tanto a proposta de Rodrigues quanto a NBR não se adequaram para este caso. O erro máximo computado entre a formulação analítica e o ABAQUS foi de 23% - com erro médio de 10% - enquanto o erro máximo entre a NBR e o ABAQUS foi de 67% - e erro médio de 15%. Apesar disso, a proposta de Rodrigues para esta aplicação não foi segura quando comparada a NBR, mesmo que muito conservadora no início do incêndio.

Para esta aplicação, se observou a 20°C (0 minutos de evolução do incêndio) pouca concordância entre todas as normas, a formulação de Rodrigues e as simulações numéricas feitas no ABAQUS.

### 8.3.3 Viga VS 500 x 88, com comprimento destravado de 12,00 metros.

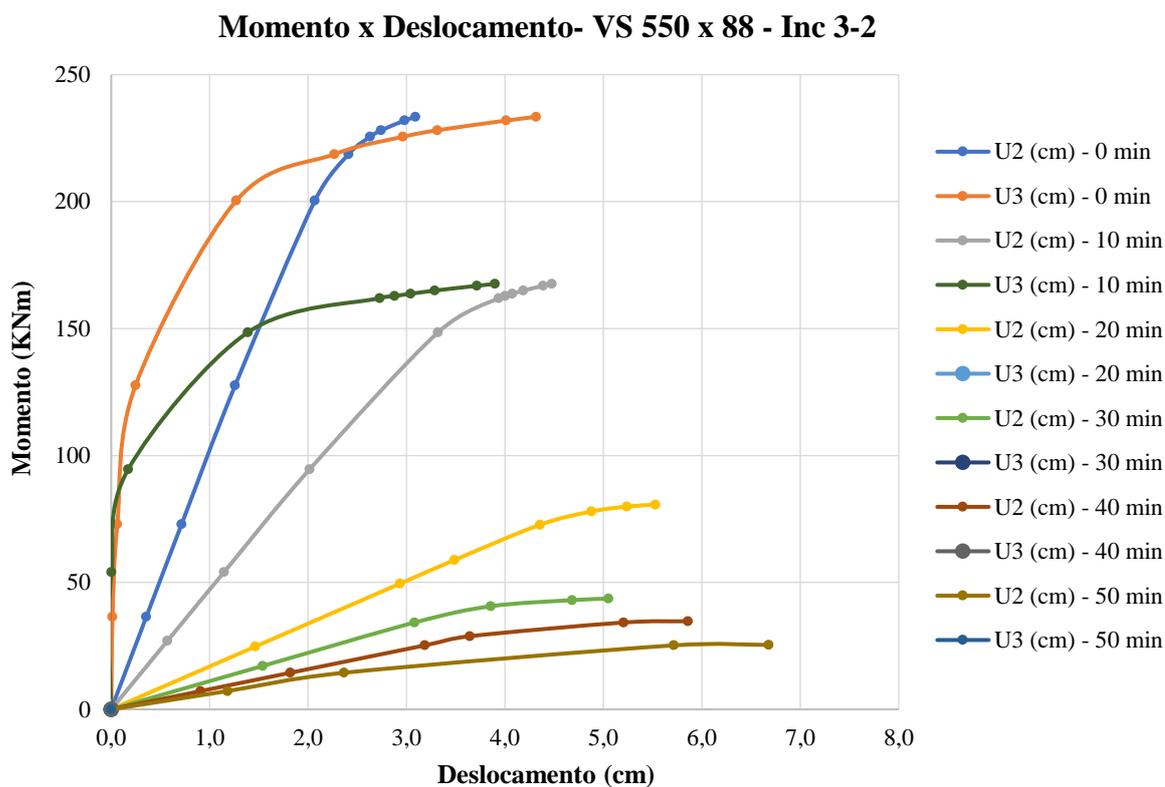


Figura 8.37 - Diagrama de momento x deslocamento - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Para este caso, o mesmo fenômeno se repete: redução dos momentos resistentes, com aumento dos deslocamentos devido à evolução das temperaturas, e após 20 minutos há redução dos deslocamentos horizontais e aumento dos deslocamentos verticais.

Adicionalmente, para a aplicação de um par de cargas distribuídas de 8.00 kNm - que representa 38% do momento resistente da viga -  $M_s = 144$  kNm - temos a seguinte evolução dos deslocamentos da viga em função da temperatura:

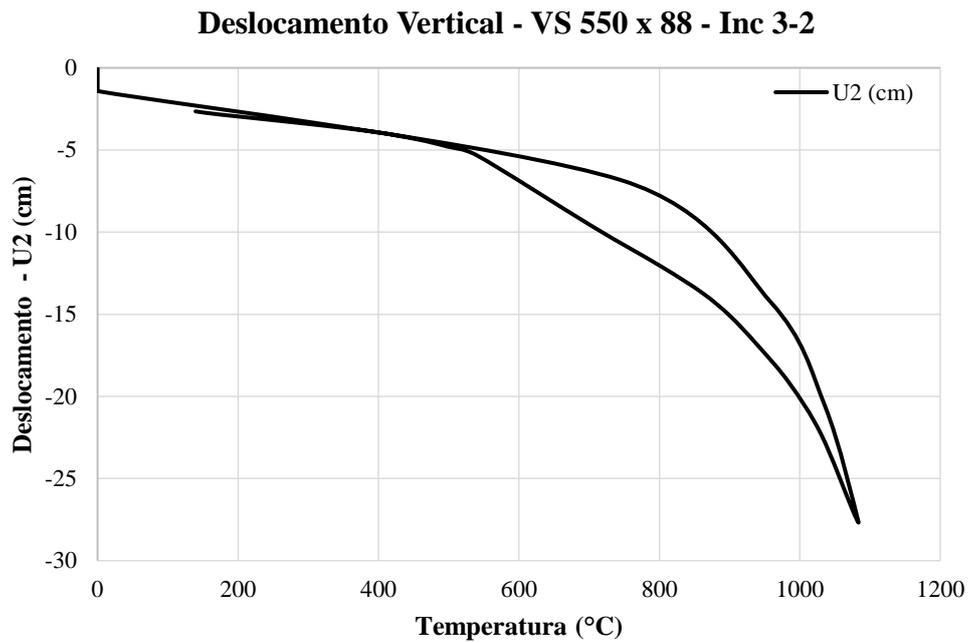


Figura 8.38 - Deflexão vertical - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

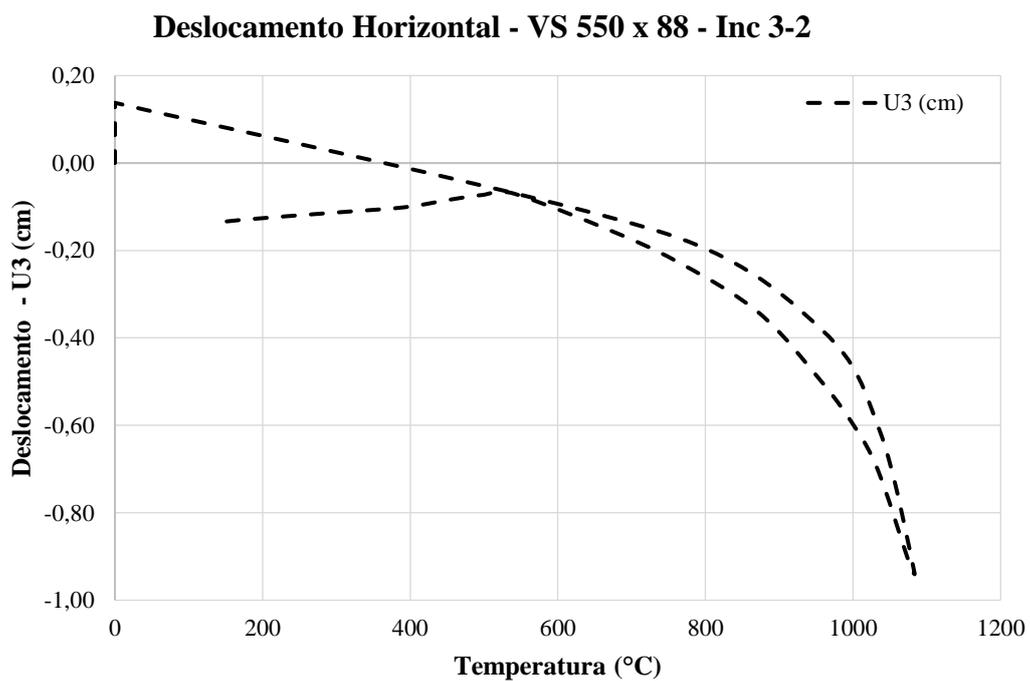


Figura 8.39 - Deflexão Horizontal - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

A figura 8.39 evidencia uma pequena instabilidade durante o ramo de resfriamento da viga.

As temperaturas atingidas pelo perfil são indicadas na tabela 8.19, enquanto a quantificação dos momentos resistentes da viga para este caso é indicada na tabela 8.20 e ilustradas na figura 8.40.

Tabela 8.19 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Tempo (min)	Incêndio $\theta_g$	Temperatura do aço (°C)			
		$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
10	882	817	546	700	117
20	988	977	770	928	168
30	1048	1042	940	1005	207
40	1090	1086	1029	1056	238
<b>50</b>	<b>1099</b>	<b>1110</b>	<b>1074</b>	<b>1090</b>	<b>263</b>
62	932	955	974	940	274
70	766	798	856	810	273
80	599	646	741	665	266
90	432	500	599	496	253
100	266	361	423	330	237
110	99	228	258	176	218
114	20	166	204	140	212

A tabela 8.19 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores à mesa inferior até o instante de 50 minutos, e depois disso, a mesa inferior passa a ser mais aquecida pois a alma perde calor mais rapidamente. Também é observado que a diferença máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 811 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil. Situação esse muito semelhante ao exemplo anterior, pois os perfis foram avaliados para o mesmo tipo de incêndio (Inc 3-2).

Tabela 8.20 - Comparativos de momentos resistentes para VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Rodrigues (2013)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	244.51	100%	251.49	100%	273.58	100%	229.73	100%	233.38	100%
10	23.18	9%	23.83	9%	24.62	9%	167.84	73%	167.56	72%
20	13.33	5%	13.79	5%	16.41	6%	76.70	33%	82.13	35%
30	10.63	4%	11.00	4%	9.58	4%	65.08	28%	43.62	19%
40	8.01	3%	8.30	3%	9.58	4%	60.12	26%	34.71	15%
<b>50</b>	<b>5.40</b>	<b>2%</b>	<b>5.59</b>	<b>2%</b>	<b>5.47</b>	<b>2%</b>	<b>54.91</b>	<b>24%</b>	<b>25.37</b>	<b>11%</b>
62	13.33	5%	13.79	5%	16.41	6%	59.81	26%	48.94	21%
70	29.84	12%	30.66	12%	30.09	11%	64.59	28%	81.58	35%
80	83.76	34%	86.07	34%	97.12	36%	75.04	33%	136.34	58%
90	156.79	64%	161.14	64%	158.67	58%	133.64	58%	165.17	71%
100	197.12	81%	202.58	81%	202.45	74%	176.44	77%	198.19	85%
110	226.36	93%	232.74	93%	246.22	90%	199.30	87%	209.91	90%
114	235.56	96%	242.25	96%	259.90	95%	206.75	90%	218.85	94%

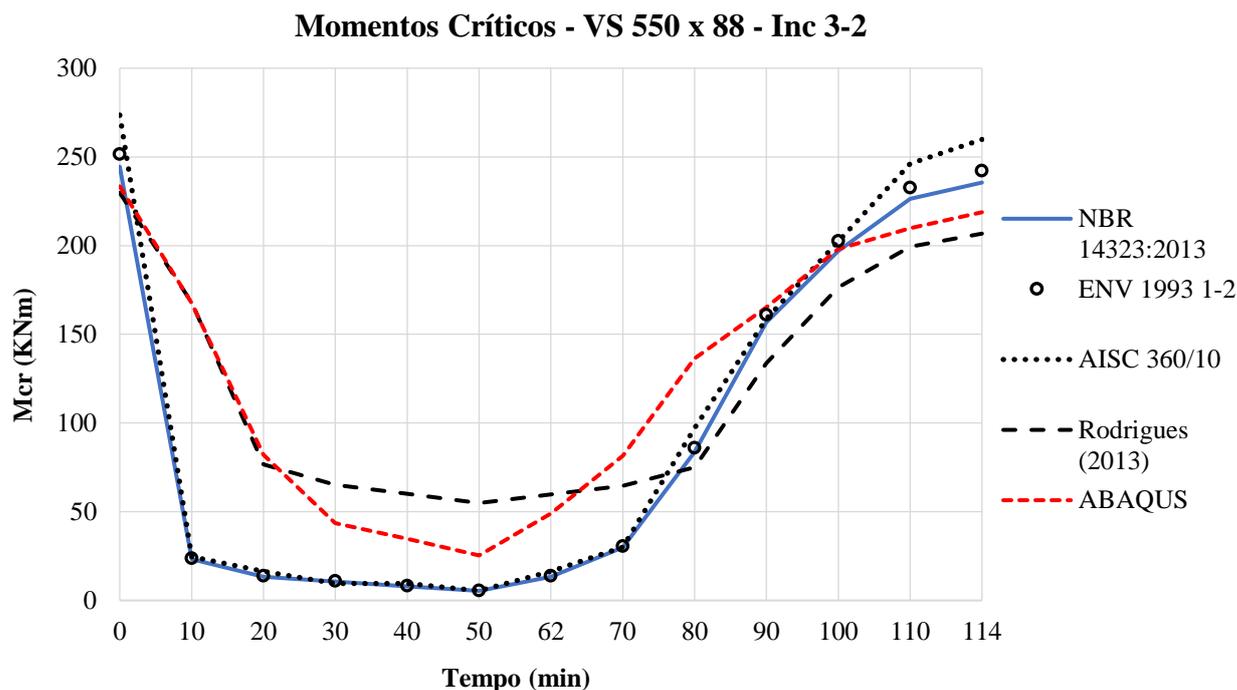


Figura 8.40 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Uma vez que é analisado a tabela e o gráfico da evolução dos momentos críticos, é possível inferir boa adequação entre a formulação de Rodrigues e a simulação numérica do ABAQUS, apontando um erro máximo entre eles de 26% - e um erro médio de 8% - enquanto o erro máximo entre a NBR e o ABAQUS foi de 62% - e erro médio de 16%. E para o intervalo inicial (a 20°C), há grande concordância normativa com a proposta de Rodrigues e as simulação, com exceção dos valores obtidos pelo AISC.

Contudo, deve-se destacar os intervalos de 30 a 50 minutos de exposição, onde as temperaturas máximas das regiões mais aquecidas do perfil – mesa inferior e alma – atingem valores entre 940°C e 1090°C (conforme a tabela 8.19), o que indicam a não segurança da formulação de Rodrigues para esses instantes. Também pode ser observado que a partir de 70 minutos de exposição, quando as temperaturas caem abaixo de 800 °C, as duas formulações (da NBR e de Rodrigues) tem diferenças de 24% e 26%, e após isso as duas propostas tendem a se aproximar dos valores simulados pelo ABAQUS.

### 8.3.4 Viga VS 600 x 210, com comprimento destravado de 20,00 metros.

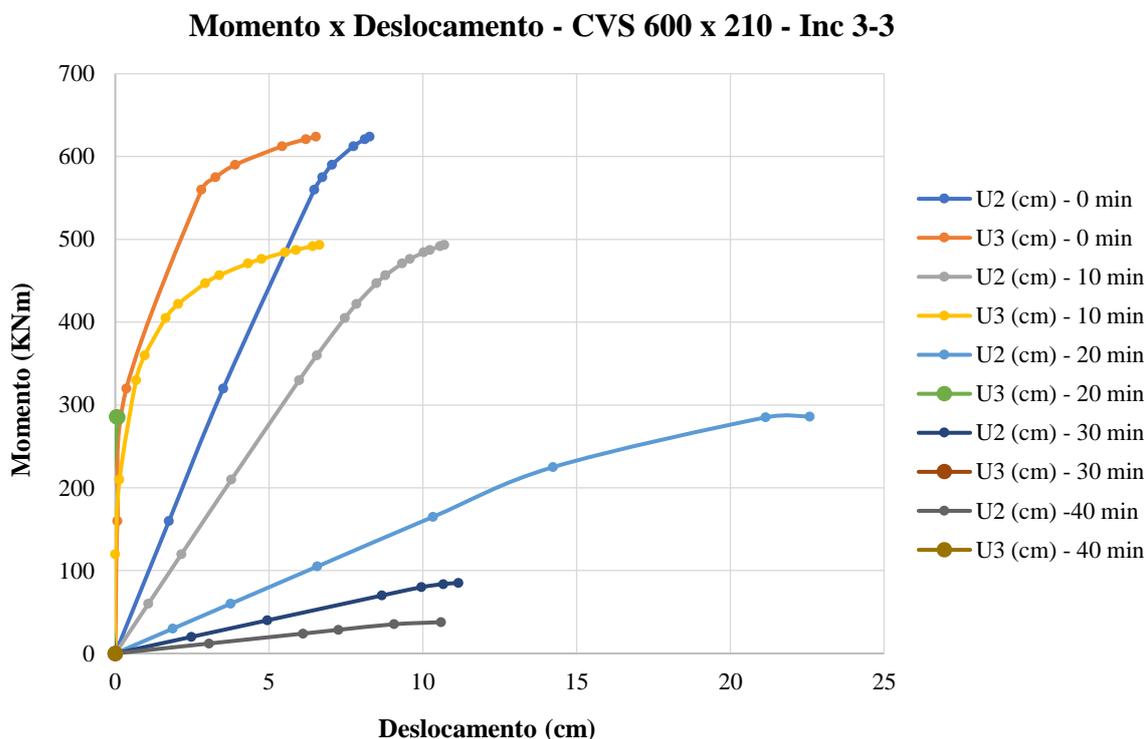


Figura 8.41 - Diagrama de momento x deslocamento - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

Sendo o último caso a ser analisado, a viga CVS 600 x 210 também apresentou comportamento semelhante aos outros casos - o aumento de temperatura reduziu os momentos críticos e aumentou os deslocamentos, ao passo que o aumento no gradiente térmico reduziu os deslocamentos horizontais e aumentou os deslocamentos verticais.

Adicionalmente, aplicando-se um par de cargas distribuídas de 3.65 KNm - correspondendo a 29% da capacidade resistente do perfil -  $M_s = 183 \text{ KNm}$  - temos a seguinte evolução dos deslocamentos em função das temperaturas:

### Deslocamento Vertical - CVS 600 x 210 - Inc 3-3

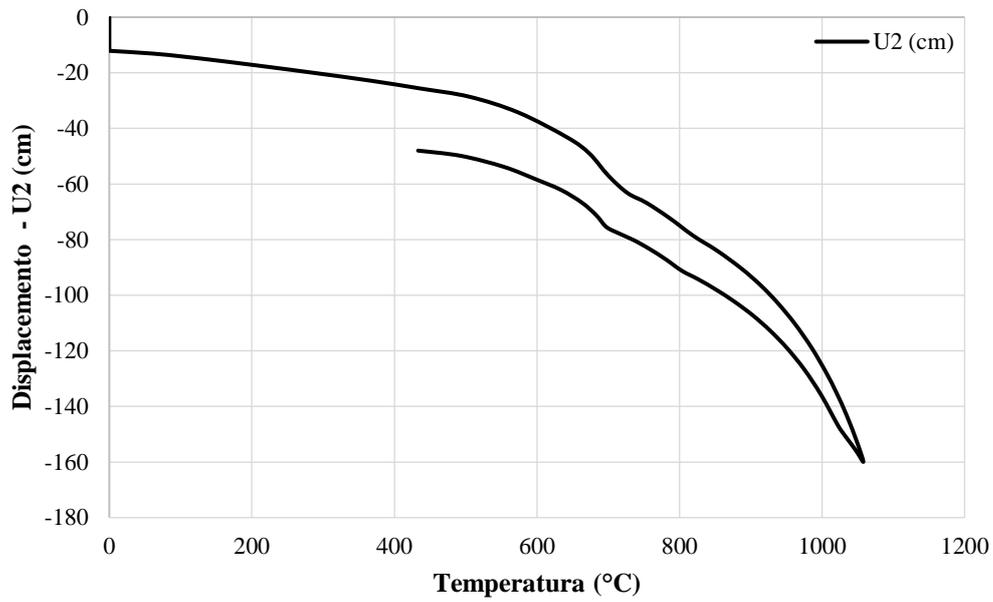


Figura 8.42 - Deflexão vertical - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

### Deslocamento Horizontal - CVS 600 x 210 - Inc 3-3

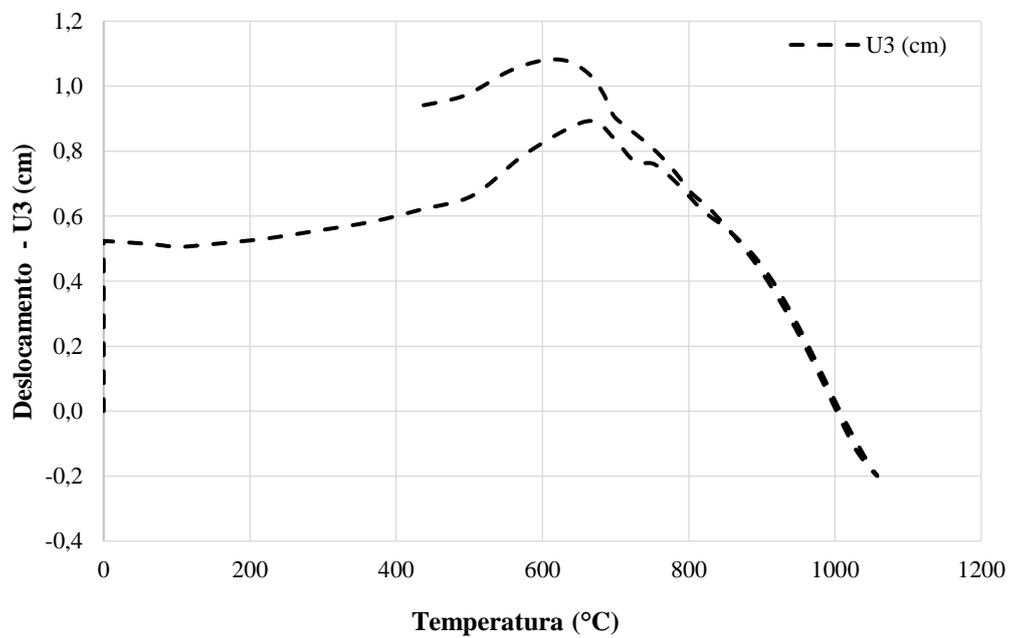


Figura 8.43 - Deflexão Horizontal - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

As figuras 8.42 e 8.43 também evidenciam essa diferença de magnitude entre os valores dos deslocamentos verticais e horizontais, enquanto é evidenciado uma pequena instabilidade nos deslocamentos horizontais.

As temperaturas atingidas pelo perfil são indicadas na tabela 8.21, enquanto a evolução dos momentos resistentes da viga pode ser quantificada e ilustrada pela tabela 8.22 e figura 8.44, respectivamente.

Tabela 8.21 - Temperaturas atingidas pelo aço devido ao incêndio - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

Tempo (min)	Incêndio $\theta_g$	Temperatura do aço (°C)			
		$\theta_a$ - Uniforme	Mesa Inf.	Alma	Mesa Sup
0	20	20	20	20	20
10	1006	824	533	572	134
20	1108	1089	783	844	194
30	1170	1161	990	1048	238
<b>40</b>	<b>1174</b>	<b>1198</b>	<b>1109</b>	<b>1123</b>	<b>272</b>
50	799	901	990	990	273
60	424	618	739	716	249
70	49	386	546	485	224
80	20	368	361	282	212

A tabela 8.21 indica que a alma do perfil atingiu temperaturas superiores à da mesa inferior até o instante de 50 minutos, e depois disso, a mesa inferior passa a ser mais aquecida pois a alma perde calor mais rapidamente. Também é observado que a diferença máxima de temperatura entre as mesas do perfil é da ordem de 830 °C, impondo elevado gradiente térmico na seção do perfil.

Tabela 8.22 - Comparativos de momentos resistentes para VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Rodrigues (2013)	Redução	ABAQUS	Redução
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	675.61	100%	699.80	100%	787.41	100%	652.99	100%	624.1	100%
10	64.41	10%	66.23	9%	70.87	9%	485.72	74%	493.5	79%
20	22.06	3%	23.00	3%	27.56	4%	247.43	38%	285.0	46%
30	7.43	1%	7.75	1%	7.88	1%	209.52	32%	85.2	14%
<b>40</b>	<b>7.43</b>	<b>1%</b>	<b>7.75</b>	<b>1%</b>	<b>7.88</b>	<b>1%</b>	<b>181.57</b>	<b>28%</b>	<b>37.8</b>	<b>6%</b>
50	44.12	7%	46.00	7%	55.12	7%	199.54	31%	96.0	15%
60	233.96	35%	240.43	34%	279.53	36%	247.54	38%	265.3	43%
70	548.96	81%	564.32	81%	582.69	74%	462.95	71%	478.3	77%
80	548.96	81%	564.32	81%	582.69	74%	526.09	81%	537.4	86%

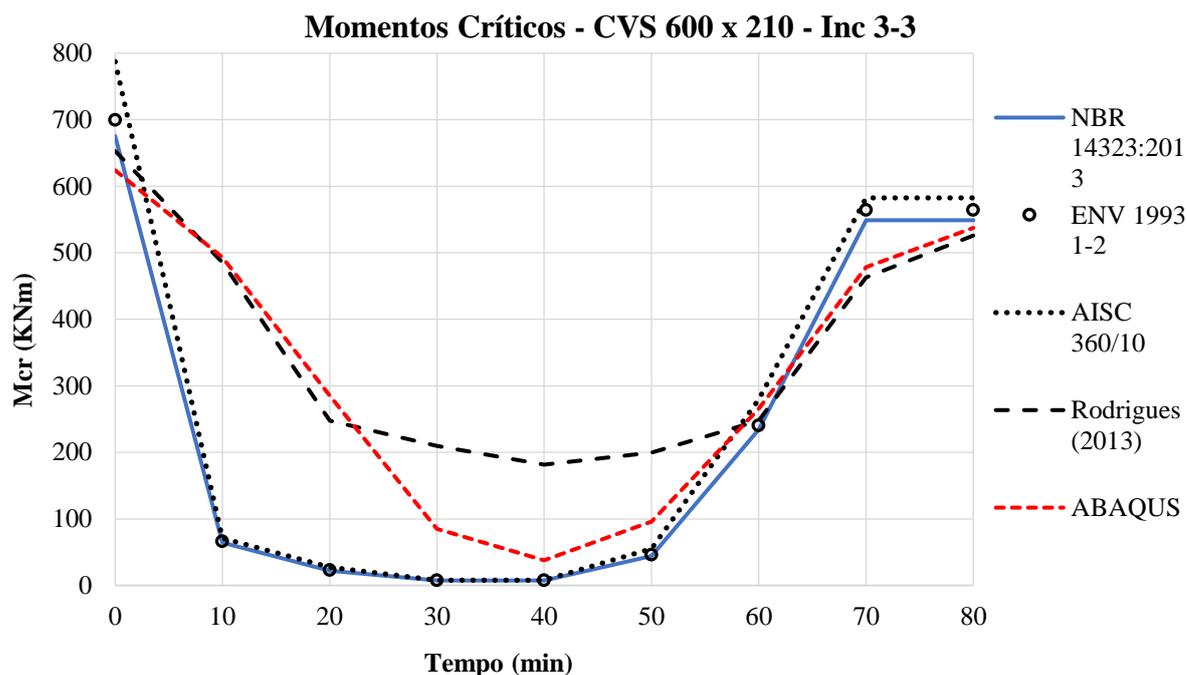


Figura 8.44 - Diagrama dos momentos resistentes durante incêndio para VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Finalmente, pode-se inferir boa adequação da formulação de Rodrigues, com exceção dos intervalos entre 30 e 50 minutos, com erro máximo entre sua equação e os resultados numéricos do ABAQUS de 22% - e erro médio de 9% - enquanto o erro máximo observado entre a NBR e o ABAQUS foi de 70% - e erro médio de 17%. Porém, entre os intervalos de 30 a 50 minutos - onde as temperaturas máximas das regiões mais aquecidas do perfil – mesa inferior e alma – atingem valores entre 1000°C e 1100°C (conforme tabela 8.21) a proposta de Rodrigues foi insegura.

Por fim, para o instante inicial (a 20°C), há boa concordância entre os valores de momentos críticos recomendados pelas normas, pela formulação de Rodrigues e pela simulação numérica no ABAQUS, com exceção do AISC, que obteve valores superiores a 15%, para esta aplicação.

## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES

Foram avaliadas três propostas de equações de momento resistente para o estado de limite último da instabilidade de vigas quando submetidas à altos gradiente térmicos ocasionados por incêndios.

Neste contexto, podemos destacar alguns pontos interessantes nesta linha de pesquisa. O primeiro deles é abordar a influência dos altos gradiente térmicos observados nas vigas metálicas na resposta a FTL (sendo o gradiente térmico entendido com a diferença de temperatura entre as mesas do perfil). Alguns autores, destacando-se Yin (2003) e Zhang (2013), citados no Estudo da Arte deste trabalho, identificaram a importância e a não uniformidade da evolução das temperaturas na seção, e ao longo do comprimento, de perfis metálicos sujeitos à situação de incêndio.

Sob essa ótica, e considerando a definição da flexão lateral com torção, exposta no capítulo 4 por Bernuzzi (2016) - que é, em essência, uma instabilidade provocada pelas componentes de forças (tração e compressão) atuantes no perfil, que é prevenida parcialmente pela mesa tracionada, o que gera torção. Assim, pode-se concluir que a mesa tracionada tem caráter primordial no fenômeno da FLT, e que, sem sua contribuição o fenômeno não ocorreria.

Portanto, foi observado durante a etapa de simulação térmica, a depreciação acentuada da mesa tracionada, fazendo com que essa região do perfil não passasse a contribuir mais para a prevenção parcial citada na definição de FLT, reduzindo assim, a torção na peça. No entanto, quando a viga é aquecida uniformemente, sem a depreciação desigual das diferentes regiões do perfil, o fenômeno de FLT é mantido. Um esquema é ilustrado na figura 9.1 para maior esclarecimento do fenômeno.

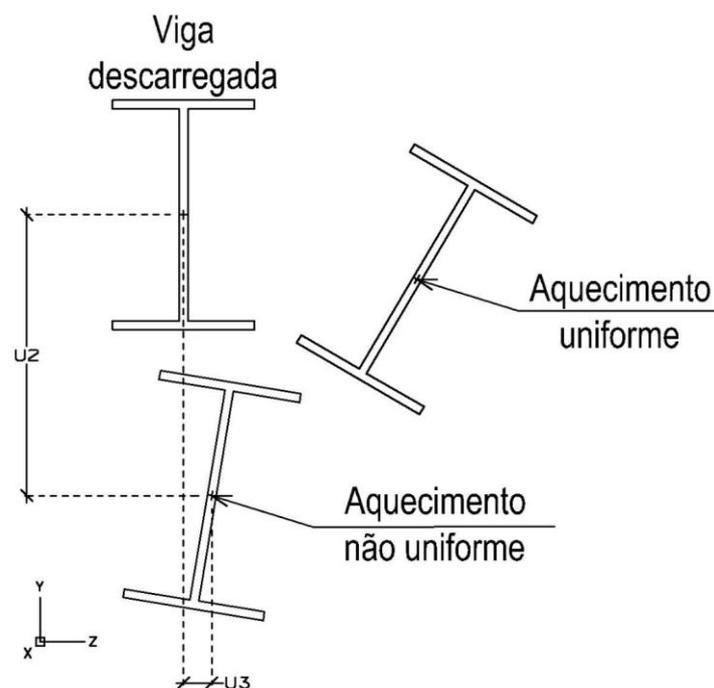


Figura 9.1 -Diferença entre as deformadas em função da uniformidade de aquecimento do perfil metálico.

Isso causou, conseqüentemente, aumento nos deslocamentos verticais do perfil ( $U_2$ ), e diminuição nos deslocamentos horizontais ( $U_3$ ), observados no capítulo 8.

O fenômeno observado ocorre, pois, há a intensificação da depreciação das diferentes partes do perfil e, logo, a mesa inferior (responsável pela componente de tração, correspondendo pela restrição parcial do deslocamento vertical da viga) passa a não contribuir no fenômeno de instabilidade. Por isso, a grande diferença de rigidez ocasionada pelo alto gradiente térmico, reduz imensamente a contribuição da mesa inferior e da alma na capacidade resistente da viga.

Assim, quando depreciado o perfil (aquecido não uniformemente, considerando a temperatura elevada na mesa tracionada) e aplicado carga, a viga apresenta deslocamentos consideráveis em seu eixo  $y$  (sentido vertical), com redução da torção e do deslocamento horizontal (figura 9.2 - c).

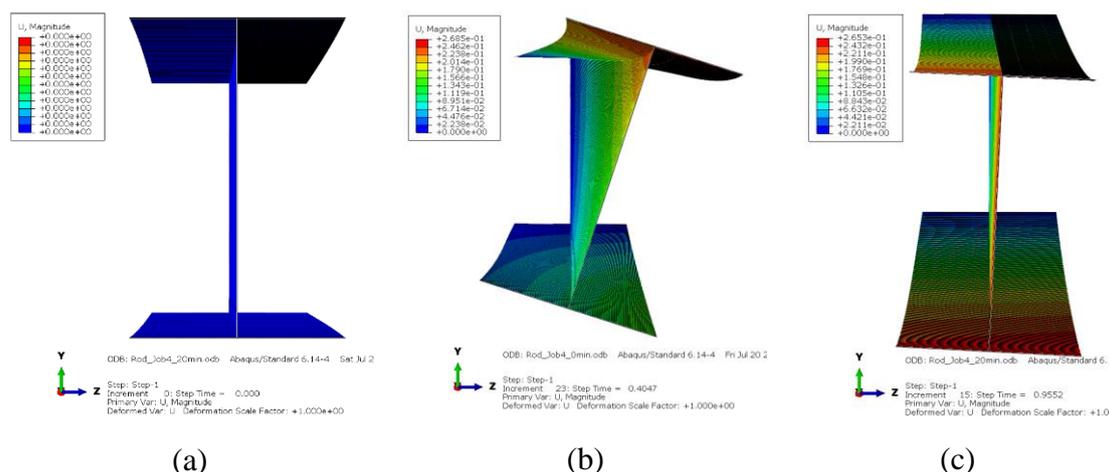


Figura 9.2 - (a) Viga não carregada, (b) viga carregada sem gradiente térmico, (c) viga carregada com gradiente térmico.

Portanto, a depreciação desigual gera variação de rigidez da seção transversal, e para os casos abordados, em que a temperatura da mesa inferior (ou mesa tracionada) atingida é muito maior do que a da mesa superior, houve redução da torção dos perfis.

Outro ponto crucial nesta pesquisa foi a validação das propostas de equações de momento crítico para três casos de carregamento: momento uniforme, carga concentrada no meio do vão, e carga distribuída, em vigas bi apoiadas - propostas pelos autores do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC), pela Universidade de Brasília.

Foram avaliadas 11 vigas metálicas, sendo 3 vigas para validar a proposta de Nunes (2005), 4 vigas para validar a Proposta de Campêlo (2008) e 4 vigas para validar a proposta de Rodrigues (2013).

A validação foi possível graças a utilização de um modelo numérico desenvolvido no software ABAQUS, que contou com os principais recursos, premissas, suposições e simplificações largamente praticadas pelos autores citados no Estudo da Arte, destacando Yin (2003), Vila Real (2002), Takagi (2007) e Zhang (2013), e validadas com o ensaio experimental feito por Vila Real (2004) que foi comparado com Garcia de Souza (2018).

Como indicado no capítulo 8, os resultados obtidos para a formulação de Nunes pelo modelo numérico indicaram boa convergência para todos os modelos avaliados, do

comportamento das vigas metálicas quando expostas à gradientes térmicos. Erros pequenos foram computados entre sua proposta e o modelo no ABAQUS, dentro dos limites seguros.

Já a formulação de Campêlo apresentou pouca adequação em todos os modelos analisados, sendo as normas apresentadas no capítulo 4 mais adequadas, mesmo que muito conservadoras (principalmente no início de cada incêndio) por estar dentro dos limites de segurança.

A formulação de Rodrigues teve boa adequação, apresentando apenas um caso de não segurança quando comparada com as equações da NBR 14323:2013. Contudo, todos os outros casos, percebeu-se a ocorrência de instantes em que a formulação analítica de Rodrigues não foi segura, para momentos em que a temperatura do aço excedia 750°C. Nesses instantes, houve pouca contribuição de resistência da maior parte da seção transversal do perfil – no caso a alma e a mesa inferior – o que reduziram os momentos resistentes projetados pelo modelo numérico.

Entende-se que, por esta análise, que existe a necessidade de calibração da formulação de Rodrigues, onde se preveja a redução do momento resistentes para esses intervalos de temperatura explanados.

Portanto, como mencionado por Takagi (2007), e observados nesta dissertação, e indicados por Zhang (2013) há grande discordância normativa ao tentar retratar a resposta de vigas metálicas sem travamento lateral, quando sujeitas a situações de incêndio – especialmente quando se consideram altos gradientes térmicos. Consequência direta da complexidade do fenômeno da instabilidade lateral de vigas I de aço.

Como indicado pelos gráficos do capítulo 8, apesar das normas tenderem a se aproximar, poucas situações indicaram boa aderência com os resultados dos momentos críticos determinados pelas simulações numéricas, quando considerados grandes gradientes térmicos. Apesar da situação analisada ter aplicação restrita, o fenômeno de FLT ainda encontra divergências normativas e na literatura quando considerados altos gradientes térmicos ocasionados por incêndios.

Outro ponto importante e relevante no desenvolvimento do tema diz respeito às condições de apoio da viga, onde a maioria das conexões reais tem pelo menos 2 graus de liberdade restritos (excluindo-se a rotação em cada nó) restringindo, assim, a movimentação no eixo axial da peça. Portanto, em uma situação de incêndio em que há restrição de movimentação da peça, o calor intenso promove a expansão térmica da viga pela dilatação. Assim, como estudado por Gillie (2001), há o desenvolvimento de reações normais à viga que combinadas aos esforços de flexão, reduzem drasticamente a resistência da viga, uma vez que se tem tanto a depreciação das propriedades do perfil e flexo-compressão do mesmo, intensificando os fenômenos de flambagem do perfil (fenômeno esse classificado como flambagem térmica – Elghazouli, 2000). Portanto, considerando essa situação, deve-se ter cuidado na avaliação do tempo de exposição, e seu impacto considerando a resposta global da estrutura, onde deve-se prever a flambagem prematura das vigas.

Ainda, como destacado no Estado de Arte desta dissertação (principalmente nos trabalhos desenvolvidos por Takagi, 2007, onde se obtiveram erros entre 20% a 30% pelo AISC, e erros entre 10% a 20% pelo Eurocode, na avaliação de perfis sem travamento lateral e sujeitos a incêndios), e observado nos estudos de caso apresentados no capítulo 8, ainda há divergência na academia quanto a uma formulação geral que retrate a resposta adequada da instabilidade de vigas sem travamento lateral quando expostas a situações de incêndio.

Finalmente, sob esta perspectiva apresentada, recomenda-se como trabalhos futuros, os seguintes temas:

- Análise das condições de apoio no impacto dos momentos resistentes de vigas metálicas sujeitas a incêndios;
- Análise da resposta conjunta da interação das peças estruturais quando sujeitos à situação de incêndio;
- Proposta de calibração das equações de Campêlo e Rodrigues;

Finalmente, entende-se que o desenvolvimento de experimentos envolvendo incêndios em estruturas seja demasiado complexo no Brasil. Porém, há poucos experimentos realizados, indicados pela literatura, onde pode-se validar modelos numéricos mais sofisticados. Por isso, experimentos relacionados ao tema são muito importantes na

validação de modelos numéricos, que são de real importância no desenvolvimento científico, especialmente no Brasil. Por isso, também se sugere a desenvolvimento de pesquisas relacionadas afim de se entender mais adequadamente a resposta de edificações quando expostas a elevadas temperaturas.

Espera-se que esse trabalho tenha explicitado a não concordância entre os modelos analíticos que retratassem essa particularidade do fenômeno, sendo um indício para o incentivo do constante aprimoramento de modelos matemáticos e numéricos que interpretem e prevejam adequadamente a respostas de estruturas quando submetidas à incêndios.

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (2011). *Steel Construction Manual*, AISC, Fourteenth edition, United States of America;

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM E 119 (2010). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Materials*, United States;

ANSI/AISC 360-10 (2011). *Specification for structural steel buildings*, AISC 2010, Chicago, Illinois;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 8800 (2008). *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*, 247 pp., Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14323:2013. *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento*, 76 pp., Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14432:2000. *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*, 14 pp., Rio de Janeiro;

BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. (1996). *The Lateral-torsional Buckling of Unrestrained Steel Beams in Fire*. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 36, No. 2, pp. 101-119;

BERNUZZI, C.; CORDOVA, B. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*, Wiley Blackwell, First edition, West Sussex, United Kingdom;

BROCKENBROUGH, L. R.; MERRITT, F. S. (1999). *Structural Steel Designer's Handbook*, McGraw-Hill, Third edition, New York, United States of America;

CAMPÊLO, L.S. (2008). Estudo Numérico e Analítico para a Determinação em Situação de Incêndio Natural da Carga Crítica de Vigas de Aço com Carga Concentrada, Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-002A/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 165 p.;

CESARI, F. (1996). *Analisi di Problemi Termici col Metodo degli Elementi Finiti*, Pitagora Editrice Bologna, Bologna, Italia;

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (2005). *Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Eurocode 3, UNI ENV 1993-1-1 Brussels, Belgian;

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (2005). *General rules - Structural fire design*, Eurocode 3, UNI ENV 1993-1-2 Brussels, Belgian;

CONTRO, R.; POGGI, C.; CAZZANI, A. (1988). *Local Buckling in lateral restrained steel beam-columns in case of fire*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 5, p. 122 – 556;

CPNSP (2005). Segurança em Instalações e Serviços em eletricidade – Norma regulamentadora n° 10, São Paulo.

ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. (2001). *Analytical assessment of the structural performance of composite floors subject to compartment fires*. Fire Safety Journal. Vol. 36, p. 769-793;

FRANSSEN, J. M.; VILA REAL, P. (2010). *Fire Design of Steel Structures*, ECCS, First edition, Europe;

FRUCHTENAGARTEN, J. (2005). Sobre o estudo da flambagem lateral de vigas de aço por meio da utilização de uma teoria não-linear geometricamente exata. Dissertação de Mestrado em engenharia de estruturas, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP. 251 p.;

GALAMBOS, T. V.; LIN, F. J.; JOHNSTON, B. G (1996). *Basic Steel Design with LRF*, Prentice Hall, First edition, New Jersey, United States of America;

GARCIA DE SOUZA, R. A. (2018). Avaliação numérica do uso de modelos reduzidos para estudo da flambagem lateral por flexo-torção de vigas de aço em situação de incêndio, Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-007A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 203 p.;

GILLIE, M (2009). *Analysis of heated structures: Nature and modeling benchmarks*. Fire Safety Journal. Vol. 44, p. 673-680.

ISO 834 (1999). *Fire-resistance Tests – Elements of Building construction, Part 1: General Requeriments*, ISO – International Organization for Standardization, Genève, Suisse;

LANDESMANN, A.; BATISTA, E. M.; SIMOES DA SILVA, L.; DRUMMOND ALVES, J. L. (2005). *Implementation of advanced analysis method for steel-framed structures under fire conditions*. Fire Safety Journal. Vol. 40, p. 339-366;

MCCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. (2013). *Structural Steel Design*, Pearson, Fifth edition, United States of America;

MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P.A.G.; VAZ, M. A. P.; VILA REAL, P. M. M. (2005). *Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 61, p. 1435-1446;

NUNES, J. M. de B. (2005). Uma Abordagem Numérica e Analítica para a Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas de Aço em Situação de Incêndio, Tese de Doutorado em estruturas e construção Civil, Publicação E.TD-006A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília – DF, 186 p.;

PFEIL, W.; PFEIL, M. (2009). *Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático*, Oitava Edição, LTC Editora, Rio de Janeiro, Brasil;

PIGNATTA E SILVA, V.; VARGAS, M. R.; ONO, R. (2010). *Manual de Construção em Aço – Prevenção Contra Incêndio no Projeto de Arquitetura*, Primeira Edição, Instituto Aço Brasil – Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, Brasil;

REDDY, J. N. (2006). *An Introduction to the Finite Element Method*, Third Edition. McGraw-Hill, USA;

RODRIGUES, L.D. T. (2013). *Determinação numérica e analítica da carga crítica uniformemente distribuída de vigas de aço em situação de incêndio natural*, Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-007A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 219 p.;

SILVA, L. S.; SIMÕES, R.; GERVÁSIO, H. (1995). *Design of Steel Structures*, Second edition. ECCS, New York, USA;

SILVA, V. P. (1992). *Flambagem Lateral de Vigas de Aço em Regime Elástico-Linear*, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, USP, São Paulo;

SILVA, V. P. (1997). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*, Tese de doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo;

SILVA, V. P.; VARGAS, M. R. (2010). *Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura*, Instituto Brasileira de Siderurgia, CBCA, Primeira Edição, Rio de Janeiro, Brasil;

SOUZA, T. F. B.; MORAIS, V. L. B. (2006). *Uma Formulação para a Determinação Simplificada do Momento Crítico FLT de Vigas de Aço em Situação de Incêndio Natural*, Trabalho de conclusão de curso de Graduação, Universidade de Brasília, Brasília;

TAKAGI, J.; DEIERLEIN, G. G. (2007). *Strength design criteria for steel members at elevated temperatures*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 63, p. 1036-1050;

TIPLER, P. A.; MOSCA, G. (2009). Física para Cientistas e Engenheiros, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. Volume 1, Sexta Edição, Rio de Janeiro;

VARGAS, M. R.; PIGNATTA E SILVA, V. (2005). Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço, Instituto Brasileira de Siderurgia, CBCA, Primeira Edição, Rio de Janeiro, Brasil;

VILA REAL, P. M. M.; FRANSSEN, J. M. (2000). *Lateral Torsional Buckling of Steel I-Beams in Case of Fire – Numerical Modelling*. First International Workshop - Structures in Fire -Copenhagen. June 2000;

VILA REAL, P. M. M.; FRANSSEN, J. M. (2001). *Numerical Modeling of Lateral-Torsional Buckling of Steel I-Beams under Fire Conditions — Comparison with Eurocode 3*. Journal of Fire Protection Engineering. Vol. 11, p. 112-128;

VILA REAL, P. M. M.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2003). *A new proposal of a simple model for the lateral-torsional buckling of unrestrained steel I beams in case of fire: experimental and numerical validation*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 59, p. 179-199;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2004). *Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire— comparisons with Eurocode 3*. Fire Safety Journal. Vol. 39, p. 23-39;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2004). *Lateral-torsional buckling of unrestrained steel beams under fire conditions: improvement of EC3 proposal*. Computers and Structures. Vol. 82, p. 1737-1744;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2007). *Parametric analysis of the lateral-torsional buckling resistance of steel beams in case of fire*. Fire Safety Journal. Vol. 42, p. 416-424;

SCHAFER, B.W; ÁDÁNY, S. (2005). *Understanding and classifying local, distortional and global buckling in open thin-walled members*. Annual Conference Structural Stability Research Council, Montreal, Canada. 20 pages.

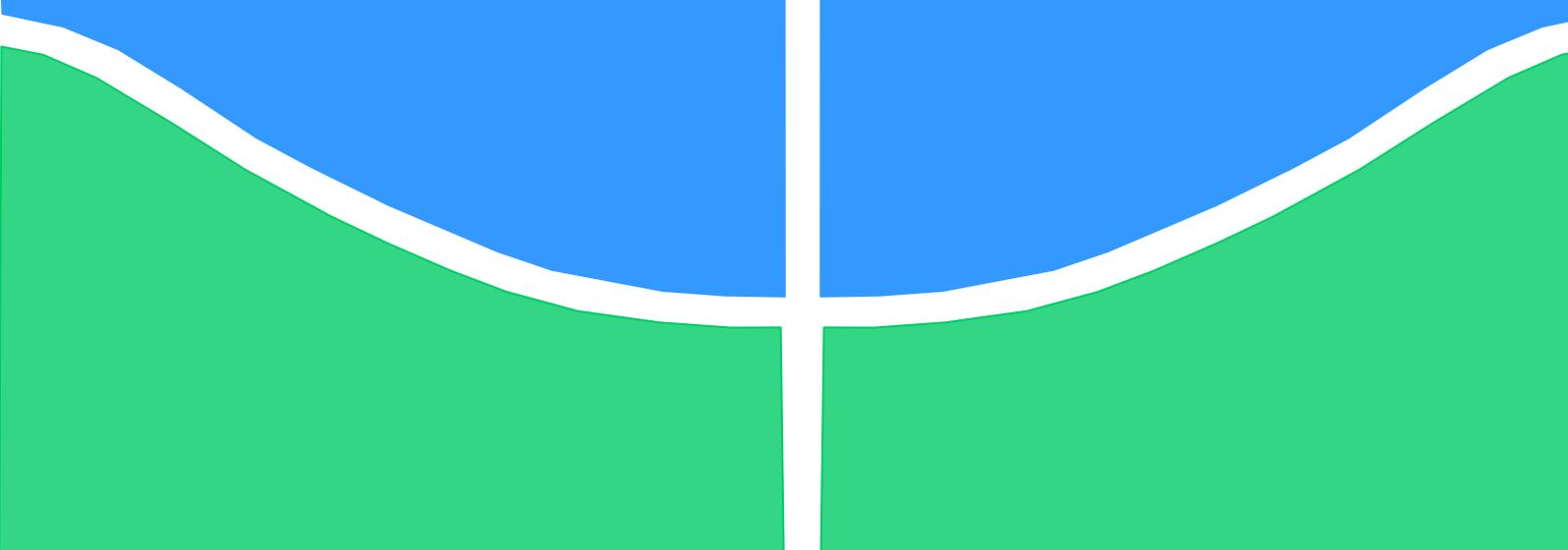
TOH, W. S.; FUNG, T. C.; TAN, K. H. (2001). *Fire Resistance of Steel Frames Using Classical and Numerical Methods*. Journal of Structural Engineering. Vol. 127, p. 829-838;

YIN, Y.Z.; WANG, Y.C. (2003). *Numerical simulations of the effects of nonuniform temperature distributions on lateral torsional buckling resistance of steel I-beams*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 59, p. 1009-1033;

YIN, Y.Z.; WANG, Y.C. (2004). *A numerical study of large deflection behavior of restrained steel beams at elevated temperatures*. Journal of Constructional Steel Research. Vol. 60, p. 1029-1047;

YURA, J.A (2001). *Fundamentals of beam bracing*. Engineering Journal. First Quarter, p. 11-26;

ZHANG, C.; GROSS, L. J.; MCALLISTER, P. T. (2013). *Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients*. Journal of Construction Steel Research. Vol. 88, p. 330-338;



**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA - UNB**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E**  
**AMBIENTAL**

*UNIVERSITY OF BRASÍLIA - UNB*  
*FACULTY OF TECHNOLOGY*  
*DEPARTMENT OF CIVIL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING*

**ESTUDO ANALÍTICO E NUMÉRICO VIA MEF DA**  
**INSTABILIDADE DE VIGAS METÁLICAS EM SITUAÇÃO DE**  
**INCÊNDIO**

*ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THE INSTABILITY OF*  
*STEEL BEAMS SUBJECTED TO NATURAL FIRE USING FEM.*

**YURI BESSA CESARINO**

**ORIENTADOR / ADVISOR: LUCIANO MENDES BEZERRA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**  
*MASTER'S THESIS IN STRUCTURES AND CIVIL CONSTRUCTION*

**BRASÍLIA, DF**  
**2018**



**UNIVERSITY OF BRASILIA - UNB  
FACULTY OF TECHNOLOGY  
DEPARTMENT OF CIVIL AND ENVIRONMENTAL  
ENGINEERING**

**ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THE  
INSTABILITY OF STEEL BEAMS SUBJECTED TO  
NATURAL FIRE USING FEM.**

**YURI BESSA CESARINO**

**THESIS SUBMITTED TO THE DEPARTMENT OF CIVIL AND  
ENVIRONMENTAL ENGINEERING OF THE FACULTY OF  
TECHNOLOGY FROM THE UNIVERSITY OF BRASILIA, AS  
PART OF THE REQUIREMENTS FOR OBTAINING THE DEGREE  
OF MASTER IN STRUCTURES AND CIVIL CONSTRUCTION.**

**APPROVED BY:**

---

**Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (ENC-UNB)  
(Adviser)**

---

**Prof. Francisco Evangelista Junior, PhD (ENC-UNB)  
Internal Evaluator**

---

**Prof. George Cajaty Barbosa Braga, DSc (CBMDF)  
External Evaluator**

## **BRASÍLIA, DF 2018 CATOLOG**

**BESSA CESARINO, YURI**

Analytical and numerical study of the instability of steel beams subjected to natural fire using FEM. [Federal District] 2018.

22A/18, p., 412., 297 mm (ENC/FT/UnB, Estruturas e Construção Civil, 2017). Master's Thesis – University of Brasilia. Faculty of Technology.

Department of Civil and Environmental Engineering.

5. Steel Structure
6. Fire
7. Thermal and Mechanical Analysis
8. Lateral Torsion Buckling

III. ENC/FT/UNB

IV. Title (Master)

### **BIBLIOGRAPHIC REFERENCE**

BESSA CESARINO, Y. (2018). Analytical and numerical study of the instability of steel beams subjected to natural fire using FEM. Master's Thesis in Structure and Civil Construction, Publication E.DM- 22A/18, Department of Civil and Environmental Engineering of Brasilia, DF, 412 p. Bilingual Version.

### **ASSIGNMENT OF RIGHTS**

**AUTHOR:** Yuri Bessa Cesarino

**TITLE:** Analytical and numerical study of the instability of steel beams subjected to natural fire using FEM.

**DEGREE:** Master

**YEAR:**2018

The University of Brasília is granted permission to reproduce copies of this master's Thesis and to lend or sell such copies only for academic and scientific purposes. The author reserves other publishing rights and no part of this master's Thesis may be reproduced without the written permission of the author.

Yuri Bessa Cesarino.

SQSW 101, Bloco D, Apt 306. Sudoeste – Zip Code: 70.6701-104.

Brasília – DF – Brasil.

## **ACKNOWLEDGMENT**

Firstly, to my family, for all investment, time and love.

Secondly, to my teachers, for the training, knowledge and dedication, especially Prof. Luciano M.Bezerra, for the respect, trust, coughing and for making this moment possible.

To CAPES / CNPq for providing me with financial support throughout the program at such a fragile time for our Economy.

To Brazil - that we can build a better country for the next generations.

Last but not least, to Science - that people never stop questioning and imagining.

*“One day you’ll have to choose what kind of man  
you want to grow up to be.”*

**ABSTRACT****ANALYTICAL AND NUMERICAL STUDY OF THE INSTABILITY OF STEEL BEAMS SUBJECTED TO NATURAL FIRE USING FEM.****Author: Yuri Bessa Cesarino****Advisor: Luciano Mendes Bezerra****Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil****Brasília, June 27<sup>th</sup>, 2018.**

Fire has always been a critical variable and it is not well explored when related to building performance. In the domain of structure steel, high temperature gradients, material combustion, thermic flow, and time of exposure to intensive heat are unpredictable, and their impact in mechanical properties of steel is significant. This material, conversely, has been gradually studied as a mean to mitigate the drastic effects and catastrophic losses. Under this perspective, this work intends to continue the research line initiated by the Faculty of Technology in the University of Brasilia about the response of steel shapes subjected to instability under natural fire exposure. The science of fire, loss of resistance, modification in physical-chemical properties of steel and instability mechanism are presented. In addition to that, analytical solutions are presented in contrast with standards (both national and international) usually adopted by the industry related to the issue addressed. Finally, models of Finite Elements are shown with the aid of the software *ABAQUS* to support the analytical solutions. It was noticed that, as previous paper works have anticipated, the results indicate that standards are lagged in contrast to the fire reality regarding instability of steel beams to lateral flexo-torsion.

## SUMMARY

[Ir para o texto em Português / Go to the text in Portuguese](#)

ACKNOWLEDGMENT .....	212
ABSTRACT .....	214
SUMMARY .....	215
LIST OF SYMBOLS, NOMENCLATURES AND ABBREVIATIONS .....	218
LIST OF ILLUSTRATIONS .....	223
LIST OF TABLES .....	230
1 INTRODUCTION .....	232
1.1 INITIAL CONSIDERATIONS .....	232
1.2 MOTIVATION .....	233
1.3 STATE OF ART .....	235
1.3.1 Contro (1988) .....	235
1.3.2 Bailey (1995) .....	236
1.3.3 Elghazouli (2000) .....	238
1.3.4 Vila Real (2000 and 2002) .....	240
1.3.5 Yin (2003) .....	243
1.3.6 Takagi (2007) .....	246
1.3.7 Zhang (2013) .....	249
1.3.8 Further work on the subject .....	250
1.4 THESIS GOALS .....	252
1.5 CHAPTER ORGANIZATION .....	252
2 THE STUDY OF FIRE .....	255
2.1 PHENOMENA AND BASIC CONCEPTS .....	255
2.2 HEAT TRANSFER MECHANISMS .....	257
2.3 FIRE STAGES .....	260
2.4 FIRE MODELS .....	263
2.4.1 Standard Fire .....	263
2.4.2 Natural Fire .....	265
2.5 FIRE SAFETY .....	270
3 STEEL PROPERTIES UNDER HIGH TEMPERATURES .....	277
3.1 STEEL MECHANICAL PROPERTIES SUBJECTED TO HIGH TEMPERATURES .....	277
3.2 THERMAL PROPERTIES .....	281

4	DESIGN OF I BEAMS FOR LTB UNDER FIRE .....	287
4.1	LATERAL TORSIONAL BUCKLING.....	287
4.2	STANDARDIZATION OF LTB FOR FIRE DESIGN .....	292
4.2.1	Brazilian Standard (NBR 14323:2013 and NBR8800:2008) .....	292
4.2.2	European Standard (Eurocode 3 - ENV 1993-1-2) .....	294
4.2.3	American Standard (AISC 360-10).....	296
5	ANALYTICAL FORMULATION OF LATERAL BEAM INSTABILITY .....	300
5.1	Nunes (2005) .....	300
5.2	Campêlo (2008).....	301
5.3	Rodrigues (2013).....	302
5.4	Silva (1992) .....	303
6	NUMERICAL STUDY .....	309
6.1	INTRODUCTION TO FINITE LIMIT FORMULATION.....	309
6.2	SOFTWARE ABAQUS .....	311
6.3	NUMERICAL MODEL FEATURES .....	312
7	NUMERICAL MODEL .....	314
7.1	THERMAL ANALYSIS .....	314
7.2	MECHANICAL ANALYSIS.....	327
7.3	NUMERICAL MODEL VALIDATION .....	339
8	RESULTS.....	346
8.1	NUNES PROPOSAL .....	347
8.1.1	VS 200 x25 beam, with unbraced length of 7,00 meters.....	347
8.1.2	VS 850 x 188 beam, with unbraced length of 15,00 meters.....	353
8.1.3	CVS 1000 x 464 beam, with unbraced length of 30,00 meters.....	358
8.2	PROPOSTA DE CAMPÊLO. ....	363
8.2.1	CVS 300 x 113 beam, with unbraced length of 22,00 meters.....	363
8.2.2	CVS 500 x 250 beam, with unbraced length of 26,00 meters.....	368
8.2.3	CVS 600 x 292 beam, with unbraced length of 25,00 meters.....	373
8.2.4	CVS 700 x 166 beam, with unbraced length of 30,00 meters.....	378
8.3	PROPOSTA DE RODRIGUES. ....	383
8.3.1	CVS 300 x 85 beam, with unbraced length of 15,00 meters.....	383
8.3.2	VS 400 x 68 beam, with unbraced length of 10,00 meters.....	388
8.3.3	VS 500 x 88 beam, with unbraced length of 12,00 meters.....	393
8.3.4	VS 600 x 210 beam, with unbraced length of 20,00 meters.....	398

9 FINAL CONSIDERATIONS AND FUTURE RESEARCH.....403  
BIBLIOGRAPHIC REFERENCE .....408

## LIST OF SYMBOLS, NOMENCLATURES AND ABBREVIATIONS

The following notation is used throughout the entire paper, except otherwise indicated.

### 4. Scalar

$a$	Distance between loading point of application and torsion center
$A$	Cross-sectional area of steel structural element
$A_i$	Opening area "i"
$A_q$	Surface area of combustible material that may participate in combustion
$A_t$	Total area (floors, walls, ceiling and openings)
$A_1$	Area of top flange
$A_2$	Area of bottom flange
$b_{f1}$	Top flange width
$b_{f2}$	Bottom flange width
$b_w$	Web length
$c$	Specific heat;
$c_a$	Steel specific heat
$c_m$	Specific heat of the fire protection material
$c_1$	Distance from middle of top flange to center of flexion
$c_2$	Distance from middle of bottom flange to center of flexion
$C$	Center of bending (or center of shear) of the beam cross section
$C_b$	Modification factor for non-uniform bending moment diagram
$C_i$	Reduced torsional constant
$C_k$	Coefficient associated with the monosymmetric section
$C_p$	Coefficient associated with the loading position
$C_w$	Warping constant
$\hat{C}$	torsional stiffness
$d$	External section height measured perpendicular to the bending axis
$D$	Distance from point P to point C
$e$	Eccentricity (distance from center of flexion to centroid)
$E$	Young's Modulus
$E_0$	Young's modulus of the steel at room temperature
$E_1$	Young's modulus of the steel top flange

$E_2$	Young's modulus of the steel bottom flange
$E_\theta$	Young's modulus of steel in a given temperature
$(EI)_t$	Total equivalent cross section stiffness
$f$	Distance from the point of application of the critical load evenly distributed to the horizontal axis of the bottom flange
$f_y$	Yield strength of steel at 20 ° C
$f_{y,\theta}$	Yield strength of steel at a given temperature
$G$	Shear Modulus
$h$	Distance from middle of top flange to middle of bottom flange
$h_i$	Opening height "i"
$I_T$	Torsion moment of inertia
$I_X$	Total moment of inertia of the cross section, related to the local x-axis
$I_1$	Moment of inertia, related to the local z axis, referring to the top flange
$I_2$	Moment of inertia, related to the local z axis, referring to the bottom flange
$(I)_t$	Sumation of the inertia moments, related to the local z axis, referring to the flanges
$J$	Torsional constant
$k$	Coefficient of monosymmetry
$\kappa$	Correction factor for the non-uniform temperature in beam cross-section
$K$	Coefficient associated to the type of support restraint (displacement and rotation)
$K_{E,\theta}$	Reduction factor for Young's modulus of structure steel
$K_n$	Thermal conductivity in "n" direction
$K_{y,\theta}$	Reduction factor for the yield strength of structure steel
$l$	Beam length
$L_b$	Unbraced beam length
$m$	Mass
$m_a$	Steel mass
$M$	Bending moment related to the position
$M_{cr}$	Elastic buckling bending moment at ambient temperature
$M_{fi,Rd}$	Nominal resistance bending moment
$M_i$	Total mass of each component "i" of the combustible material
$M_n$	Nominal resistance

$M_{pl}$	Nominal plastification moment of beam cross section at room temperature
$M_r$	Nominal bending moment corresponding to the beginning of cross-section yielding at room temperature
$M_T$	Torsional bending moment
O	Ventilation factor
P	Rotation center
$q_{fi}$	Specific thermal load
Q	Heat generation per unit volume
$r_y$	Radius of gyration radius to the principal axis of inertia
t	Time
$t_f$	Flange thickness
$t_{f1}$	Top flange thickness
$t_{f2}$	Bottom flange thickness
$t_m$	Thickness of fire protection material
$t_w$	Web thickness
u	Perimeter of cross section of element exposed to fire
$u_m$	Effective perimeter of fire protection material
$y_c$	Distance between the torsion center and the geometric center
$z_1$	Distance from the middle of top flange to centroid
$z_2$	Distance from the middle of bottom flange to centroid
$\alpha_c$	Coefficient of heat transfer by convection
$\gamma_n$	Factor that considers the existence of active measures of protection of the structure
$\gamma_s$	Factor that considers the risk of structural collapse due to fire exposure
$\Delta t$	Time interval
$\Delta Q_{abs}$	Amount of heat absorbed by the structural element
$\Delta T$	Difference in temperature between bodies
$\Delta \theta_a$	Variation of the temperature suffered by the steel element
$\Delta \theta_{a,t}$	Variation of temperature in steel structural element during a time interval
$\Delta t$	
$\Delta \theta_{g,t}$	Temperature variation in gases over a period of time
$\varepsilon_{res}$	Emissivity
$\theta_a$	Steel temperature

$\theta_g$	Gas temperature during fire
$\theta_{\max}$	Maximum temperature reached
$\theta_{\infty}$	Ambient temperature
$\lambda$	Thermal conductivity;
$\lambda_a$	Steel thermal conductivity
$\lambda_m$	Fire protection material thermal conductivity
$\lambda_p$	Slenderness parameter related the steel plastification for ambient temperature
$\lambda_{p,fi}$	Slenderness parameter related the steel plastification for a given temperature
$\lambda_r$	Slenderness parameter related the steel yielding for ambient temperature
$\lambda_{r,fi}$	Slenderness parameter related the steel yielding for a given temperature
$\mu$	Specific thermal capacity
$\xi$	Relation factor between the amount of combustible material and the degree of ventilation
$\rho$	Specific mass
$\rho_a$	Steel specific mass
$\rho_m$	Protection material specific mass
$\sigma$	Stefan-Boltzman constant
$\nu$	Poisson's coefficient
$\varphi$	Heat flow per unit area
$\varphi_c$	Convective heat flow per unit area
$\varphi_r$	Radiant heat flow
$\phi$	Angle of rotation of section in LTB
$\phi_{fi,a}$	Coefficient of steel resistance
$\chi$	Absorptance
$\psi$	Reflectivity
$\psi_i$	Non-dimensional coefficient indicating the degree of protection of fuel against fire exposure

## 5. Indexes

$c_a(\theta)$	Specific heat of the steel as a function of temperature
$p(z)$	Load as a function of z

$\theta()$  Temperature at a given point

## 6. Abbreviations

ABNT	Brazilian Association of Technical Standards
ANSYS	Analysis System (Software)
ASTM	American Specification of Testing and Materials
ABAQUS	ABAQUS Inc (Analysis System Software)
EUROCODE	<i>Comitato Europeo di Normazione (Eurocodice)</i>
LTB	Lateral torsion buckling
ISO	International Organization for Standardization
FEM	Finite Element Method
NBR	Brazilian Standard
PECC	Postgraduate in Structures and Civil Construction
TEMP	Temperature
TRRF	Required Fire Resistance Time

## LIST OF ILLUSTRATIONS

Figure 1.1 - Idealization of the model proposed by Elghazouli of the Cardington experiment (Elghazouli, 2000).....	239
Figure 1.2 - Schematization of the test done by Vila Real (2003).....	242
Figure 1.3 - Temperature proportions used by Yin in his study (Yin, 2003). .....	245
Figure 1.4 - Bi-linear behavior of steel, from Takagi (2007). ....	247
Figure 2.1 - Heat transfer mechanisms (Rodrigues, 2013). ....	258
Figure 2.2 - Time-temperature curve of a real fire, based on Vargas (2005). .....	261
Figure 2.3 - Standard curve of gas temperature. ....	265
Figure 2.4 - Fire natural curve.....	266
Figure 2.5 - Building fire. Grenfell Tower, London (Natalie Oxford picture). .....	271
Figure 2.6 - Fire at the neighborhood Galistoga, California (Natalie Oxford picture).....	272
Figure 2.7 - Fire occurred in the National Museum (Imperial Palace), in São Cristóvão, RJ (Photo: Reproduction GLOBO). ....	274
Figure 2.8 - Passive protection measures - classic coatings on structural parts (Rodrigues, 2013).....	275
Figure 3.1 - Steel reduction factors in a fire situation according to NBR14323:2013 and ENV 3 1-2 (2005). ....	278
Figure 3.2 - Reduction factors for steel in a fire situation, according to ASIC 360/10.....	279
Figure 3.3 - Steel stress x deformation diagram of A36 steel at 20 ° C (Pfeil, 2009).....	280
Figure 3.4 - Steel stress x deformation diagram for different temperatures of A36 steel (ENV 1993-1-2, 2005 – Eurocode 3, annex A). ....	280
Figure 3.5 – Steel elongation according to NBR 14323:2013. ....	282

Figure 3.6 - Steel specific heat according to NBR 14323.....	283
Figure 3.7 – Thermal conductivity of steel according to NBR 14323:2013. .....	284
Figure 3.8 - Massiveness factor for some unprotected structural elements, part of table 5 of NBR 14323:2013.....	285
Figure 3.9 - Massiveness factor for some structural elements with protection, part of table 6, NBR 14323:2013.....	286
Figure 4.1 – Local web buckling.....	288
Figure 4.2 – Distorcional buckling.....	288
Figure 4.3 – Distorcional buckling of non-composite beams (Yura, 2001). .....	289
Figure 4.4 – Tipping effect (Yura, 2001).....	289
Figure 4.5 - Lateral torsional buckling model.....	290
Figure 4.6 – LTB model representation. ....	291
Figure 4.7 - Variation of the nominal resistant moment of I or H beams, loaded in the plane of the web (Galambos, 1996).....	291
Figure 5.1 - Fire and steel temperature evolution. ....	305
Figure 5.2 - Standards resisting moments of the beam subjected to fire. .	306
Figure 5.3 - Proposed resisting moments of the beam subjected to fire...	306
Figure 6.1 - Illustration of a type I beam by ABAQUS software. ....	312
Figure 7.1 - Temperature of gases for fires to validate Nunes’ proposal.	317
Figure 7.2 - Temperature of gases for fires to validate Campêlos’ proposal. .....	317
Figure 7.3 - Temperature of gases to validate Rodrigues’ proposal.....	317
Figure 7.4 - Idealization of the heat transfer analysis conditions. ....	318
Figure 7.5 – Subdivision of the thermal problem. ....	319
Figure 7.6 - Convective and radiative interaction of profile and slab exposed to fire. ....	319

Figure 7.7 – Initial temperature of 20°C over the slab and adiabatic conditions at the slab section.....	320
Figure 7.8 – Temperature evolution in the cross-section as a function of time to exposure to hot gases. ....	320
Figure 7.9 – Results after computational routine.....	321
Figure 7.10 - Nodes selected for temperature assessing after thermal analysis .....	321
Figure 7.11 - Schematization of thermal analysis temperature collection. ....	322
Figure 7.12 - Temperature elevation for the profile VS 200x25. ....	322
Figure 7.13 - Temperature elevation for the profile VS 850x188. ....	323
Figure 7.14 - Temperature elevation for the profile CVS 1000x464.....	323
Figure 7.15 - Temperature elevation for the profile CVS 300 x 113.....	323
Figure 7.16 - Temperature elevation for the profile CVS 500 x 250.....	324
Figure 7.17 - Temperature elevation for the profile CVS 600 x 292.....	324
Figure 7.18 - Temperature elevation for the profile CVS 700 x 166.....	324
Figure 7.19 - Temperature elevation for the profile CVS 300 x 85 x 85..	325
Figure 7.20 - Temperature elevation for the profile VS 400x68. ....	325
Figure 7.21 - Temperature elevation for the profile VS 550x88. ....	325
Figure 7.22 - Temperature elevation for the profile CVS 600 x 210.....	326
Figure 7.23 - Mechanical model simplification.....	328
Figure 7.24 - Subdivision of the problem domain. ....	329
Figure 7.25 - Separate assignment of the beam properties. ....	330
Figure 7.26 - Young's modulus depreciation curve versus exposure time for each part of the profile. ....	330
Figure 7.27 - Stress and strain curve of the steel as a function of the temperature for each part of the profile.....	331
Figure 7.28 - Geometric imperfection inserted (x1 and x10 scale). ....	332
Figure 7.29 - Map of residual stresses inserted.....	333

Figure 7.30 - Regiões das aplicações de tensões residuais. ....	334
Figure 7.31 - Uniform moment distribution case.....	334
Figure 7.32 - Concentrated load in the center of the span. ....	335
Figure 7.33 - Distributed load. ....	335
Figure 7.34 - Model of support conditions with mesh distribution. ....	336
Figure 7.35 - Collection of post-analysis information at strategic nodes. ....	337
Figure 7.36 - Vertical and horizontal displacements collected after analysis of the midspan cross-section. ....	337
Figure 7.37 - Stopping criteria of ABAQUS. ....	338
Figure 7.38 - Moment x Displacement – Stopping Criteria.....	338
Figure 7.39 - Simulated beam at room temperature.....	339
Figure 7.40 - Teste de Cardington, 1995 UK ( <a href="http://www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63">www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63</a> ). ....	340
Figure 7.41 - Schematization of the experiment conducted by Vila Real (2003). ....	341
Figure 7.42 - Photos of the experimental trial of Vila Real (2003). ....	342
Figure 7.43 - Moment x displacement IPE 100 (1500mm) beam at 0 ° C and 600 ° C.....	342
Figure 7.44 - Moment x displacement IPE 100 (2500mm) beam at 0 ° C and 600 ° C.....	343
Figure 7.45 - Moment x displacement beam IPE 100 (3500mm) at 0 ° C and at 600 ° C.....	343
Figure 7.46 - Numerical model of IPE100 (2500) a 0°C.....	344
Figure 8.1 - Moment x displacement diagram - VS 200 x 25 - Inc 1-1....	348
Figure 8.2 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	349
Figure 8.3 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	349

Figure 8.4 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	352
Figure 8.5 - Moment x displacement diagram - VS 850 x 188 - Inc 1-2..	353
Figure 8.6 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 850 x 188 - Inc 1-2. ....	354
Figure 8.7 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 850 x 188 - Inc 1-2. ....	354
Figure 8.8 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 850 x 188 – Inc 1-2. ....	357
Figure 8.9 - Moment x displacement diagram - CVS 1000 x 464 – Inc 1-3. ....	358
Figure 8.10 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 1000 x 464 - Inc 1-13. ....	359
Figure 8.11 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3. ....	359
Figure 8.12 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 1000 x 464 - Inc 1-3. ....	362
Figure 8.13 - Moment x displacement diagram - CVS 300 x 113 - Inc 2-1. ....	363
Figure 8.14 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 300 x 113 - Inc 2-1. ....	364
Figure 8.15 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 300 x 113 – Inc 2-1. ....	364
Figure 8.16 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 300 x 113 – Inc 2-1. ....	367
Figure 8.17 - Moment x displacement diagram - CVS 500 x 250 - Inc 2-2. ....	368
Figure 8.18 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 500 x 250 - Inc 2-2. ....	369

Figure 8.19 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 500 x 250 - Inc 2-2. ....	369
Figure 8.20 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 500 x 250 - Inc 2-2. ....	372
Figure 8.21 - Moment x displacement diagram - VS 850 x 188 - Inc 2-3. ....	373
Figure 8.22 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 600 x 292 - Inc 2-3. ....	374
Figure 8.23 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 600 x 292 - Inc 2-3. ....	374
Figure 8.24 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 600 x 292 - Inc 2-3. ....	377
Figure 8.25 - Moment x displacement diagram - VS 700 x 166 - Inc 2-3. ....	378
Figure 8.26 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 700 x 166 - Inc 2-3. ....	379
Figure 8.27 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 700 x 166 - Inc 2-3. ....	379
Figure 8.28 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 700 x 166 - Inc 2-3. ....	382
Figure 8.29 - Moment x displacement diagram - CVS 300 x 85 - Inc 3-1. ....	383
Figure 8.30 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 300 x 85 - Inc 3-1. ....	384
Figure 8.31 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 300 x 85 - Inc 3-1. ....	384
Figure 8.32 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 300 x 85 - Inc 3-1. ....	387
Figure 8.33 - Moment x displacement diagram - VS 400 x 68 - Inc 3-2..	388

Figure 8.34 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	389
Figure 8.35 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	389
Figure 8.36 - Figure 3 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	392
Figure 8.37 - Moment x displacement diagram - VS 550 x 88 - Inc 3-2..	393
Figure 8.38 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	394
Figure 8.39 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	394
Figure 8.40 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	397
Figure 8.41 - Moment x displacement diagram - CVS 600 x 210 – Inc 3-3. ....	398
Figure 8.42 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 600 x 210 - Inc 3-3. ....	399
Figure 8.43 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 600 x 210 - Inc 3-3. ....	399
Figure 8.44 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 850 x 188 - Inc 1-2. ....	402
Figure 9.1 - Difference between the deformed shapes due to the uniform and non-uniform heating. ....	403
Figure 9.2 - (a) Unloaded beam, (b) loaded beam without thermal gradient, (c) loaded beam with thermal gradient.....	404

## LIST OF TABLES

Table 2.1 - Standard gas temperature curve according to ASTM E 119.....	264
Table 2.2 - Values of the specific calorific potential, NBR 14432 Annex D, Table C.3 .....	267
Table 3.1 - Reduction factors for steel, adopted by NBR 14323 and (EUROCODE) .	277
Table 3.2 - Steel reduction factors adopted by AISC.....	279
Table 4.1 - Comparison of resisting moments according to current standards. ....	298
Table 5.1 - Temperature distribution – Profile VS 200 x 25 (Uniform temperature) ..	305
Table 5.2 - Standards resisting moments of the beam subjected to fire. ....	307
Table 5.3 - Proposed resisting moments of the beam subjected to fire. ....	307
Table 7.1 - Profiles adopted for fire application.....	315
Table 7.2 - Geometric properties of selected profiles. ....	315
Table 7.3 - Gas temperature according to the characteristic of each fire. ....	316
Table 7.4 - Resistant Moment Comparison - Numerical Validation.....	344
Table 8.1 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 200 x 25 - Inc 1-1 .....	350
Table 8.2 - Comparison of resistant moments for VS 200 x 25 - Inc 1-1. ....	351
Table 8.3 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 850 x 188 - Inc 1-2 .....	355
Table 8.4 - Comparison of resistant moments for VS 850 x 188 - Inc 1-2. ....	356
Table 8.5 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3 .....	360
Table 8.6 - Comparison of resistant moments for CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.....	361
Table 8.7 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	365
Table 8.8 - Comparison of resistant moments for CVS 300 x 113 - Inc 2-1.....	366
Table 8.9 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	370
Table 8.10 - Comparison of resistant moments for CVS 500 x 250 - Inc 2-2.....	371
Table 8.11 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.....	375
Table 8.12 - Resistant Moments Comparisons for CVS 600 x 292 - Inc 2-3.....	376
Table 8.13 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 700 x 166 - Inc 2-3 .....	380
Table 8.14 - Comparison of resistant moments for CVS 700 x 166 - Inc 2-3.....	381
Table 8.15 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	385
Table 8.16 - Comparison of resistant moments for CVS 300 x 85 - Inc 3-1.....	386
Table 8.17 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 400 x 68 - Inc 3-2 .....	390
Table 8.18 - Comparison of resistant moments for VS 400 x 68 - Inc 3-2. ....	391
Table 8.19 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 550 x 88 - Inc 3-2 .....	395

Table 8.20 - Comparison of resistant moments for VS 550 x 88 - Inc 3-2. ....	396
Table 8.21 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 600 x 210 - Inc 3-3. ....	400
Table 8.22 - Comparison of resistant moments for VS 850 x 188 - Inc 1-2. ....	401

## **1. INTRODUCTION**

### **1.1 INITIAL CONSIDERATIONS**

The fire was one of the main elements in the consolidation, perpetuation and development of society. The usage and manipulation of fire allowed men to manufacture tools and artifacts, cook, fight the cold and generate light, which permitted the stabilization of primitive society. The advent of new technologies, such as electricity and its subsequent storage, has drastically reduced the use of fire by man, and today its use is observed in food cooking, agricultural operations, an industrial production involving burning, among others. However, the risk associated with fire has always existed and remains the result of human negligence.

Fires are real threats to human integrity generating physical, patrimonial, cultural and human losses. The product of burning materials is toxic gases that are harmful to life, which can cause sequelae and even death of the individual due to the long exposure of toxins.

However, in the field of civil engineering, there are few measures adopted, analyzed and implemented in projects where there is a risk of fire in buildings - compared to European and North American countries.

Fire safety is a highly relevant issue in the prevention and mitigation of damages and catastrophes, however, this theme in the sphere of structural performance is highly complex because there is great interdisciplinarity between areas of engineering and science. Consideration should be given to factors such as heat flow, thermal equilibrium, flame propagation, building geometry, openings, fluid dynamics, oxygen consumption, resistance loss, non-linearity effects, evacuation time, combat and fire extinction, preservation, maintenance, and even structural collapse.

The study on fire in steel structures has been more explored in the academic world, noticing great research potential and progressive increase on the subject in graduate programs. The understanding of structural response due to fire exposure is vital for the

building safety and efficiency, and the continuous search about it shall prevent accidents and fatalities.

## 1.2 MOTIVATION

Fires are exceptional actions with a low probability of occurrence and generally of relatively short duration. For this reason, fire situations are rarely addressed in engineering courses and are often neglected by engineers during the design phase, except for some cases.

However, the phenomenon of fire has severe impacts on the performance of the buildings (especially steel buildings). They can suffer considerable reductions in their carrying capacity due to the reduction in Young's modulus and steel yielding due to the rapid increase in steel temperature. In advance, it can cause structural instability and eventual collapse. Therefore, it is necessary to study safety through an adequate understanding of the factors present in a fire event.

Currently, there is a moderate advance in this area of research by some Brazilian institutions, such as the University of São Paulo USP (São Carlos), the Federal University of Rio de Janeiro COPPE / UFRJ, the Federal University of Minas Gerais UFMG and at the Federal University of Paraná UFPR. Some of these universities have industrial furnaces for the simulation of fire in structural parts in real scale.

In addition, the Ibero-Latin American Congress of Fire Safety - CILASCI - is held annually, which provides greater visibility, information, and knowledge about fire safety.

In Brazil, two standards were published by the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), which deal with fire safety and structural performance: NBR 14432: 2001 "Fire Resistance Requirements of Constructive Elements of Buildings - Procedures" and NBR 14323: 2013 "Design of Steel Structures and copositive steel-concrete structures of buildings in fire situation".

On the other hand, in the USA, the standard ANSI/AISC 360-10 (2010) Appendix 4 “Structure Design for Fire Conditions” made by the AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC), whilst in Europe there is the ENV 1993-1- 2: “EUROCODE 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General rules - Structure fire design”, and both formulations are presented in chapter 4 of this thesis.

The verification of steel beams subject to fire is carried out, essentially, by the prevision of temperature increase inside the compartment - as a function of time. This is possible due to the use of fire curves, where a certain temperature is assumed in the compartment, and the subsequent temperature rise in the steel - subject discussed in chapter 3. What is observed, however, is a simplification of a thermomechanical model in consideration of the temperature distribution in the cross section and along the length of the I profile – which there is a consideration of uniform temperature distribution throughout the cross-section. This hypothesis, therefore, is compensated by the inclusion of correction factors by codes that try to predict the non-uniformity of the thermal problem, which has been proved to be conservative (which is indicated by the Authors in the State of Art).

In fact, this uniform distribution does not occur due to some facts, but, mostly because when considering different parts of the cross section with different massiveness (relation between perimeter exposure and cross-section area of the beam-  $u/A_g$ ) the heating and cooling of these regions occur at different times, characterizing the thermal non-uniformity. This temperature gradient, therefore, provides different rates of cross-sectional depreciation and along its length, and its understanding is still unclear. In the case of the instability of metal beams (bending with torsion), previous researches (Takagi, 2007) have indicated great disagreement in the design of slender steel beams when there is consideration of the impact of multiple physical characteristics.

Finally, this work motivation consists in the determination and validation of models of critical bending moments for steel I beam, when subjected to the lateral instability phenomena during uneven depreciation of the mechanical properties due to the high thermal gradient.

### **1.3 STATE OF ART**

The state of the art refers to the main works published in the area of concentration of this research. The papers with the greatest potential for contributing to the development of this thesis are commented together with the most frequently used resources, such as data and hypotheses validated by each author, aiming the topic of Lateral Torsion Buckling of steel I beam, subject to the fire situation. Other authors, with less topic relevance, are mentioned at the end of this section.

#### **1.3.1 Contro (1988)**

Contro (1988) is one of the first authors cited as a pioneer in the analysis and publication of the response of steel beams in a fire situation. The author has developed a refined numerical analysis tool, which prescribes high temperatures in beams - caused by fire events - and their respective mechanical changes (called depreciation of material properties) are circumscribed and implemented in a suitable computational routine. His elastoplastic model analyzed beam elements in an interactive method whose results were compared with results of a real-scale experiment. In his work, Contro affirms the difficulty of establishing a simple relationship between the mechanical properties of the structural part with the temperature, which could reflect the deterioration of the material due to the increase of the thermal load. Thus, a possible and feasible way of performing this operation would be to consider the uniaxial state of stress of the body, with adequate linearization of the diagrams recommended by the standards (referring to the depreciation of the Young's modulus and the material's yield stress).

Therefore, his model performed a two-dimensional analysis of the uniaxial stress state by inducing the plastification of the structural part through the temperature variation - respecting the constitutive laws of the material. The numerical model performed a double interpolation - in both the cross section and the length of the beam - making it possible to evaluate the influence of temperature in different regions. The creep effects were neglected in his model - by recommendations of previous authors - at least for the usual conditions of heating caused by fires, while the most relevant physical parameters are

considered. These parameters (mechanical and thermal properties) are mentioned and discussed in Chapter 3 of this thesis.

Contro's computational code, for treating elastic and plastic behavior, considered the hardening of the material by updating the system's stiffness matrix (symmetric) for each increase in load, a procedure that is widely seen in such analyzes.

The computational code developed by Contro resembles the codes implemented nowadays - both by individual professionals and by specialized software from computational analysis companies - based on the finite element method.

In his analysis, the author verified I metallic profiles of the HE series, with the imposition of constant loads, and application of linear functions of temperature in 3 nodes (top flange, bottom flange, and web). The deformations and temperatures of the beams were determined and compared with experimental tests by Thor, J. (1973), obtaining suitable results. His work has enabled more research to be done on the subject

### **1.3.2 Bailey (1995)**

Bailey (1995), is the most cited author of the work related to the study of lateral torsion buckling (LTB) in metal beams subjected to fire. His work published in the United Kingdom in 1995 studied the influence of proportions and types of loads on metallic beams without lateral bracing and heated uniformly. He also evaluated different length and cross-sectional proportions and found that for all the cases studied, LTB failure of the beams occurred. His work indicated the need to reevaluate the British Standard and the Eurocode.

Bailey introduces certain questions in the evaluation of metal beams subjected to high temperatures, such as the difficulty and complexity of performing experimental tests, and simplifications in the calculation approach recommended by the code. In his work, the author emphasizes the limiting character of the critical temperature verification equations in structural parts - described as simplified forms of verification - because they do not consider the nonlinearity of the stress and strain curves of the steel when exposed to high

temperatures. In addition, Bailey uses computational models that investigate the critical temperature (or failure temperature) of unrestrained beams and their results are compared with standards and code.

His computational code was characterized by the high complexity of parameters that could be incorporated in the analysis, highlighting three-dimensional analysis of beams including warpage behavior under fire conditions. The program used bar elements with two nodes, having eight degrees of freedom on the local axis. Its formulation maintained high order terms, resulting in a precise treatment of the geometric nonlinearity of the problem, allowing considerable variation of the cross-section of the beams. In the development of the program, it was allowed to insert bending and shear stresses, as well as applying loads at any location of the cross-section, and imposing geometric imperfections (addition of initial curvature, recommended by the British standard), making it possible to accurately analyze problems of large deformations, and predicting LTB effects. Finally, Bailey's code allowed to include elements such as slabs and semi-rigid supports and evaluation of the reverse process of the cooling phase in steel (after extinguishment of the fire). His code was formulated to better portray the structural response and possibility of repairing the beam after the effects of the fire.

The author validated the algorithm in the first instance by loading beams at room temperature, varying the slenderness from 152.7 to 288.5, including the diverse positioning of the load application, considering destabilization effects, with the theoretical model (classic), resulting in 0.92% of maximum error. Subsequently, he obtained satisfactory results with laboratory experiments (at room temperature), where four simply supported beams were tested, varying the slenderness between 68.1 and 170.3, with a concentrated load in the middle of the span, in which a maximum error of 10% between his code and the experiment was observed. Bailey justified this difference because his model did not consider residual stresses.

Once the model had been validated, Bailey assessed beams in fire situation. This was done in two steps: uniform heating was applied followed by load application until failure criterion was reached - adopted as the maximum deformation at the center of the span equal to  $L_b/20$ . Three types of load configurations were analyzed: concentrated load applied to the compressed flange, load applied at the shear center and load applied to the

tension flange; in laterally braced beams and beams without any bracing. Initial imperfections were introduced into the beams ( $0,003L_b$ ), and support conditions that prevented the rotation of the beam in its axial axis, but that allowed the twisting and warping of the cross-section. Six beams were analyzed for each case, varying their load proportions ( $M_R/M_S$ ) beginning at 0.1 to 1. The beams were modeled with 6 elements, except for the distributed load condition, where eight elements were used. Bailey's conclusions indicated that the critical temperatures of the simulated beams were much higher than the values calculated by the standards.

### **1.3.3 Elghazouli (2000)**

In 2000, in the United Kingdom, Elghazouli (2000) developed works based on the experimental trial that took place in Cardington, UK, in 1995, where an 8-story copositive-structure building had its performance evaluated for different types of fire (in specific places of the building), with the help of furnaces and sandbags that simulated office load.

In his publication, Elghazouli investigated the combined response of structural parts during temperature rise, through structural analysis software that considered both geometric and material imperfections, including a temperature-dependent constitutive model for concrete and steel. His study evaluated specific regions of the Cardington test (steel beams connected to columns and supporting a concrete solid slab) in which large deformations with temperature evolution were observed.

The Elghazouli computational model incorporated cubic elements with elastic-plastic behavior (with six degrees of freedom and two points of Gauss integration), allowing the insertion of high temperatures and allowing the analysis of the plasticization involved in the cross-section and along the length. This model, considering the interaction between the steel beams and the reinforced concrete slab, had bi-linear kinematic behavior, using a stationary stage of stress and deformations, where the depreciation of the Young's modulus, strain-hardening and ultimate stress (for concrete only). For each material, the properties were reduced based on the bi-linear relationship curves (recommended from the standards - which are presented in Chapter 3 of this research). His model also made possible the study of the heating and cooling of the regions of the building.

The concrete slabs had spans of 9 meters and a thickness of 130 mm, armed in one direction, connected to the beams by shear connectors (assuming full interaction). The slabs were discretized as grillage composed by cubic-type beams-columns with elastic-plastic element (cubic elastic-plastic beam-column) by ADAPTIC software. The temperature was inserted linearly into the slab, according to the experiment, reaching 700° C at the bottom of the slab, while the top of the slab reached a temperature of 150°C in 160 minutes of fire exposure.

The metal beams, laterally restrained by the slab, were discretized by beam elements and connected to other beams and columns by pin connection, allowing some rotation of the profile. The thermal loads were inserted into the geometric center (measure adopted by the selected element type) and evaluated by integration along the cross-section and along the length. The maximum temperature reached in the metal beams was 900 ° C to 160 minutes of exposure. The maximum vertical deformation of the beam, measured from the geometric center, was 230 mm. The temperatures computed in the cross-section were slightly different between the beam flanges, and the top flange reached a lower temperature compared to the bottom flange.

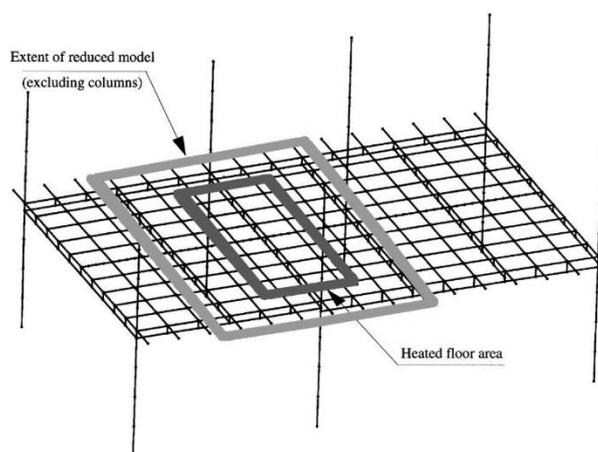


Figure 1.1 - Idealization of the model proposed by Elghazouli of the Cardington experiment (Elghazouli, 2000).

In his model, it was possible to analyze the structural response during the heating and cooling phase - a topic best explored by Gillie (2001) - in which the partial reconstruction of the deformations of the slabs and beams occurred. Another point emphasized in his work was the quantification of the effects of axial loads that arise during the temperature

development due to the heating and expansion of the beams - reaching 1450 kN at 50 minutes of exposure. As columns and other beams restrict the thermal expansion of the steel, normal reactions in the beam axis arise, intensifying the applied loads, and reducing the ultimate limit state of the beam due to the combination of flexo-compression forces, added to the depreciation of the mechanical properties of the steel. The authors concluded that the thermal expansion of the beams causes premature buckling of the beams and rapid increase of the deformations of the floor systems (a phenomenon classified as “thermal buckling” by the author).

The results obtained and compared with the experiment had adequate acceptance and validated their numerical model, allowing to evaluate several geometric parameters in the impact of the performance of metal structures subject to fire. His work is constantly cited by other authors in the calibration of numerical models, being a benchmark in the analysis of composite structures subject to fire.

#### **1.3.4 Vila Real (2000 and 2002)**

From 2000 in Portugal, Paulo M. M. Vila Real (2000) started a series of studies that became publications in the following years related to the topic of lateral torsion buckling in steel I beam in a fire situation. His paper, published in Copenhagen, analyzed unrestrained beams in a fire situation, studying only LTB, potentialized the effects caused by standard fire, and compared its results with EUROCODE 3. The model proposed by the author was validated at room temperature - in an internal report carried out at the University of Liège (Belgium) - according to the recommendations of the Eurocode 3 and ISO 834. Thus, the same model was used in the analysis of beams subjected to fires, (where only the properties of the material are changed to be temperature dependent - a procedure recommended by the European standard) - since the stress-strain ratio of the steel at high temperatures does not remain perfectly elastic-plastic, nor the effects of the thermal stress developed at high temperatures (a point also mentioned by Contro, 1988).

Vila Real's numerical model had the following features: three-dimensional prismatic beam elements with co-rotational description (freedom to rotate in the support nodes – pin connection); nodes with three directions of displacements ( $U_1$ ,  $U_2$ ,  $U_3$ ); two

supporting nodes, having seven degrees of freedom (three translations, three rotations with amplitude for warping), and a node in the middle of the span, with one degree of freedom; with the possibility of insertion residual stresses and matrix stiffness update for each step of convergence (using the Newton-Raphson method). The hypotheses adopted for the representation of the physical model were: For pure bending, the cross-section remains flat and perpendicular to the longitudinal axis of the beam (Bernoulli's hypothesis, which neglects the shear energies in the beam); Only compact and semi-compact beams were analyzed, not verifying the effects of LTB at first; The deformations were very small (Kármán's hypothesis), as well as the angles; The numerical integration points were made based on the Gaussian method, and; stress and strain are uniform in the fibers, since triangular and quadrilateral elements were adopted. The plastic deformations are assumed so as not to be affected by the change in temperature.

Simply supported beams submitted to uniform moments (not being able to flex laterally, nor to rotate in the bearing regions) were studied using SAFIR software and their results were compared with Eurocode 3 (Part 1-2). The authors concluded that the different depreciation variation between the Young's modulus and the yield stress (in addition to the curvilinear behavior of the stress-strain curve of the steel at high temperatures) produced changes in the lateral buckling curves by torsion of the metal beams. He concluded that the European standard, for semi-compact beams had unsafe behavior for the evaluated cases, and finally proposed a change in the standard buckling reduction coefficient and a small change in the LTB resistant momentum formulation, including the type of steel in the formulation.

In 2002 Vila Real published another paper with numerical experiment and numerical simulation, where it suggested the insertion of a scalar  $\beta$  (severity factor) in the calibration of LTB equations of beams to ensure an appropriate margin of safety. Its numerical model, validated in his last publication, had the same features presented previously, in which as initial conditions, the beams were modeled with geometric imperfections of  $L/1000$  and residual tension of 30% of the yield stress ( $0.3 \times 235$  MPa) - the author emphasized that it is unlikely that both features occurs simultaneously in reality, but he inserted both in his model. These two variables were measured in the profiles available for the execution of the experiment, as well as the Young's modulus and the yield stress of the steel.

His laboratory experiment consisted in the application of thermal load by ceramic connected electrodes (heated by 70 kVA) around the profiles of the series IPE100, whose length varied between 0.5 m and 6.5 m - where they were uniformly heated at temperatures of 200 °C, 300°C, 400°C, 500°C and 600°C. Once the profiles were heated, concentrated loads (by hydraulic jacks) were applied at the ends of the profiles - causing a curvature contrary to the one usually observed (figure 1.2).

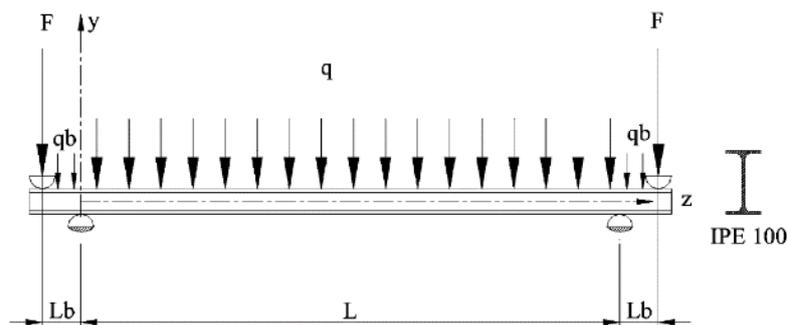


Figure 1.2 - Schematization of the test done by Vila Real (2003).

Where  $q$  is the weight per meter of beam;  $q_b$  is the load per meter of ceramic and thermal insulation, and  $F$  is the hydraulic jack's load reaction.

The vertical and horizontal displacements of the cross-section of the part (in the middle of the span), which served as parameters for the test interruption criteria - the minimum load increment for continuous deflection called the critical beam load (quoted as "runaway" deflection) was adopted. A total of 120 beams were evaluated for the experiment.

The numerical model, in addition, used a beam-type three-dimensional element, with 15 degrees of freedom and 3 nodes for the simulation of LTB behavior in comparison to the experimental test. For the description of the thermal loads, two-dimensional linear plane elements were used in the cross-section, while the warpage function and the torsional stiffness were determined for each temperature plateau (for each  $T_i$ , being  $i$  the elapsed time of experiment).

His work contributed to the calibration of Eurocode in later versions. His experiment is a milestone in the development of the LTB of metal beams subject to fire, by allowing the

calibration and validation of numerical models. New publications on its formulation were made in 2003, 2004, 2007 and 2013 which contributed to the updating of EUROCODE.

### **1.3.5 Yin (2003)**

In 2003, Yin (2003) published one of the first studies highlighting the importance of non-uniform temperature impacts on the LTB strength of steel I beams in a fire situation. The author proposed a parametric analysis performed by the ABAQUS software, which investigated the main geometric parameters that impact the resistant moment capacity of metal beams subjected to non-uniform temperatures, when compared to the English standard (BS5950) and then to Eurocode (ENV 1993-1- 2).

He verified different proportions of loads, slenderness, load combinations and support conditions in the response of the beams to the thermal gradients.

In his numerical model, the author selected shell elements ("S4R shell element") - being the first author not to use beam elements in numerical analysis - allowing the load to be applied anywhere in the section cross-section of beam I. Support conditions depicted simply supported beams, in which the support nodes were designed as pin connections, allowing free expansion in the axial axis of the beam, and rotation for flexure. Two conditions of web restraint were evaluated - the first in which part of the web was restrained laterally (allowing some warping), and the second in which the entire web of the beam was restricted laterally (preventing it from warping).

The thermomechanical analysis took place in three stages: the first stage consists of the analysis of the eigenvalue buckling analysis - in which the initial imperfection modes of buckling were determined to be inserted in the model as initial boundary conditions (imperfections based on the critical mode of buckling). The values collected approximated normative recommendations, and values of  $L/1000$  were adopted for convenience. The second and third steps are done simultaneously (in ABAQUS Explicit analysis mode) where temperatures and loads are applied simultaneously. During this analysis, there was a change of non-converge due to the instability of the simulation. For this reason, the author performed a pseudo-dynamic analysis (with energy dissipation of

1E-10 - fraction of dissipation energy based on the trial and error method, until the error of the effects of the inertia forces were neglected). The stopping criterion adopted was that in which the critical temperatures are determined for a small application of load with great increase of deformations (runaway deflection method), or until the deflection of the beam exceeded  $L/20$ .

It is important to note that Yin did not validate his results with experiments using an independently numerical model, and his results were compared with Bailey's studies in his computational code, with a maximum error of 5%. Yin did not use Vila Real's experiment because he considered that Vila Real experiment had limited number of sets and his parameters were not sufficiently detailed for numerical validations (page 1017, Journal of Constructional Steel Research, Vol 59, pp. 1009-1033).

The author used UB profiles, with lengths of 3 or 8 meters (slenderness of 70 or 300), being bi-supported beams, with three types of loading (three point loads per quarter of beam span, distributed load along the beam length and uniform bending moment). A sensitivity mesh study was performed, where a sufficient number of elements were determined for the algorithm efficiency without compromising the results. For this reason, 4 elements were discretized in the flanges, and 8 elements in the web, with a ratio of 3: 5 between them, respectively, and a total of  $L \times 10$  elements in the length of the beams.

Two load proportions were evaluated (0.4M and 0.8M). As for the temperature distribution, two situations were evaluated for four profiles, where a uniform distribution was applied in one profile, while non-uniform temperature was applied to the other three profiles (considering only three exposed sides of the beams, the fourth side being isolated by the slab of concrete), in the proportions indicated in figure 1.3. Beams with and without lateral restraint were evaluated.

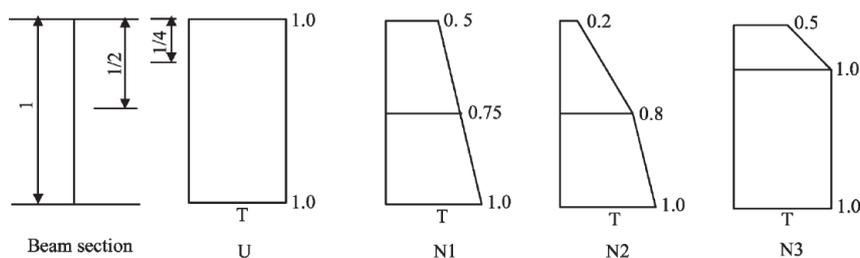


Figure 1.3 - Temperature proportions used by Yin in his study (Yin, 2003).

Their results indicated a difference of 20% between the capacity of the beams uniformly heated and not uniformly heated, being the resistance of the second higher than those for beams with lateral restraint. With the same proportions of loads and temperatures, the beams without lateral bracing presented similar behavior, but for LTB, the top flange temperature represented a greater participation in the resistance of the beam. The author explained that because of the thermal gradient, there is unequal depreciation of the cross section, where the Young's modulus of the top flange is larger than the bottom flange modulus, both exhibiting curvilinear mechanical behavior after a given temperature and load ratio.

Yin concluded that none of the standards evaluated portrayed the appropriate behavior of the effects of thermal gradients determined using ABAQUS, in which the standards predicted much lower critical temperatures than the numerical model. It also concluded that the thermal difference between the I beam flanges were determinant for the critical failure temperature of the I beams by LTB in a fire situation. Finally, Yin recommended a modification in the Eurocode in which Young's flanges modules are separated in the resistant moment equations for the ultimate LTB boundary state for non-even temperature distributions in I sections - presenting smaller differences between the results of the numerical analysis and his suggestion, compared to the difference between the standard and the simulations. However, his suggestion of modification of the Eurocode equations presented differences of up to 100°C in the critical temperature in relation to the simulations in ABAQUS.

### 1.3.6 Takagi (2007)

In 2007, author Takagi (2007) from the University of Stanford conducted a comparative study between the American Standard (AISC 2005) and the Eurocode (ENV 19931-2) on the resistive capacity of beams, columns and beams-columns without lateral bracing of I geometry, subject to temperatures ranging from 20 ° C to 800 ° C. The author observed that the results of the Eurocode had an error ranging from 10% to 20%, while the 2005 AISC presented results up to two times higher than those simulated (conservative). The author performed 400 simulations using the ABAQUS software and suggested new formulations for the next AISC review, whose results indicated accuracy within the range of 20% to 30% of the simulated limits.

His numerical model was idealized in 3D, which counted with the features: three shell elements with inelastic yielding; local and global buckling, and; non - uniform torsional effects with idealized loading and support conditions. The columns were evaluated in terms of critical axial load, while the beams were evaluated in terms of critical bending moment. The procedure adopted by Takagi followed the recommendations of the procedure for the evaluation of structures in a fire situation, in which the three stages of analysis are treated independently: characterization and evolution of the fire; determination of the temperature rise of the structural elements by means of heat flux equations, and; verification of profiles resistance and critical temperatures (where material expansion and depreciation were expected).

According to Takagi, conceptually, there are two approaches for thermo-mechanical analysis: One in which temperatures are increased while the load is kept constant (called “temperature approach”); and another where temperatures are maintained constant with increasing loads (called the “load approach”). In his study, the author concluded that the numerical results of the two procedures are very similar and that any of these methods could be used for such analyzes. Therefore, the method of numerical analysis implemented in his work was based on the "Load Approach". Thus, he assumed that the temperatures reached by the steel are initial conditions of the problem, and the profile evaluation is done after the impact of the temperatures on the mechanical properties of the steel, a procedure also adopted by the AISC. In addition, as well as the Eurocode, the

AISC also adopts as practice to assume that the temperatures in the structural elements being evenly distributed along the length and cross-section of the member.

A very important information in his work refers to the behavior of steel at high temperatures, where the bi-linear elastoplastic behavior of steel disappears while steel becomes more inelastic with increasing temperature. In contrast, the standards only adopt reduction coefficients for the Young's modulus and for the Yield Stress, so these formulations are based on the continuation of the bi-linear behavior of the steel - preserved at high temperatures. However, this assumption results in conservative values for high temperatures because they do not assume the non-linearity of the strain-strain curve of the steel, a procedure that is possible in finite element analysis software (Takagi, 2007). The same fact was observed by Contro (1988), Bailey (1995) and Yin (2003), referred to as "curvilinear behavior of steel".

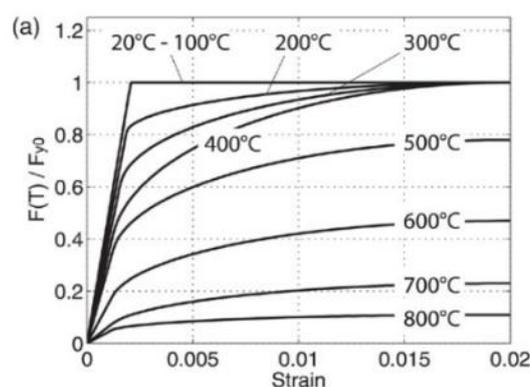


Figure 1.4 - Bi-linear behavior of steel, from Takagi (2007).

Thus, Takagi developed a model based on the finite element method by ABAQUS software, which predicted such behavior of steel parts when exposed to high temperatures. His model was based on the load approach, in which the critical loads were determined by the increase of load in the model with constant prescribed temperatures. His algorithm was suitable for nonlinear analysis of the material, including global flexure, and lateral torsion buckling, with local buckling of the web and flanges.

His numerical model was not validated with any experiment performed in the laboratory, and presented the following features: Length of profiles was divided into 32 elements, flanges and web divided into 8 elements; each element had 8 nodes, and 4 points of integration by the Gaussian method by the plane of the shell, whereas the thickness of the

shell used 3 points of integration by the method of Simpson; the strain-strain curves of the steel were taken from Eurocode 3; temperatures were evenly distributed across the cross section and through the length of the part; kinematic constraints of flanges and web prescribed "planar" behavior preventing these elements from warping in the support regions; support conditions were idealized as fixed and pin support node allowing free expansion of the part in its axial axis, and allowing rotation in the axis of greater inertia of the part; a pair of concentrated loads was inserted in the center of the flanges to induce momentum in its axis of greater inertia (being impartial in the character of destabilization of the beam); geometric imperfection was inserted in order to cause curvature in the axial axis of the beam of the order of  $L/1000$ ; and residual stress was added at the magnitude of 69 MPa (peak stress over the cross-section). These parameters, among others that will be observed in the course of this work, are relevant to the composition of the numerical model developed by the author of this thesis.

In his study, he observed that the residual stresses had little impact on the reduction of critical moments of the beams during fire (similar conclusion was observed by Vila Real, 2002), whose highest value computed was a 15% reduction. He also observed that, after evaluating the influences of some factors, such as slenderness, steel temperature, yield stress, residual stresses and geometric properties on the structural members' capacity, Eurocode was more adequate than AISC (2005). The author, then, proposed new formulations which were incorporated in the new version of AISC 2010. He concluded that the old version of the AISC showed differences of up to 60% greater than the simulated values for columns, and 80% to 100% errors for beams and beam-columns, overestimating their capacities for high temperatures (while the largest difference from the European code, for the simulated cases, was in the margin of 20% error). Thus, their formulation proposals were within the range of 20% to 30% of error in relation to his simulations.

Finally, the new revision of the AISC 2010 incorporated new analytical formulations on the subject, and allowed numerical analysis to be adopted for verification of profiles subjected to fire situations (Specification for Structure Steel Buildings, ANSI / AISC 360-10, page 16.1 -492, item 4.2.4.3b).

### 1.3.7 Zhang (2013)

In 2013, Zhang (2013) of the National Institute of Standards and Technology (NIST) published his work on lateral torsion buckling of steel I beams subject to localized fires. He simulated the behavior of unrestrained metal beams exposed to different locations of localized fires through ANSYS software and analyzed their results with the ISO834 code. The focus of the localized fire varied between 0.5 m and 2 m (in the x and y directions) regarding the positioning of the beams. More than 80 different cases were evaluated comparing a uniform temperature distribution (according to normative recommendations, both in the cross section and along the length of the beams), with the results of the thermal analysis elaborated by the author. Except for Yin (2003), who evaluated the temperature variation between the profile tables (in an arbitrary distribution), Zhang is the first author to evaluate highly non-uniform temperature distributions, and their influence on the LTB resisting moment of the beams.

Their numerical model has been validated in another work by the same author (Zhang C, Li GQ, Usmani A. *Simulating the behavior of restrained steel beams to flame impinged localized fires. Journal of Construction Steel Research. 2013; Vol 83: p.156–65*), where it used the ANSYS software, with the implementation of 3D elements shells (SHELL181), with 4 nodes, 6 degrees of freedom for each node, compatible for linear analyzes, with great rotations and/or large deformations for nonlinear analysis.

The author evaluated the impact of non-uniform temperature distributions on the ability to withstand LTB of unrestrained beams, and also their critical temperatures were compared with ISO834. The author noted that the temperature distribution in both cross-sectional area and length are highly nonuniform and that the location of the maximum temperature reached varies over time (Zhang - *Journal of Construction Steel Research*, page 334)

Finally, he states that the maximum temperature reached by the beam is in the web region and that the critical LTB failure temperature of the I beam in a fire situation is lower than that prescribed by ISO834, in his applications, making the standard conservative. It was also observed that the critical temperature for LTB was higher in the cases treated when

compared to uniform temperature distributions. Another point is the location of the fire, which severely impacts the LTB effect on the I beam section.

After 2014, the author of this thesis did not find more international academic publications relevant to the LTB phenomenon of steel I beam without lateral bracing, subject to high temperatures.

### **1.3.8 Further work on the subject**

In 2005, a study published by Landesmann (2005) evaluated the overall response of metallic structures subject to standard fire. In his work, the author highlighted the relevance of the nonlinear response of the structure and of interactive processes for its analysis. His 2D model identified important parameters and developed an approximate solution by polynomials in an interaction process to predict the inelastic deformations of plane elements during fire with uneven distribution of temperature. However, his study did not investigate the instability of beams due to the temperature gradient, even though he identified the relevance of the temperature differences in the cross-section of the I beam during fire.

In 2005, Mesquita (2005) performed 15 tests where slender beams were loaded with point loads and then heated. They were gradually and evenly heated with electrodes along their lengths. The authors validated their samples with numerical modeling using ANSYS software. The beams were tested until reaching the critical temperature or until reaching a standard deformation. Again, the difference between the trials and numerical models as opposed to EUROCODE were observed.

In 2007, Dharma (2007) performed 9 tests on type I steel beams heated by electrodes, and after reaching temperatures between 400° C and 600° C, a concentrated load was applied to the middle of the beam spans. The author verified which parameters - temperature, flange slenderness, web slenderness, and effective length - would be more critical in determining the rotational capacity of the metal beams, both for lateral torsion and for local buckling. Two imperfection factors were adopted: cross-sectional area and longitudinal distance of the point of load application. In their work, it is relevant to

highlight that temperature was the most impacting variable in determining the capacity to withstand the rotation. His publication did not consider unequal heating of the cross-section of the profiles.

It is observed internationally that the contributions in this area by these authors brought restatements both in Eurocode 3 and AISC 2010 to determine the bending capacity of slender steel I profile during fire.

In Brazil, some researches were conducted in the calibration of the critical moment equation (initiated by Silva, 1997), whereas in the University of Brasília (UnB), in the program of Post-Graduation in Structures and Construction (PECC), Nunes (2005), Campêlo (2008) and Rodrigues (2013), formulated critical moment equations for the evaluation of unrestrained steel beam under fire situation. These publications compose the research guide for this thesis are indicated below:

- NUNES (2005): "A numerical and analytical approach for the determination of temperature and critical bending moment in steel beams in a fire situation". Ph.D. thesis: It was the first author to observe the need for revalidation of the simplified model of NBR 14432, which was based on EC3. He proposed an analytical solution to the problem of instability of metal I beam subjected to pure bending in a fire situation. Its formulation considered the uneven heating of the beam cross-section;
- Campêlo (2008): "Numerical and analytical study for the determination in natural fire situation of the critical load of steel beams with concentrated load". Master thesis: Her study proposed an analytical formulation for the determination of the critical load due to the instability on I beams in a fire situation with lateral flexion-torsion, subjected to a concentrated load in the midspan of the beam. The uneven heating of the section of the part is also considered;
- Rodrigues (2013): "Numerical and analytical determination of the uniformly distributed critical load of steel beams under fire". Master thesis: An analytical solution was developed by the energy method to determine the critical load in I beams subjected to natural fire with uniformly distributed load, where uneven heating of the section of the part is considered;

These publications are part of the main goals of this thesis and are indicated next.

## 1.4 THESIS GOALS

Based on these researches, developed under the PECC and the State of the Art, the present work intends to continue the research line of analysis of LTB of steel I beams in a fire situation, with the following objectives:

1. Validation of the critical moment equation proposed by Nunes (2005) - which considered beams subjected to constant moment;
2. Validation of the critical bending moment equation proposed by Campêlo (2008) - which considered beams subjected to concentrated load;
3. Validation of the critical bending moment equation proposed by Rodrigues (2013) - which considered beams subjected to beams subject to distributed load;
4. Comparison between the formulations of the authors cited with the current Standards (NBR 8800: 2008, NBR 14323: 2013, Eurocode ENV 1993 1-2 and ANSI / AISC 360/10).

These analytical formulations proposed by the analytical-numerical researches of the PECC will be validated for the phenomenon of lateral instability by flexo-torsion subject to fire, through numerical simulations made with the aid of ABAQUS software.

## 1.5 CHAPTER ORGANIZATION

The present thesis has nine chapters. The first chapter describes the importance of studying the respective theme and the need to understand a more appropriate model unbraced beams response subjected to fire. In the State of Art, the main researches related to the theme are presented, as well as the importance features of each. Subsequently, the author's motivation objectives are presented, as well as the author field of study. At the end of the chapter, a summary of each chapter is presented.

Chapter two marks the beginning of the bibliographic review, which are needed for the development of this paper. Concepts, definitions and theoretical, technical and practical fundamentals are presented. In this chapter, fire science is discussed, among with fire phenomena, basic concepts, heat transfer phenomena, heat transfer mechanisms - conduction, convection and radiation -, thermal flow, stages and factors that influence fire

and flame development, as well as propagation, combat and fire extinction, fire models, fire safety and the main incidents caused by fire in the world.

Chapter three deals with the main information on the mechanical properties of structural steel, and thermal properties. Steel under intense temperatures and the impacts on these properties – Yield Stress, Young's modulus, massiveness, thermal conductivity, elongation and specific heat – are discussed and presented.

Chapter four presents the phenomenon of the lateral instability of slender beams - the focus of this work - indicating the main equations used by both national and international standards for verification of lateral buckling with torsion are compared.

Chapter five presents the analytical formulations for the determination of the critical moments in steel I beam under fire, in which the unequal distribution of temperature is highlighted. The equations of each PECC author is considered and compared with standards. The formulations presented were based on the energy method determined by the PECC authors: Nunes (2005), Campêlo (2008) and Rodrigues (2013).

Chapter six presents the main characteristics of numerical simulations with an introduction on the finite element method. A brief on the utilization of ABAQUS software is presented.

Chapter seven presents the basis of the numerical model used in simulations (characteristics and conditions adopted), as well as its calibration using a real case studied. The input data, initial boundary conditions, geometric, mechanical and thermal characteristics of the examples are analyzed, and their results are indicated and compared for each case study.

Chapter eight compares the results obtained by the analytical formulation and the values of the standards and ABAQUS simulation. The main differences are indicated and discussed.

Finally, the final considerations and suggestions for future research on the topic are presented at the end of chapter 9.

The bibliographic references used throughout the paper are indicated at the end of the thesis.

## **2. THE STUDY OF FIRE**

### **2.1 PHENOMENA AND BASIC CONCEPTS**

The idea of fire to a resident, marketer or entrepreneur can be somewhat abstract because it is a phenomenon of low probability of occurrence, and often difficult to predict and prevent, especially in Brazil - where insurance for homeowners are not as usual as in the US or in Europe. Fire, in its essence, is a rapid combustion chain reaction, which generates light, heat and smoke, spreading unpredictably in a period of time and space. Its consequences, said as sinister, are catastrophic and can cause sequelae to people exposed to it, or even lead to death. Often the damage caused by flames is more severe in spaces where this phenomenon was not previously predicted to occur. In addition, many materials used by the construction industry contribute even more to the intensification and spread of flames (Rodrigues, 2013).

The reaction of combustion, or burning, occurs in the presence of heat, through the consumption of the combustible material – which may be a fluid or solid - in addition with the oxidizing material, such as oxygen, for example. This chemical reaction, being exothermic, releases large amounts of energy in the form of light and heat, by oxidation of the combustible agent. The intensity of the reaction will depend on several burning factors, mainly being the amount and quality of the combustible material, calorific value, of the agents and reaction products. The start of the reaction is only possible if the system reaches a minimum energy, called activation energy, which can vary with the type of combustible material and calorific value. If this energy is reached, a combustion process begins.

The continuous and spontaneous burning process, called self-sustaining reaction, only begins when the temperature of the system reaches the self-rising temperature: in which the reaction proceeds without the need to inject more heat into the system. In this system, the flammable state is installed, and the end of the reaction occurs only when the combustible or oxidizing material extinguishes and the system temperature decays to a level below the characteristic temperature.

Additionally, toxic gases are produced by the heating of the materials, in which the molecular bonds of the chemical compounds are broken by the heat, called the pyrolysis process, and consequent release of the carbonic chain. If the heat increases, more objects tend to ignite, producing more heat to the system, until the room is completely consumed by the fire. If the focus of the fire is handled in time, the whole building can be compromised and eventually consumed by the flames. Being that one of the main problems in the firefighting, which happens due to the failure in preventing and identifying the initial focus of fire.

Conceptually, the phenomenon of fire can be described by the coexistence of four basic elements, in the case: fuel, combustion, heat and chain reaction - which are called the fire tetrahedron. And the absence of one of these elements interrupts the fire cycle, and the flames are extinguished (Rodrigues, 2013). The interpretation of this model is simple, and its elements are defined as:

- Fuel: Any material that can combust, or burn, producing heat. It can be a solid or a fluid material, which it is, then, converted to gas by the pyrolysis reaction and ignite;
- Oxidizing: Activating component of the combustion, being the element responsible for feeding the combustion reaction. The most common oxidizing is the oxygen gas, but the reaction can occur by adding other gases such as chlorine, sulfur or fluorine. By definition, the extinction of the oxidizing gas interrupts the burning reaction;
- Heat: It is the initial element of the reaction, which starts the combustion reaction. Heat is a type of energy that is transferred from one system to another and is also one of the products of the burning reaction. The heat transfer can be done through three mechanisms: conduction, convection, and radiation - concepts that are presented in topic 2.2;
- Chain reaction: This last component of the tetrahedron can be redundant due to heat essence. However, burning is only possible if the system is fed back into a processor for heat generation - pyrolysis, oxidation and inflammation - and consequently producing more heat, and starting another cycle. The chain reaction, therefore, composes the fire cycle and is an integral component of the fire tetrahedron;

Finally, the evolution of fire temperature can be interpreted and summarized in three instants, called temperature points, given by

- Flashpoint: Characterized by the lower temperature reached after the start of the burning reaction, called “unsustainable combustion” because there is not enough heat to proceed to the chain reaction. This happens due to the little quantity of the inflatable released gases, thus, little energy is been released;
- Fire point: At this stage, there are enough flammable gases to continue the firing reaction, even without the need for an external source, or the initial flame. At this point, the temperature of the system begins to rise considerably, allowing the self-sustaining reaction to set in;
- Flash-over: Moment that it is not necessary to have any source of heat other than the chain reaction itself to continue the burning process.

The prior knowledge of fire development and temperature increase are related to heat transference mechanisms, which becomes essential in the understanding of the phenomenon and the structure response. Therefore, concepts of heat transfer are presented in the next topic.

## 2.2 HEAT TRANSFER MECHANISMS

Essentially, heat is the energy transfer due to a temperature difference (Tipler and Mosca, 2010). When energy is transferred to another body in the form of heat, its temperature tends to increase with the exception of phase changes – for instance, when water freezes or evaporates - in proportion to the mass and the temperature variation of the sample according to equation 2-1:

$$Q = \Delta E_{\text{int}} = C\Delta T = mc\Delta T \quad (2-1)$$

Where  $\Delta E_{\text{int}}$  is the body internal energy;  $C$  is the thermal capacity, defined by the internal energy variation required to increase the sample temperature by one degree - and does not represent the amount of heat a body stores;  $c$  is the specific heat of the sample, defined by the thermal capacity per unit mass; and  $m$  is the mass sample.

There are three basic types of heat transfer: conduction, convection and radiation. Intuitively, heat, being a form of energy, follows a simple trajectory, from a region of greater temperature to a region of smaller temperature. The way, or environment, that heat is transferred is what differentiates each heat exchange process. The illustrations of the heat transfer processes can be seen in figure 2.1.

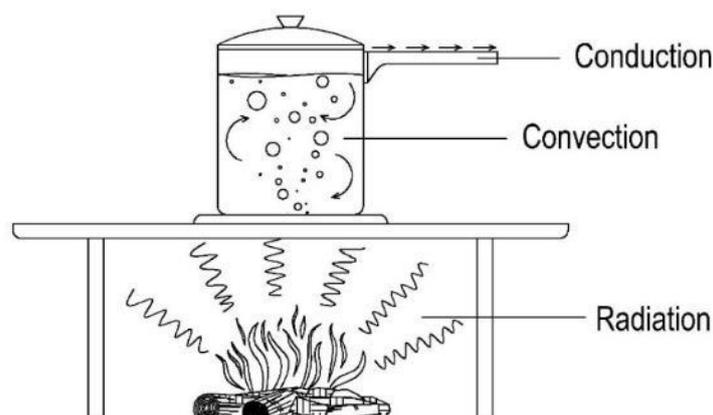


Figure 2.1 - Heat transfer mechanisms (Rodrigues, 2013).

During conduction, the energy is transferred through the interaction between atoms or molecules neighboring the material, where they are not transported (themselves) during the process. In figure 2.1, the frying pan cable acts as a material for conduction heat transfer. In it, the more energetic molecules next to the frying pan transfer heat by vibration along the length to the distant molecules at the end of pan support – which are less energetic. At steady state, the temperature varies linearly, from a warmer to a colder end, and the rate of change of temperature along the cable ( $dT/dx$ ) is called the temperature gradient – or temperature difference. Therefore, the amount of heat transferred per unit time ( $dQ/dt$ ) is called thermal flow ( $I$ ) and it is proportional to the cross-sectional area of the conductor (in the case of the cable) expressed by:

$$I = \frac{dQ}{dt} = -kA \frac{dT}{dx} \quad (2-2)$$

Where  $k$  is the body internal energy variation;  $C$  is the thermal capacity;  $c$  is the sample specific heat, defined by thermal capacity per unit mass.

Convection is a more complex process, which involves the movement of the material itself presented in the space, notably perceived in fluids. The example of this is the movements of large masses of fluids, for example, the oceans or atmospheric air masses, and in figure 2.1 represents the liquid inside the teapot. The process of heat transfer, in a simplified way, is due to the heating of the fluid and consequent reduction of its specific mass due to the volumetric expansion. This causes this heated mass, by thrust - horizontal air pressure - to rise and the colder fluid to descend, causing a process of movement and heating the whole space. The heat flux equation is proportional to the area of the object, the temperature difference between the object and the surrounding fluid, and the convection proportionality constant. In practice, the convection process is very complex, depending on the type and characteristics of the fluids involved, so conventions are adopted by organizations to solve everyday problems (Tipler and Mosca, 2010). In the context of fire and metallic structures, therefore, NBR 14323:2013 defines that the heat flow by convection is determined by the following equation:

$$\varphi_c = \alpha_c(\theta_g - \theta_a) \quad (2-3)$$

Where  $\varphi_c$  is the heat flow by convection;  $\theta_g$  is the gas temperature;  $\theta_a$  is the steel temperature; and  $\alpha_c$  is a heat transfer coefficient, also called “surface film” or “film coefficient” in FEM software, in  $W/(m^2\text{°C})$  taken as 25 for standard fire curve, or 35 for natural fire curve.

Radiation is an intrinsic property of matter. All bodies emit and absorb electromagnetic radiation. When a body is in thermal equilibrium with its neighborhood, it emits and absorbs the same rate of radiation. The heat transfer mechanism, in this case, dispenses a physical material for propagation because the heating takes place by means of electromagnetic waves. Simple examples are the heat emitted by the sunlight or by a flame. The radiation rate emitted by an object is proportional to the area of its surface and to the fourth power of its absolute temperature. This result was deduced, theoretically, by the physicist Ludwig Boltzmann, and calling the law of Stefan-Boltzmann:

$$P_r = e \sigma A T^4 \quad (2-4)$$

Where  $P_r$  is the radiated power;  $e$  is the radiating surface emissivity, a dimensionless value ranging from 0 to 1;  $\sigma$  is the universal constant called Stefan constant, which is equivalent to  $5,6703 \times 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$ ; and  $T$  is the temperature, in Kelvin scale.

The Brazilian standard NBR 14323:2013 stipulates the following equation to determine the heat flow due to the radiation:

$$\varphi_r = 5,6703 \times 10^{-8} \varepsilon_{\text{res}} \left[ (\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (2-5)$$

Where  $\varphi_r$  is the heat flux due to radiation in  $\text{W}/\text{m}^2$ ;  $\varepsilon_{\text{res}}$  is the resulting emissivity, which can be taken equal to 0.7 for practical purposes;  $\theta_g$  is the gas temperature; and  $\theta_a$  is the temperature of the steel, both in degrees Celsius.

Then, the Brazilian NBR 14323:2013 admits the equation to calculate the total heat flow - due to the effects of fire - is the summation of the heat flow by convection and the heat flow by radiation:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (2-6)$$

In real situations, as indicated in figure 2.1, the three processes of heat transfer can occur simultaneously, however, it is common to observe the dominance of one mechanism over others during the heat exchange. These concepts are therefore intrinsic in understanding the stages of natural fires.

### 2.3 FIRE STAGES

The stages of fire can be illustrated by a curve with three well-defined stages (figure 2.2). The intensity of the fire is closely linked to factors such as time exposure, ventilation, materials involved in the burning process, among others. These factors will therefore influence the duration and intensity of the flames during the event. The evolution of the fire is observed in four phases: ignition, heating, development and cooling.

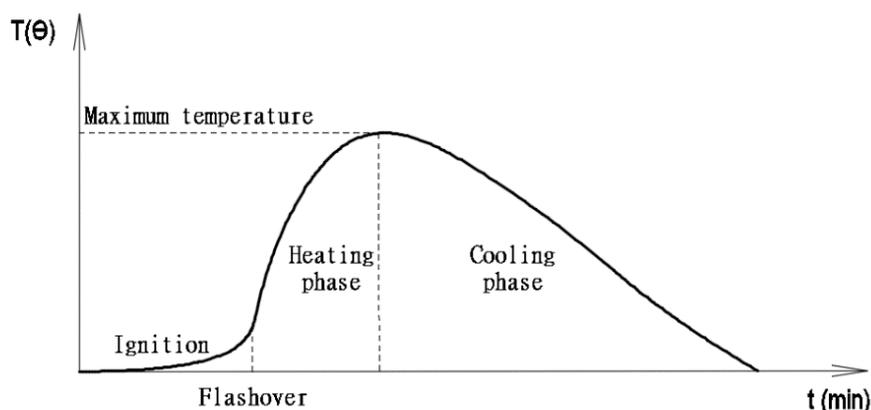


Figure 2.2 - Time-temperature curve of a real fire, based on Vargas (2005).

The initial phase, or beginning of the fire outbreak, is characterized by the abundance of oxygen in the compartment, the flames are small, yet the smoke and toxic asphyxiating gases produced are sufficient to completely fill the room. The temperature is relatively low - a large variation occurs depending on the type of material consumed, as well as the ventilation of the system. In this phase, the temperature does not present risks of damage to the structure (Pignatta e Silva, 2010). This timing is best for the fire brigade teams to interfere or sprinkler systems to act, as the fire focus is still small and can be controlled.

The phase of abrupt heating, or increasing phase, occurs when more objects begin to be consumed by the fire - simultaneous combustion. The occurrence is in a short period of time, the heat generated by other materials begin to be greater than the heat dissipation into the environment (the NBR 14432:2013 indicates the specific calorific value of the types of materials found in buildings in table C3). The temperature rises rapidly, more materials enter in the process of pyrolysis, culminating in the inflammation of gases. Conventional and radiation heat exchange installs a chain reaction process, where heat is injected into the system, pyrolysis occurs with ignition and more heat is generated, thus allowing the flames to reach the upper slab. The heat exchange can affect neighboring compartments or buildings, always in the ascending direction, and the fire can propagate through doors and windows, either inside or outside the building. The ambient temperature can rise dramatically, between 50°C and 700°C, depending on the materials and oxygenation involved in the reaction. At that time, called generalized inflammation (flashover initiation), the ambient oxygen rate may fall as much as 20%, depending on the ventilation and openings in the enclosure, making survival conditions critical to

residents. If the building does not present fire-fighting instruments, all residents must evacuate the building as soon as possible. Temperatures above 200 ° C, as will be seen, already begin to damage the structure, reducing the load bearing capacity of structural parts as a function of time. For these situations, the standard NBR 14432 stipulates the time required for evacuation, called the Required Fire Resistance Time (TRRF – in Portuguese) indicated in table A-1 of the standard. Thus, the TRRF should allow the time necessary for the escape of the occupants; safety of fire-fighting operations, and; damage minimization to adjacent buildings and public infrastructure.

The development phase is also known as the free, or stable, burning phase. In the instant after the flash-over, the whole compartment has already been taken by the fire and the flames have already reached other compartments, and the temperature can increase up to 1100° C. The concentration of toxic and suffocating gases intensifies. If the fire could not be fought until then, it will hardly be exterminated, or its combat will be much more complex due to the high temperatures reached. The maximum fire temperature is reached, and the heat generated by radiation can affect surrounding buildings. The oxygen rate is reduced to levels below 20%, making the duration of this phase depending on the fire load and the amount of oxygen remaining. Generally, the doors and windows have already been consumed or broken by the high thermal gradients, giving the fire enough ventilation to continue the chain reaction. This phase is the most critical to the structure since the structural elements are already being constantly heated and suffering depreciation of their mechanical properties. If they are not protected by insulating materials, large deformations are observed as time progresses; reduction of the critical loads of the parts occurs and, if the thermal effects do not cease, the structural collapse becomes imminent.

The last phase, or phase of the cooling or embers phase (if the building did not collapse), the amount of combustible materials and the oxygen concentration is very low, reducing the thermal load on the structure. The temperature drops, however, there is a high presence of toxic gases, smoke, and embers. The temperature on the floors and structural elements are still very high. With temperatures below 300 °C, it is possible to fight the rest of the flames until the total extinction of the fire. With the reduction in the temperature of the steel structural parts, its mechanical properties can be partially or totally reconstituted, depending on the damages and the excess of deformations suffered by the material. If the structural elements were isolated and, depending on the duration of

the fire and on the heating of the profiles, it is possible to only replace the insulation material, since insulated pieces have very high efficiency with external protection (Rodrigues, 2013). If the steel has not been in the process of plastification, its mechanical properties can be restored with the reduction of temperature and return of stiffness. More information on steel mechanical and thermal properties is presented in chapter three.

## 2.4 FIRE MODELS

### 2.4.1 Standard Fire

Due to the catastrophic events caused by fires (some examples are indicated in item 2.6), several studies were conducted with the purpose of creating theoretical fire models to help engineers and professionals in the area to evaluate the performance of buildings and materials under fire. Therefore, fire curves, or so-called standard curves, were designed for this purpose. They estimate the temperature reached by gases in a space at a given time. Generally, such curves are indicated and adopted by Standards and Specifications of each region. Currently, the main standards that prescribe standard curves are ASTM E 119, ISO 834 and EUROCODE 3.

According to Silva (2001), the standard fire is one in which it is assumed that, in the real situation, the temperatures of the heated gases respect the standard test curves. For NBR 14432 and Eurocode, standard fire is defined by the standardized elevation of temperature as a function of time, and for cellulosic materials is expressed by the following equation:

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (2-18)$$

Where  $\theta_g$  is the temperature of the gases, in degrees Celsius;  $\theta_0$  is the ambient temperature before the start of heating, in degrees Celsius, generally adopted as 20 ° C; and t is the time, in minutes.

The standardized curves are, by definition, upward and independent on the amount of combustible material, compartment geometry, ventilation, among other factors and, therefore, are an idealization of the fire model, as seen in item 2.4. It is important to note

that both NBR 14432 and ISO 834 adopt the same standard EUROCODE curves. It also differentiates two standard curves, one for cellulosic materials (equation 2-18) and the other for hydrocarbon materials (equation 2-19).

$$\theta_g = 1080(1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,50t}) + 20 \quad (2-19)$$

Unlike EUROCODE, however, ISO 834 adopts an equation for non-compartmentalized external fires for hydrocarbon materials defined by:

$$\theta_g = 660(1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,31e^{-3,8t}) + 20 \quad (2-20)$$

Finally, the ASTM and 119 (AISC 360/10, in appendix X1) establishes a table instead of an equation, not differentiating materials:

Table 2.1 - Standard gas temperature curve according to ASTM E 119.

t (min)	$\theta_g$ (°C)						
0	20	30	843	60	927		978
5	538	35	862	65	937	120	1010
10	704	40	878	70	946	240	1093
15	760	45	892	75	955	480	1260
20	795	50	905	80	963	-	-
25	821	55	916	85	971	-	-

Figure 2.3 below indicates a summary and comparison of the behavior of the standardized curves of the cited standards.

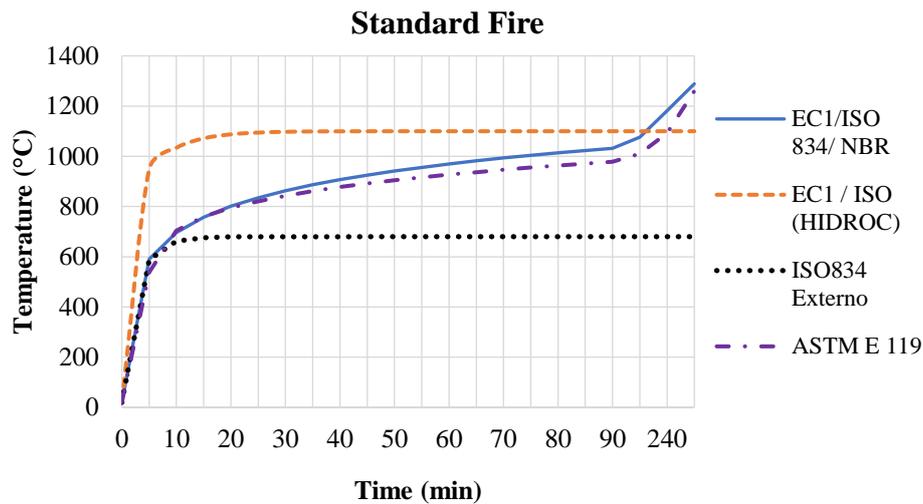


Figure 2.3 - Standard curve of gas temperature.

## 2.4.2 Natural Fire

The actual fire, or called natural fire, has a much more variable and unstable behavior compared to the standard fire model. Its behavior is predicted by mathematical curves that are function of some factors, such as space configuration of the compartment, fire load, rate of ventilation, coatings and protections, thermal loads of the materials involved among other factors. This topic brings these factors and the main equations involved to the topic.

Natural fire curves are, however, determined by calibration of observed and measured fires - or tests simulating actual fire situations. As mentioned in item 2.4, the actual fire is characterized by a heating phase, reaching the maximum temperature of the gases, and then enters a cooling phase, shown in figure 2.5. The necessary parameters for determination of these curves are presented below.

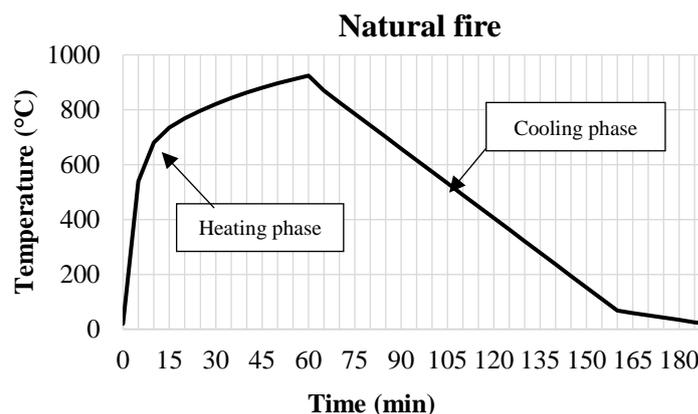


Figure 2.4 - Fire natural curve.

- Fire load: defined as the total summation of the heat energies released by complete combustion of the combustible materials in the compartment. Includes coating materials, objects, furniture, fabrics, among others. NBR 14432: 2000 presents in Annex D, table C.3 the values of the specific calorific potential of the most common materials found in buildings. This load is expressed in unit of heat or in wood equivalent weight. The equation used to determine the fire load is expressed by equation 2-22. For practical purposes, the NBR presents the fire load per unit area (Annex D table C.1), determined by equation 2-21:

$$q_{fi,k} = \frac{\sum M_i H_i m_i \Psi_i}{A_f} \quad (2-21)$$

Where  $q_{fi,k}$  is the characteristic fire load value, in megajoules per square meter;  $M_i$  is the total mass of each component  $i$  of combustible material in kilograms;  $H_i$  is the calorific potential of each component  $i$  of fuel material in megajoules per kilogram, according to table C.3 of the standard;  $m_i$  is a dimensionless coefficient ranging from 0 to 1, which measures the efficiency of the combustion reaction;  $\Psi_i$  is another dimensionless coefficient that, varying between 0 and 1, indicates the protection of combustible material to fire; and  $A_f$  is the compartment floor area.

Table 2.2 - Values of the specific calorific potential, NBR 14432 Annex D, Table C.3

Material type	H (MJ/kg)	Material type	H (MJ/kg)	Material type	H (MJ/kg)
Acrylic	28	Wool	23	Polyester	28
Cotton	18	Kitchen trash	18	Polyethylene	18
Rubber	Foam- 37 Strips - 32	Wood	19	Polypropylene	Foam - 37 Strips - 32
Leather	19	Straw	16	Polyurethane	19
Epoxy	34	Paper	17	PVC	34
Grain	17	Petroleum	41	Resin	17
Lubricating grease	41	Polycarbonate	29	Melaminica	
				Silk	41

The specific fire load according to NBR 14432 is given by:

$$q_{fi,d} = \gamma_n \gamma_s q_{fi,k} \quad (2-22)$$

Where  $q_{fi,k}$  is the characteristic value of the specific fire load, in MJ/m<sup>2</sup>;  $\gamma_n$  is a dimensionless factor that takes into account the presence of active protection measure (explored in the next topic), a safety factor that depends on the risk of fire and the consequences of the building collapse. The dimensionless coefficients can be found in the Technical Manual of the Fire Department of São Paulo.

- Rate, or degree of ventilation: defined as the amount of oxidizing material, in this case, oxygenation of the fire, which is associated with geometric space parameters of the compartment - openings, area and height of the building. For this, we have the following relationships:

The opening factor or degree of ventilation is found in Annex A of Eurocode 1-2 (items A.2a) and is given by:

$$O = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t} \quad , \text{ where } \quad h = \frac{\sum h_i A_i}{A_v} \quad (2-23)$$

Where  $O$  is the opening factor,  $A_v$  is the area all of building openings, considering windows that may be broken during fire;  $A_t$  is the total area of walls, floors, ceiling, and openings;  $h_i$  opening height  $i$ ; and  $A_i$  is the opening area  $i$ .

The relationship between the degree of ventilation and the amount of combustible material consumed should also be considered (Eurocode 1-2, items A.2a):

$$\xi = \frac{A_q}{A_v \sqrt{h}} \quad (2-24)$$

Where  $\xi$  is the factor of relation between ventilation and combustible material; and  $A_q$  is the surface area of combustible material that may participate in the combustion.

If the relation  $\xi$  is high – for instance, if the fire has a large quantity of materials for combustion and low ventilation - the temperature of the gases will be determined by the degree of ventilation (Silva, 2001), making the ventilation fire controlled. Otherwise, if the relationship  $\xi$  is low, the temperature of the gases will depend on the amount of material available for combustion.

The equations used in this research to describe standard fires were based on EUROCODE 3 1-2 and consider two phases: heating and cooling.

The parameterized equation describing the heating during a fire is given by (annex A, equation A.1):

$$\theta_g = 1325(1 - 0,324 e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (2-25)$$

Where (Annex A, items A.2.a):

$$t^* = t \Gamma \quad ; \quad \Gamma = \frac{(O/b)^2}{(0,04/1160)^2} \quad ; \quad b = \sqrt{\rho c \lambda} \quad (2-26)$$

For the cooling phase, it is adopted (Annex A, equations A.11.a, A.11.b, and A.11.c):

$$\begin{aligned}
\theta_g &= \theta_{\max} - 625(t^* - t_d^*) && \text{for } t_d^* \leq 0.5 \\
\theta_g &= \theta_{\max} - 250(3 - t_d^*)(t^* - t_d^*) && \text{for } 0.5 < t_d^* \leq 2 \\
\theta_g &= \theta_{\max} - 250(t^* - t_d^*) && \text{for } t_d^* > 2
\end{aligned}
\tag{2-27}$$

Which:

$$t_d^* = 0.13 \cdot 10^{-3} \frac{q_{fi,d}}{O} \Gamma \tag{2-28}$$

Where  $t$  is the time in hours;  $\rho$  is the specific mass, in  $\text{kg}/\text{m}^3$ , of the compartment sealant;  $c$  is the specific heat in  $\text{J}/\text{kg}^\circ\text{C}$ , of the compartment sealant;  $\lambda$  is the thermal conductivity  $\text{W}/\text{m}^\circ\text{C}$ , of the enclosure material;  $b$  is the wall factor;  $e$   $\theta_{\max}$  is the maximum temperature reached by the hot gases, in  $^\circ\text{C}$ , which occurs when  $t^* = t_d^*$ .

Usually, the following parameters are recommended by EUROCODE 3 1-2:

- Degree of ventilation varying between  $0,02 \text{ m}^{1/2}$  to  $0,20 \text{ m}^{1/2}$ ;
- Fire load varying between  $50 \text{ MJ}/\text{m}^2$  to  $1000 \text{ MJ}/\text{m}^2$ ;
- Compartment floor area must not exceed  $100 \text{ m}^2$ ;
- Value of  $b$  should be between  $1000 \text{ J}/\text{m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$  and  $2000 \text{ J}/\text{m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$ , adopted as 1160 in this thesis.

In this research, Campêlo (2008) made some findings of the impacts of each variable described above, and a summary of it is shown below:

- For the same fire load, increased ventilation causes increased gas temperature and reduced fire duration;
- The maximum temperature reached by the fire increases with the ventilation until a certain time, then, abruptly reduces and tends to a constant value. This happens, because the fire becomes controlled by the ventilation and no longer by the load of fire;
- The higher the ventilation, the shorter the time to reach the maximum temperature of the system;
- The higher the fire load for the same ventilation, the longer the duration of the fire and the higher the temperature reached inside the compartment, in her applications.

## 2.5 FIRE SAFETY

Great fires are considered historical landmarks of modern society, by the destructive and dramatic character, mold regions due to the patrimonial, economic and human losses. Some cases, international and national, fires that have changed and modernized the way fire knowledge and way of combat them are presented (Source: [https://list25.com/25-most-destructive-wildfires-ever-recorded-in-history /](https://list25.com/25-most-destructive-wildfires-ever-recorded-in-history/)):

1. One of the earliest records of destructive fires was "The Great Chicago Fire" in 1871 in the United States, where 300 people lost their lives and more than 100,000 people were left homeless. The fire started in the center of the city and spread rapidly in wooden structures with the help of strong winds.
2. In 1871 in Wisconsin, prolonged drought and high temperatures contributed to the development of one of the largest and deadliest fires in the United States, killing more than 2500 people and burning more than 15,000 square meters of land.
3. In August, 1949 in France, the deadliest fire in modern Europe was recorded, killing 82 people and burning more than 500 square kilometers of land.
4. In 1987 in China, the fire known as "The Black Dragon" began in the mountains and reached the entire northwest of the country, leaving 190 dead and more than 18 million acres of forest and national reserves burned.
5. In 1988 in California, USA, a huge fire originated in Yellowstone National Park, burning over 4800 square kilometers of land.
6. In 1997, a large-scale fire in Indonesia began with ranching techniques and spread to neighboring countries such as Malaysia, Singapore, Brunei, Thailand, Vietnam, and the Philippines. Flames are estimated to have released between 0.81 and 2.57 gigatons of carbon dioxide in the atmosphere at a loss of \$ 4.47 million.
7. Again, in the United States, in 2000, New Mexico, a controlled fire started for studies purpose, went out of control spreading rapidly through the region burning 190,000 square kilometers, incinerating more than 400 structures and 37 million trees, which cost the public coffers 1 billion dollars.
8. In 2002, in the state of Oregon in the United States, a fire started in June was only completely extinguished in December with the help of 7,000 people, destroying buildings and farms along the way.

9. In 2007, in Greece, a summer fire killed 80 people and destroyed more than 1,000 homes and burned more than 2,700 square kilometers of farms and forests.
10. In 2009, in Australia, multiple fire outbreaks began on Feb. 7, which was later remembered as the "Black Sabbath Fires", killing 173 people and injuring more than 400 people. The flames consumed 2,000 houses and damaged hundreds more, requiring 4,000 firefighters to extinguish the fire for 2 weeks.
11. In 2014, in Chile, a large fire started in the mountains culminated in the destruction of 2,500 houses leaving more than 11,000 homeless and 25 dead.

Very recent cases were observed in the year 2017 with high repercussions, such as the fire in the 24-story Grenfell Tower (Figure 2.6), and the fire in the Galistoga neighborhood of California (Figure 2.7).

The first one was caused by a short circuit in a freezer, in the dawn of June 14<sup>th</sup>. The fire left 80 dead, destroying and damaging more than 150 houses. More than 200 firefighters and 40 water pumping machines were used to extinguish the fire completely. The building was in danger of collapse; however, 250 people were able to evacuate in time. More details can be found on the BBC News website: <http://www.bbc.com/news/uk-england-london>.



Figure 2.5 - Building fire. Grenfell Tower, London (Natalie Oxford picture).

The second occurred on September 27<sup>th</sup>, burning more than 170,000 acres of land, destroying more than 3,500 buildings and forcing more than 20,000 people to evacuate. More than 8,000 firefighters and 200 pumping machines were used, including 73

firefighting helicopters. The cause of the fire is not yet known because its beginning was registered at dawn. It is known, however, that there were three simultaneous firebreaks. The state of California has experienced water crises and intense heat, and the region's strong winds have intensified the spread of the flames. More details can be found on CNN's website: <http://edition.cnn.com/2017/10/11/us/northern-california-fires-factors/index.html>.



Figure 2.6 - Fire at the neighborhood Galistoga, California (Natalie Oxford picture).

In the national territory, some cases of recorded fires are recalled (Source: <https://exame.abril.com.br/brasil/os-maiores-incendios-no-brasil/>), highlighting:

1. The tragedy of the “Gran Circus Norte-Ameiricano” (RJ): In 1961, a former employee of the Circus, feeling mistreated by his dismissal, used gasoline to set fire to the tent of the circus during an event. The tent was made of a highly flammable paraffin copositive, which when it burned, the flames spread quickly, and tent fell on top of the audience (almost three thousand people) who were watching the show. 503 people died, 70% of which were children. More than a thousand people were injured;
2. Andraus Building (SP): In 1972, a fire supposedly caused by a short circuit, spread rapidly through the building, causing the explosions in some compartments. Most survivors managed to reach the top floor of the building, where they were rescued by helicopters. 16 people died and 330 were injured. Many residents threw

- themselves out of the building because the passive systems did not interrupt the evolution of the fire and did not allow the evacuation of residents;
3. Joelma Building (SP): In 1974, a commercial building burned down after a short circuit on the 12th floor. Unfortunately, the finishing materials and partitions (woods, carpets, and fiber linings) contributed to the speed and evolution of the fire. The flames damaged the stairs of the building, which disabled it to be used to evacuate. More than 180 people died in the fire, which brought back some dissections involving safety, prevention and firefighting in tall buildings in Brazil;
  4. Lojas Renner (RS): In 1976, a 7-story building burst into flames after the outbreak began within the Renner store. A total of 41 people died and 60 were injured. Many users jumped from the top floor to save themselves as the building did not have a terrace suitable for rescue by helicopters;
  5. Leakage in Cubatão (SP): In 1984, a large oil leak contributed to the development of a fire at the entrance of the community, killing 93 residents. The causes of ignition of the fire are still unknown;
  6. Edifício Grande Avenida (SP): In 1981, a building located on Avenida Paulista, in São Paulo, caught on fire on a carnival Saturday. The building was completely destroyed, leaving 17 dead and 53 wounded. Following the incident, new fire safety laws have been improved and developed;
  7. Andorinha Building (RJ): In 1986, in Rio de Janeiro, a building burst into flames after a short circuit, killing 21 people and injuring more than 50;
  8. Uruguaiana Day Care Center (RS): In 2000, a nursery located in Uruguaiana, Rio Grande do Sul, went into flames after a short circuit. 12 children and 2 school employees died;
  9. Show in Canecão Mineiro (MG): In 2001, a fireworks accident on the scene generated a fire that killed seven people and left more than 300 injured in Belo Horizonte. The show house had no license for operation and the owner, a producer and two musicians were convicted.
  10. Fire in the Kiss Nightclub (RS): In 2013, a fire started near the stage during a show at dawn, by burning the acoustic insulation foam from the ceiling of the nightclub. The small building had only one exit, which prevented the evacuation of dozens of people. 240 people died, and 670 were injured. Being the biggest tragedy of the city in the last 50 years.

The most recent case of fire in national territory refers to the fire occurred in the National Museum (previously called Imperial Palace), located in São Cristóvão, Rio de Janeiro, on September 2nd, 2018 (Source: <https://g1.globo.com/rj/rio-de-janeiro/noticia/2018/09/02/incendio-atinge-a-quinta-da-boa-vista-rio.ghtml>).



Figure 2.7 - Fire occurred in the National Museum (Imperial Palace), in São Cristóvão, RJ (Photo: Reproduction GLOBO).

Flames began to consume the Museum around 7:30 p.m. on Sunday and the fire was only extinct at dawn the next day. The museum had completed 200 years in 2018 and had already been warned about the need to carry out preventive maintenance and expansion of fire safety measures. It was necessary for kite trucks to be allocated to combat for the lack of pressure in the local hydrants, and more than 40 minutes to fight the flames. Although the fire did not make victims, it destroyed more than 20 million historical items, including years of research and scientific resources of the museum. The causes of the fire are not yet known, but the case is already being investigated by the authorities.

Fortunately, catastrophes make it necessary to implement new technologies and continuous improvement in fire-fighting processes, both on an urban and forest scale. In firefighting, there are two systems of protection: passive protection and active protection. The first one includes a set of measures incorporated into the building - architectural design - which does not require the activation to perform their function. They are, therefore, preventive measures on controlling flame propagation. Examples are

emergency exits, emergency lifts, vertical and horizontal compartment, concrete cores to protect the emergency exits, vehicle access, among others.

Active protection, on the other hand, represents a set of measures and devices that require a manual or automatic activation to perform their firefighting function. They are, therefore, measures to combat the flames that respond to the stimuli provoked by the increase of temperature or detection of smoke. Examples are Fire detection, smoke controls, alarms, automatic showers, sprinklers, among others.

In structural terms, designers can choose, besides controlling measures, solutions that mitigate the development of high temperatures in structural parts, thus keeping the building safe for a longer time. To do this, these professionals can select materials that are more resistant to fire, such as steels that are less sensitive to high temperatures, or materials that can isolate, even momentarily, structural parts until the extinguishment of fire. A great example is thermal insulation, which prevents or slows the transfer of heat to structural members - such as protective films, or coating materials. Thus, they are categorized as passive protection measures, since they do not need to be triggered to work. Figure 2.8 shows some examples of classic coatings in fire protection in structures.

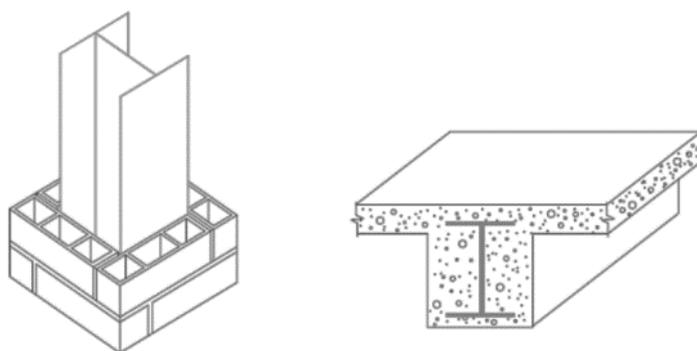


Figure 2.8 - Passive protection measures - classic coatings on structural parts  
(Rodrigues, 2013).

Thermal insulation has the main functions and prerequisites to function in order to preserve the integrity of structural parts and to mitigate the effects of depreciation caused by fire:

- Low specific mass: The insulation must be light, not to overload the structure, especially when it will be suspended;

- Low thermal conductivity: The lower the thermal conductivity, the greater the thermal insulation capacity;
- High specific heat: It can absorb large amounts of energy without increasing greatly its temperature;
- Suitable mechanical strength: The greater the strength of the insulation material, the lower its brittleness, and consequently, the less heat can be transferred to the structural elements by means of cracks or openings caused by damages;
- Compatible cost: The cost of the insulation must be compatible with the reality of the budget in order to be feasible.

Thermal insulation is extremely important and safe in engineering applications. In their study, Rodrigues (2013) verified that the temperature in steel structural members with insulating (in light concrete with vermiculite), reached about 50% of the temperature of parts without insulating material and, consequently, its capacity almost did not change throughout time exposure. The thermal properties discussed above are best explored in Chapter 3.

### 3. STEEL PROPERTIES UNDER HIGH TEMPERATURES

As mentioned before, structural steel as well as other structural materials - such as concrete and wood - when subjected to high temperatures, have their mechanical properties depreciated as a function of temperature exposure. This reduction occurs in the main properties of the steel, mainly, the Young's modulus ( $E$ ) and the yield stress ( $f_y$ ). The next items indicate how this process should be carried out in accordance with the Brazilian standard NBR 14323:2013, and the other standards.

#### 3.1 STEEL MECHANICAL PROPERTIES SUBJECTED TO HIGH TEMPERATURES

According to NBR 14323:2013 and Eurocode ENV 3 1-2 (2005), the design of structural steel in fire situation should consider heating rates between  $2^\circ\text{C}/\text{min}$  and  $50^\circ\text{C}/\text{min}$  for the determination of reduction factors according to table 3.1:

Table 3.1 - Reduction factors for steel, adopted by NBR 14323 and (EUROCODE\*)

Steel Temperature $\theta_a$ ( $^\circ\text{C}$ )	$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y}$	$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E}$	$k_{\sigma,\theta}$	$k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_y}$
20	1.000	1.0000	1.000	1.000*
100	1.000	1.0000	1.000	1.000*
200	1.000	0.9000	0.870	0.870*
300	1.000	0.8000	0.720	0.613*
400	1.000	0.7000	0.560	0.420*
500	0.780	0.6000	0.400	0.360*
600	0.470	0.3100	0.240	0.180*
700	0.230	0.1300	0.080	0.075*
800	0.110	0.0900	0.060	0.050*
900	0.060	0.0680 (0.0675*)	0.050	0.0375*
1000	0.040	0.0450	0.030	0.025*
1100	0.020	0.0230 (0.0225*)	0.020	0.00125*
1200	0.000	0.0000	0.000	0.00000*

Note: Intermediate values of the steel temperature can be made by linear interpolation

Where  $f_{y,\theta}$  is the yield strength of the structural steel at a temperature  $\theta_a$ ;  $f_y$  it is the yield strength of steel at  $20^\circ\text{C}$ ;  $E_\theta$  is the Young's modulus of structural steel at a temperature  $\theta_a$ ;  $k_{\sigma,\theta}$  is the yielding reduction strength of section subjected to local buckling; and  $f_{p,\theta}$  is the proportionality limit of the yield stress in the elastic regime (only applied in the

Eurocode). The values in parentheses (\*) indicated in table 3.1 are only for Eurocode (2005). The values highlighted by (\*) indicated in Table 3.1 are only for the Eurocode (2005).

Figure 3.1 shows the reduction factors as a function of temperature. According to the figure below, there is a notable drop in yield strength from 450 °C, while Young's modulus drops gradually from 200 °C. Therefore, this reduction causes the steel to lose stiffness gradually and undergo major deformations with increasing temperature. Structurally, excessive deformations make the piece less stable, mainly due to the effects of geometric non-linearity, gradually decreasing its capabilities.

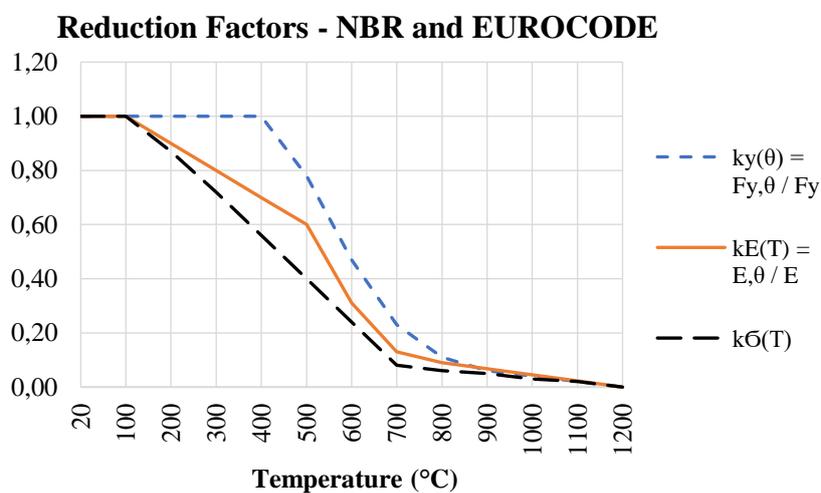


Figure 3.1 - Steel reduction factors in a fire situation according to NBR14323:2013 and ENV 3 1-2 (2005).

Similarly, American Standard (ASTM E117, AISC 360/10) adopts close coefficients, indicated in table 3.2, and illustrated in Figure 3.2:

Table 3.2 - Steel reduction factors adopted by AISC

Temperature (°C)	$k_E = \frac{E(T)}{E}$ $= \frac{G(t)}{G}$	$k_p = \frac{F_p(T)}{F_y}$	$k_y = \frac{F_y(T)}{F_y}$	$k_u = \frac{F_u(T)}{F_y}$
20	1.000	1.000	1.0000	1.000
93	1.000	1.000	1.0000	1.000
204	0.900	0.800	1.0000	1.000
316	0.780	0.580	1.0000	1.000
399	0.700	0.420	1.0000	1.000
427	0.670	0.400	0.9400	0.940
538	0.490	0.290	0.6600	0.660
649	0.220	0.130	0.3500	0.350
760	0.110	0.060	0.1600	0.1600
871	0.070	0.040	0.0700	0.0700
982	0.050	0.030	0.0400	0.0400
1093	0.020	0.010	0.0200	0.0200
1204	0.0000	0.000	0.0000	0.0000

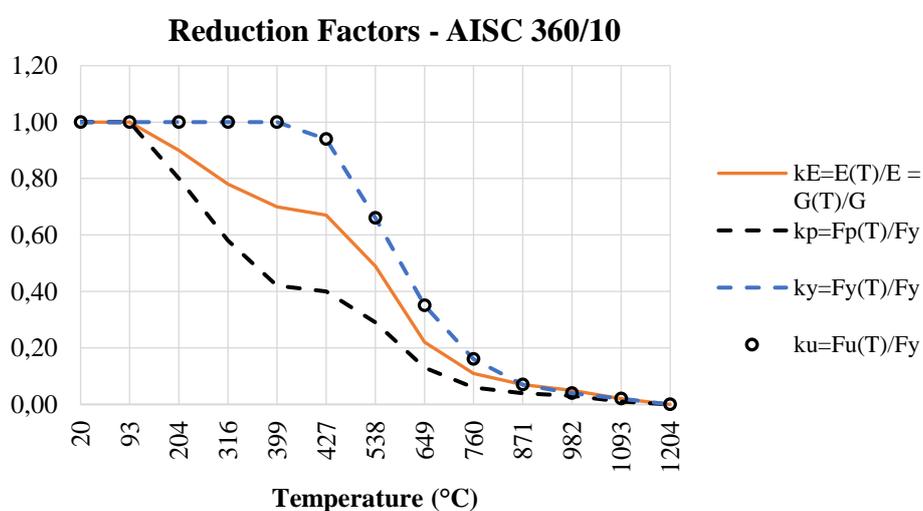


Figure 3.2 - Reduction factors for steel in a fire situation, according to AISC 360/10.

It is important to emphasize that the mechanical behavior of the steel is associated with its temperature and, consequently, depends on the time development of the fire. Therefore, the mechanical properties of the steel are divided in two instants: one in which the steel is at room temperature (20 °C) - at the instant 0 minutes -, and another instant that the steel properties are depreciated after 0 minutes of evolution fire. The idealized

elastic-plastic stress-strain curve of the steel can be observed in figure 3.3, whilst the stress-strain curve of the steel subjected to high temperatures can be observed in figure 3.4:

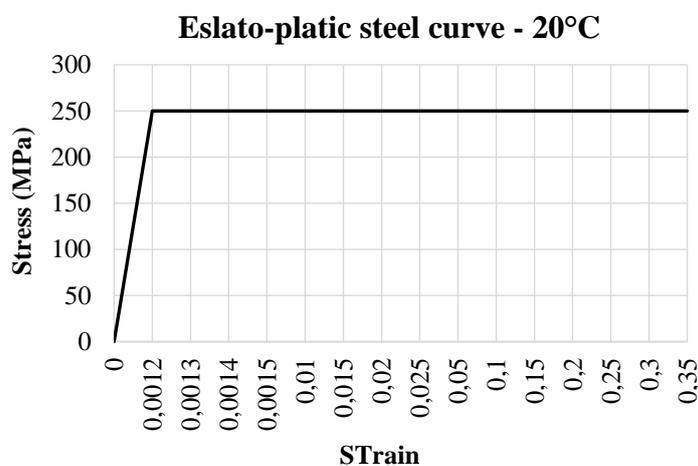


Figure 3.3 - Steel stress x deformation diagram of A36 steel at 20 ° C (Pfeil, 2009).

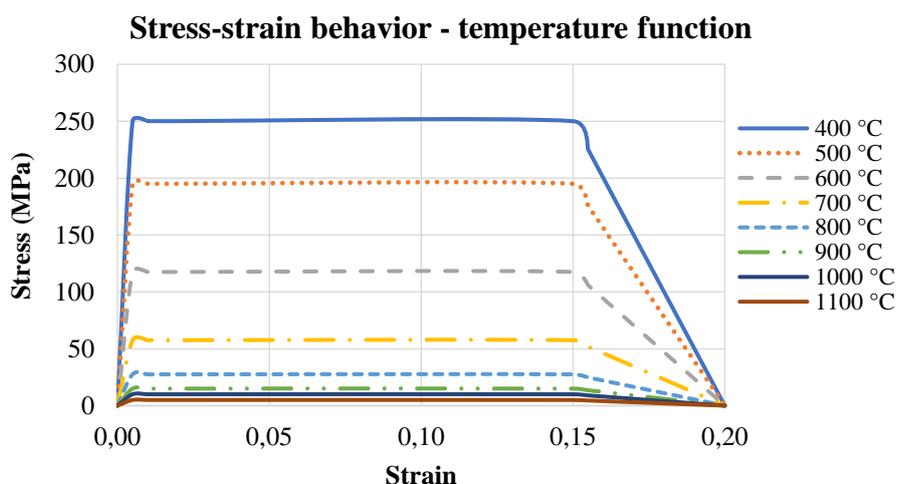


Figure 3.4 - Steel stress x deformation diagram for different temperatures of A36 steel (ENV 1993-1-2, 2005 – Eurocode 3, annex A).

The stress and strain curves indicated in figure 3.4 were calculated according to item 3.2.1 “Strength and deformation properties” from Eurocode 3. It is noticed, however, that the stress-strain curves of the steel between 20 ° C and 300 ° C ° C are not shown, since the yield stress in the steel only changes when temperature reaches 400 ° C (as indicated in table 3.1 and figure 3.1). Thus, the stress-strain curve of the steel before reaching 400 ° C is assumed to be the same curve of 400 ° C shown in Figure 3.4.

Additionally, the temperature variation in the steel is idealized by the fact that the temperature in the section and along its length vary uniformly, a situation that does not occur in reality, and validated by different authors: Yin (2003), Nunes (2005), Dharma (2007), Zhang (2013). To do so, especially in slender beams where the ultimate limit state is controlled by the lateral torsion buckling, the reduction factors could be evaluated at different locations of the cross-section, as proposed in the next topics later on in this research.

The NBR 14323:2013 recommends that the steel specific mass be kept constant and equal to  $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$  regardless of temperature.

For a room temperature of  $20^\circ \text{C}$ , the mechanical properties of steel have no reduction and are adopted as such (NBR 14323:2013):

- Young's Module:  $E_a = 205\,000 \text{ Mpa}$ ;
- Poisson Coefficient:  $\nu_a = 0,3$ ;
- Shear Module:  $G_a = 78\,846 \text{ Mpa}$ ;
- Coefficient of thermal expansion:  $\beta_a = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ;

### 3.2 THERMAL PROPERTIES

Among the thermal properties of structural steel, within the scope of the objectives of this work, there are relevancies to: elongation - variation in the linear length of a member as a function of temperature; specific heat - amount of heat provided to a substance to raise its temperature by one degree; and thermal conductivity - propagation of heat by contact between molecules with different temperatures. Section 5.1.2 of the Brazilian standard recommends adopting the following values as an approximation (NBR 14323:2013):

- Elongation:  $\frac{\Delta l_a}{l_a} = 14 \cdot 10^{-6} (\theta_a - 20)$
- Specific heat:  $c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$
- Thermal conductivity:  $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

Where  $l_a$  is the part length at 20° C;  $\Delta l_a$  is the extension of the part due to thermal effects;  $\frac{\Delta l_a}{l_a}$  is the elongation itself, dimensionless; and  $\theta_a$  is the steel temperature, in °C.

However, in Annex E of NBR 14323:2013, it is possible to calculate these properties as function of the temperature reached by the steel, indicated next.

- Elongation: The elongation on a steel beam during fire can be calculated by:

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2 \cdot 10^{-5} \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 750^\circ\text{C} \quad (3-1)$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad \text{for } 750^\circ\text{C} < \theta_a \leq 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2 \cdot 10^{-5} \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \quad \text{for } 860^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

Notice from Figure 3.5 that the results for elongation presented by the equations in 3-1 are very close to the suggested approximation:

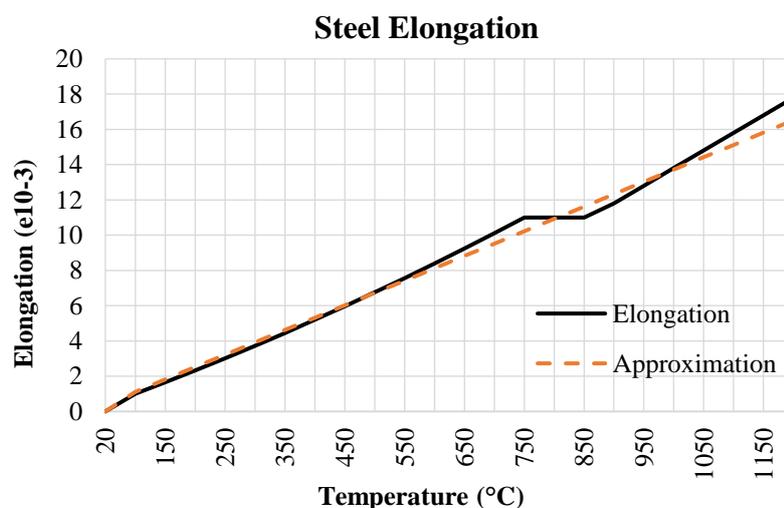


Figure 3.5 – Steel elongation according to NBR 14323:2013.

Steel elongation is a property of great importance in individual part response in the overall performance of the structure. When structural parts are heated, they naturally dilate, and because of support constraints, their expansion is restricted. This generates extra stresses, and, as observed by Gillie (2001), the combined effects of bending and compression in addition with the steel depreciation, drastically reduce the performance of the beam. This topic is best discussed in chapter nine.

- Specific Heat: It can be calculated as a function of temperature, according to Annex E of NBR 14323:

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-3} \theta_a^3 \quad (3-2)$$

for  $20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 600^\circ\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad \text{for } 600^\circ\text{C} < \theta_a \leq 735^\circ\text{C}$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad \text{for } 735^\circ\text{C} < \theta_a \leq 900^\circ\text{C}$$

$$c_a = 650 \quad \text{for } 900^\circ\text{C} < \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

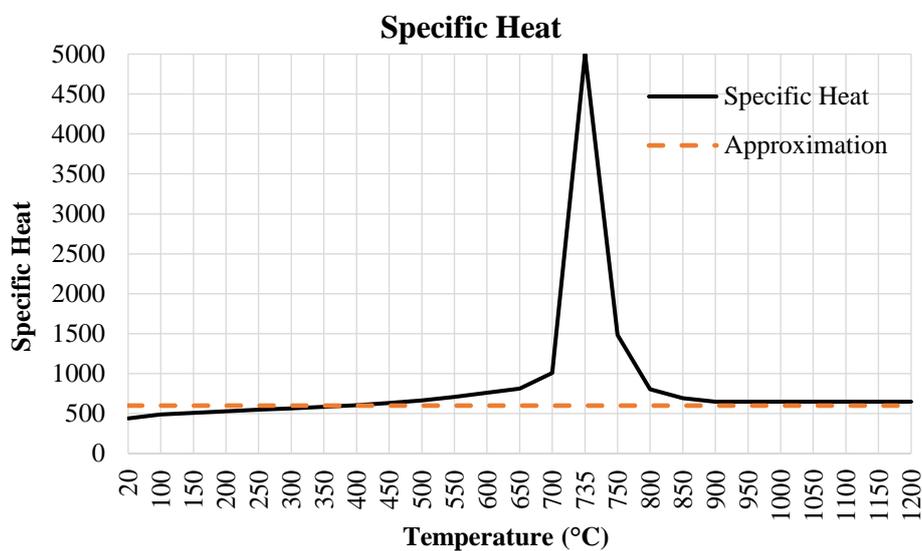


Figure 3.6 - Steel specific heat according to NBR 14323.

- Thermal conductivity: It can be calculated as a function of temperature by:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \cdot 10^{-2} \theta_a \quad \text{for } 20^\circ\text{C} \leq \theta_a < 800^\circ\text{C} \quad (3-3)$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad \text{for } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}$$

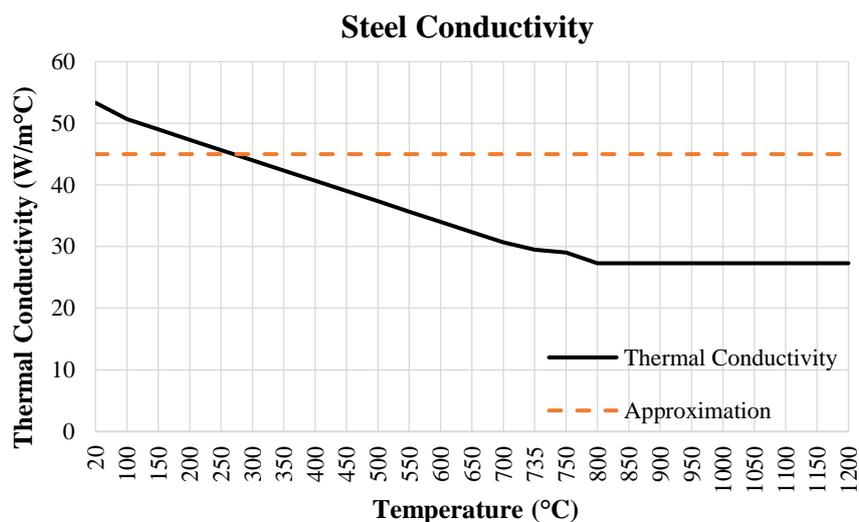


Figure 3.7 – Thermal conductivity of steel according to NBR 14323:2013.

According to the figures presented, the Brazilian standard recommends the use of the approximation values for these properties for the purpose of simplifying the problem.

The increase in steel temperature – without thermal insulation material - can be estimated by the equations 3-3 and 3-4, according to NBR 14323, item 8.5:

- Structural elements in fire protection have their temperature increase according to item 8.5.1.1.1 of NBR14323: 2013:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (3-3)$$

Where:

$$k_{sh} = 0.9 \frac{(u/A_g)_b}{(u/A_g)} \quad (3-4)$$

Where  $\Delta\theta_{a,t}$  is the temperature rise of unprotected steel;  $(u/A)$  is the mass factor for structural steel elements without fire protection in one per meter (shown in Figure 3.8);  $c_a$  is the specific heat;  $\rho_a$  is the specific mass of the steel;  $\varphi$  is the heat flux per unit area (as indicated in equation 2-6);  $\Delta t$  is the time interval in seconds of exposure (not to exceed 5 seconds – NBR 14323, 2013);  $k_{sh}$  is the correction factor for the shading effect (which can be taken equal to a unit for closed sections); and  $(u/A_g)_b$  is the mass factor, defined

as the relation between the perimeter exposed to the fire of a hypothetical box that surrounds the profile (item 8.5.1.1.2 from NBR 14323:2013).

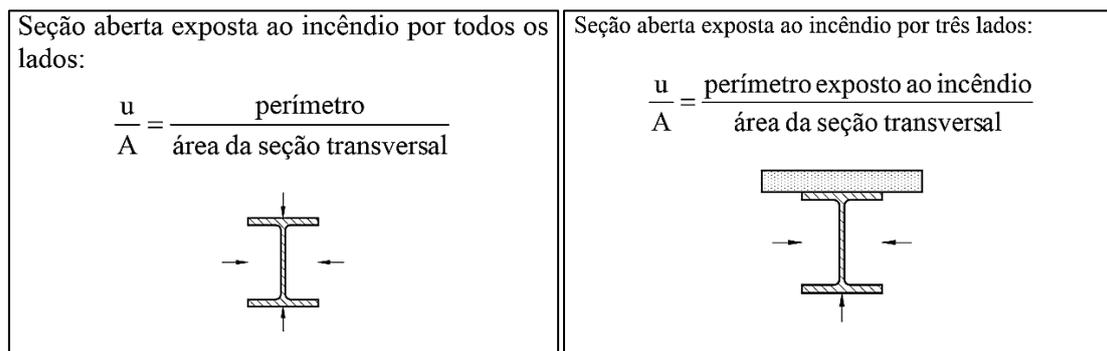


Figure 3.8 - Massiveness factor for some unprotected structural elements, part of table 5 of NBR 14323:2013.

- Structural elements involved by fire protection material have their temperature increase according to the item 8.5.1.2.2 from NBR14323:2013:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m/A) (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{t_m c_a \rho_a (1 + \xi/4)} \Delta t \frac{\Delta\theta_{g,t}}{(4/\xi + 1)} \quad (3-5)$$

Where:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m/A) \quad (3-6)$$

Where  $\Delta\theta_{a,t}$  is the temperature rise of a piece of steel with protection;  $(u_m/A)$  is the factor of massiveness for structural elements in steel with protection against fire in 1/m (indicated in figure 3.9);  $u_m$  is the effective perimeter of the protective material, equal to the perimeter of the inner face of the fire protection material plus half of the distances from this face to the steel profile, in meters;  $c_m$  is the specific heat of the protective material;  $c_a$  is the specific heat of the steel;  $t_m$  is the thickness of the protective material, in meters;  $\rho_a$  is the specific mass of the steel in kilograms per cubic meter;  $\rho_m$  is the specific mass of the protective material in kilograms per cubic meter;  $\lambda_m$  is the thermal conductivity of the protective material in W/m°C ;  $\varphi$  is the heat flux per unit area (as indicated in equation 2-6);  $\Delta t$  is the time interval in seconds of exposure;  $\theta_{a,t}$  is the temperature of the steel at time t in degrees Celsius; and  $\theta_{g,t}$  is the temperature of the gases at time t (indicated by equations 2-25 and 2-27) in degrees Celsius.

	<p>Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados</p>	$\frac{2(d + c_1 + b + c_2)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	<p>Seção com proteção tipo caixa, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados</p>	$\frac{2d + c_1 + b + 2c_2}{\text{área da seção da peça de aço}}$

Figure 3.9 - Massiveness factor for some structural elements with protection, part of table 6, NBR 14323:2013.

#### **4. DESIGN OF I BEAMS FOR LTB UNDER FIRE**

The design and verification of metallic parts is very simplified, required by the engineer to consider three main stages: the first stage in which the temperature of the gases is predicted, or estimated, as a function of time through of the standard curves. The second stage consists in verifying the heat transfer rate from the hot gases to the structural parts, considering the intervention of insulating materials or not, in which the temperature of the steel is estimated, as a function of time. The last stage is determining the structure capacity, considering the depreciation of its mechanical properties based on the information collected in the previous stages.

The focus of this research is the evaluation of steel beam lateral instability, which is a particular case of the ultimate limit state of slender beams, a phenomenon called lateral torsional buckling (LTB), presented in the next.

##### **4.1 LATERAL TORSIONAL BUCKLING**

Open-section thin-walled structures, if subjected to compression loads in all part of its cross-section (or just part of it) often fail due to loss of stability. There are three modes of instability, classified as “local buckling”, “distorcional buckling” and “lateral torsion buckling” (or lateral buckling). The interaction between these failure modes may exist, and their prediction is too complex (Schafer, 2005).

The local buckling - commonly observed in profiles with a high ration of width / thickness - is the localized distortion of the cross-section, without lateral rotation. This instability occurs due to the concentration of shear stresses (in the case of the web section), or the concentration of axial forces in the compressed flange. One way of avoiding local buckling consists of the usage of stiffeners in the cross-section of the profile. In general, the occurrence of this instability is not critical for the structural part, since there are local deformations and consequent stress redistribution, causing stabilization of the plate without reaching the full capacity of the beam (Fruchtengarten, 2005). The AISC provides

for this instability only for the case of web buckling, indicated in Appendix J of ANSI AISC 3060/10 (equations J.10-2 and J10-3).

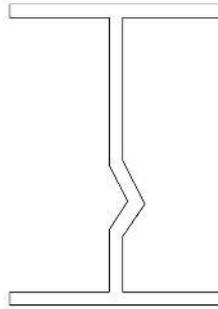


Figure 4.1 – Local web buckling.

The distortion buckling (consistently referred to as “sidesway web buckling” in the international literature) is the distortion in the plane of the cross-section of the beam, with transverse displacements in the encounters of the plates that make up the flanges and bending of the elements that connect these plates (web). Generally, it is confused as the web warping (appearing to be a local instability). This distortional instability is observed in continuous beams with lateral bracing only at the top flange (usually in composite structures, where a beam is connected to a slab, where there is changing in the moment diagram - negative moment, near the supports) - where the bottom flange (compressed flange in this situation) has no lateral bracing (Fruchtengarten, 2005). The AISC recommends that distortional instability does not need to be verified for distributed load beams (McComac, 2013).

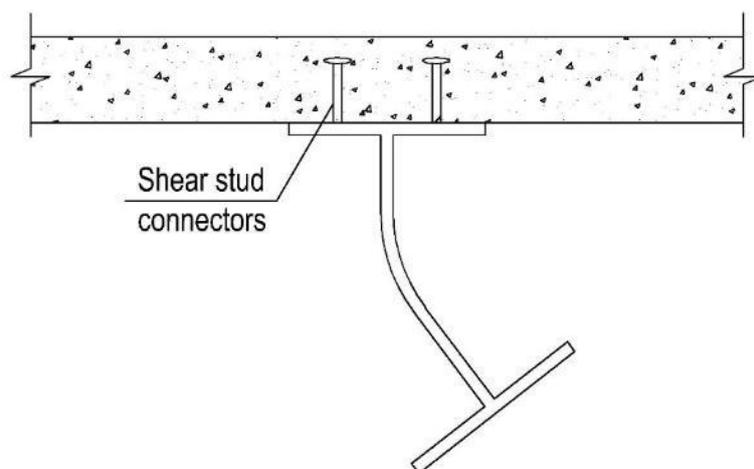


Figure 4.2 – Distorsional buckling.

Still referring to the distortional instability, there is another particularity when there is a concrete slab simply supported on metal beams - without the existence of shear connectors - in which the excess of load can cause lateral torsional buckling, together with the warpage of the top flange (figure 4.4).

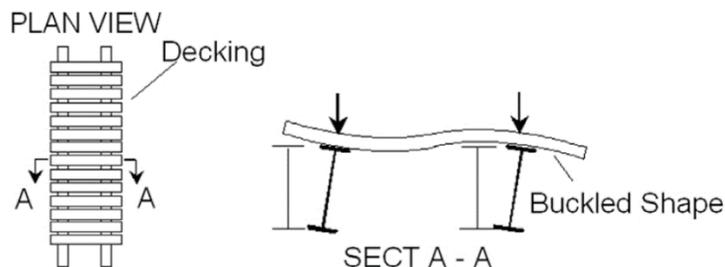


Figure 4.3 – Distortional buckling of non-composite beams (Yura, 2001).

The warping of part of the top flange is caused by the tendency of the profile to rotate, which is partially prevented by the reaction that appears on the slab in contact with one side of the flange (best seen in Figure 4.4).

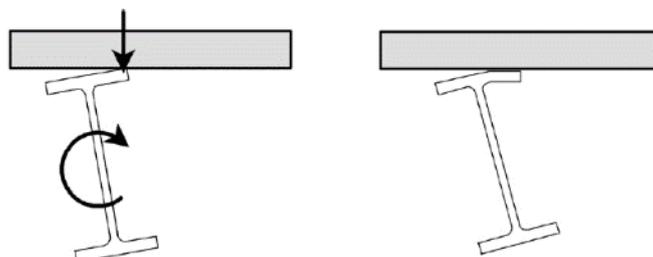


Figure 4.4 – Tipping effect (Yura, 2001).

Yura (2001) has classified this phenomenon as the “tipping effect” that considerably increases the value of the resistant distortion moment of the beam (which is often neglected in the design process). In addition, Yura conducted a series of tests at the University of Texas at Austin in partnership with the AISC, where equations were developed to consider lateral bracing in the critical moment strength contribution of beams to LTB. In the case of non-composite beams (with simply supported slabs on top of them), with lateral bracing, the critical bending moment is determined according to:

$$M_{cr} = \sqrt{C_{bu}^2 M_0^2 + \frac{C_{bb}^2 \bar{\beta}_T E I_{eff}}{C_T}} < M_y \quad (4-1)$$

Where  $C_{bu}$  is the coefficient of modification of the bending moment ( $C_b$ ), considered as 1.35 for load concentrated in the middle of the span by the AISC;  $M_0$  is the critical moment of LTB of the beam, without considering lateral bracing;  $C_T$  is the load stabilization coefficient - load application at the top of the profile (equivalent to 1.2), or at the centroid of the part (equivalent to 1.0);  $\overline{\beta_T}$  is the effective stiffener coefficient of lateral bracing (which can be found in the article written Yura, 2001, for several applications); and  $E I_{eff}$  is the effective stiffness of the lateral bracing device;  $M_y$  is the resisting moment for yielding of the beam.

Therefore, as can be observed in equation 4-1, the second term inside the square root equals to the contribution of resistance that the lateral bracing adds to the critical bending moment of the beam for LTB. If the beam has no lateral bracing, the second term equals to zero, which is equivalent to the same resistant moment equation for LTB, which is presented next.

Finally, there is Lateral Torsion Buckling (LTB), which is essentially the combination of bending, twisting and warping without modification of the cross section of the beam. The focus of this thesis is in this last case of instability, which will adopt as synonyms of the LTB, the expression “lateral instability”.

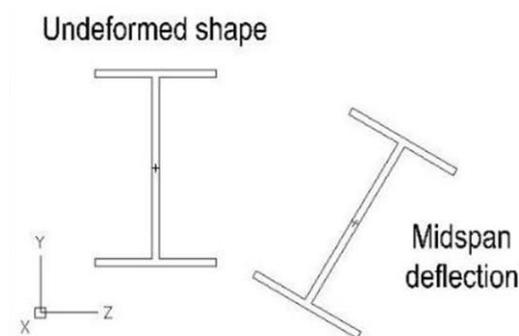


Figure 4.5 - Lateral torsional buckling model.

The lateral buckling with torsion, also called lateral instability (Bernuzzi, 2016), is ultimate limit state verified in the design slender beams. This phenomenon is associated with the twisting of the section with warpage of the section (Figure 4.6).

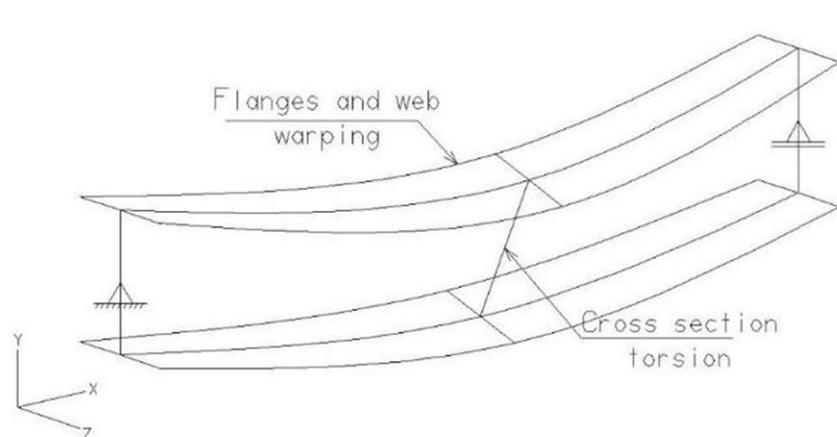


Figure 4.6 – LTB model representation.

This instability is caused by the compression component which acts, in the case of the beam shown in Figure 4.6, on the top flange, while the tensile force component acts on the bottom flange. This field of forces causes instability which is partially prevented by the bottom flange – that acts like a restrain - which tends to cause twisting (Bernuzzi, 2016). Standards and Specifications consider LTB as the ultimate limit state in bending of metal beams, when verification is necessary. Figure 4.7 illustrates the design and verification curve of steel beam for bending. In the case of instability, slender beams ( $\lambda > \lambda_r$ ) should have critical moments verified.

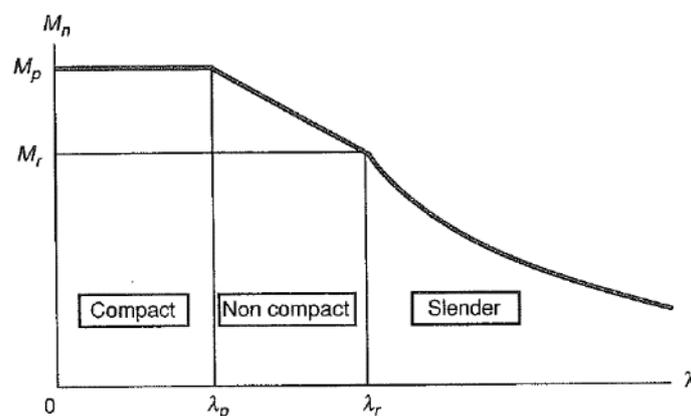


Figure 4.7 - Variation of the nominal resistant moment of I or H beams, loaded in the plane of the web (Galambos, 1996).

Due to the presence of both lateral and torsional deformations, a rigorous approach is too complex and, therefore, some simplifications are made for the possibility of developing equations that can be used in design. The verification of LTB essentially consists in the evaluation of maximum moments, section geometric properties, support and restriction

conditions, loading arrangement, flexion and shear center. According to Bernuzzi (2016), loading at the top flange has a destabilizing character, which potentiates the phenomenon, whilst loading at the bottom flange has a stabilizing character in the response of the beam to flexure. A general formulation presented by this author is indicated in 4-2:

$$M_{cr,u} = C_b \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2}} \left\{ \sqrt{GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(k_w L)^2} + \left[ \frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_w L)^2}} \right]^2} + \frac{\beta_y}{2} \sqrt{\frac{\pi^2 E I_z}{(k_w L)^2}} \right\} \quad (4-2)$$

Which:

$$\beta_y = 2z_s - \frac{1}{I_y} \int_A (y^2 z + z^3) dA \quad (4-3)$$

$C_b$  is the modifying factor for the non-uniform bending moment diagram for the unbraced length. If the beam is restricted laterally, adopt  $C_b = 1,00$ ;  $C_w$  is the cross-sectional warping constant;  $E$  is the steel Young's Module;  $G$  is the shear module;  $I_z$  is the moment of lesser inertia of the beam, considering the global axis in figure 4.6;  $I_y$  is the moment of inertia of the cross section with respect to the axis of symmetry;  $J$  is the cross section torsion constant;  $k_w$  and  $k_z$  are the lateral and support restriction coefficients, respectively;  $L$  is the beam length (which  $L_b = k_z L$ );  $M_{cr}$  is the elastic buckling moment;  $\beta_y$  is the Wagner coefficient, which considers the beam symmetry in the two axes of its cross-section;  $z_s$  is the distance between the flexure and shear centers.

Finally, the general equation for instability presented by Bernuzzi (2016) is very similar to the formulation developed by Silva (1992) in his thesis. Next, the equations of the critical moment of Brazilian, European and American standards are presented.

## 4.2 STANDARDIZATION OF LTB FOR FIRE DESIGN

### 4.2.1 Brazilian Standard (NBR 14323:2013 and NBR8800:2008)

With respect to the lateral torsion buckling verification, both NBR 14323: 2013 and NBR8800: 2008 present the following equations for the determination of the resistant moment of beams:

$$M_{fi,Rd} = \kappa \chi_{fi} k_{y,\theta} M_{pl} ; \text{ when } \lambda > \lambda_{r,fi} \quad (4-4)$$

Where:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}} \quad (4-5)$$

$$\varphi_{0,fi} = 0.5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2) \quad (4-6)$$

$$\alpha = 0.022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad ; \quad \lambda_{0,fi} = \sqrt{\frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{k_{E,\theta} M_{cr}}} \quad (4-7)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0.039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} \quad (4-8)$$

And according with the Annex G of NBR 8800: 2008, the following are:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad \text{e} \quad \lambda_p = 1.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (4-9)$$

$$\lambda_r = \frac{1.38 \sqrt{I_y J}}{r_y \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{\left(1 + 27 \frac{C_w \beta_1^2}{I_y}\right)}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_y) W}{E J} \quad (4-10)$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} \text{ for I sections} \quad (4-11)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0 \quad (4-12)$$

Where  $C_b$  is the modifying factor for a non-uniform bending moment diagram, considering unbraced length. If the part is restricted laterally, adopt  $C_b = 1,00$ ;  $C_w$  is the

cross-sectional warping constant;  $E$  is the steel Young's module;  $f_y$  is the steel yielding stress;  $I_y$  is the moment of inertia of the cross section in relation to the axis of symmetry;  $J$  is the torsional constant of the cross section;  $k_{y,\theta}$  is the steel yielding resistance factor at temperature  $\theta_a$  according to Table 3.1;  $k_{E,\theta}$  is the steel Young's module reduction factor at temperature  $\theta_a$  according to Table 3.1;  $\lambda$  is the beam slenderness;  $\lambda_r$  is a slenderness parameter corresponding to the beginning of the yielding, and  $\lambda_{r,fi} = 0.85\lambda_r$ ;  $\lambda_p$  is a slenderness parameter corresponding to the steel plastification,  $\lambda_{p,fi} = 0.85\lambda_p$ ;  $L_b$  is the beam unbraced length;  $M_r = (f_y - \sigma_r)W$ ;  $M_{cr}$  is the critical bending moment;  $M_{pl}$  is the bending moment of the cross section plastification, equal to the product of the plastic resistance modulus by the yielding stress:  $M_{pl} = Zf_y$ ;  $M_{max}$  is the calculated value of the maximum bending moment (in module) considering unbraced beam length;  $M_A$  is the calculated value of the bending moment (in module) in the section lying one-fourth of the unbraced length measured from the end of the beam to the right;  $M_B$  is the calculated value of the bending moment (in module) in the section lying two-quarter of the beam (in the center) of the unbraced length measured from the end of the beam to the right;  $M_C$  is the calculated value of the bending moment (in module) in the section lying three quarters of the unbraced length measured from the end of the beam to the right;  $\sigma_r$  is the residual stress of the steel, equivalent to 30% of  $f_y$ ;  $W$  is the minimum elastic resisting modulus of the cross-section with respect to the bending axis;  $\kappa$  is the correction factor for the non-uniform temperature in the cross section, whose value is given by:

- $\kappa = 1$ ; for beam with all four exposed sides;
- $\kappa = 1,15$  ; for a beam enclosed by fire protection material, with three exposed sides, with a concrete slab or steel-shaped slab incorporated into the fourth side;
- $\kappa = 1,4$  ; for a beam with three exposed sides, a concrete slab or steel-shaped slab incorporated into the fourth side;

#### 4.2.2 European Standard (Eurocode 3 - ENV 1993-1-2)

The Eurocode presents equations for LTB verification of slender beams, which are very similar to the equations presented by the Brazilian Standard, or vice versa:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \frac{1}{\gamma_{M,fi} (k_1 k_2)} \chi_{LT,mod} k_{y,\theta} W_{pl,y} f_y ; \text{ when } \lambda > \lambda_{r,fi} \quad (4-13)$$

Where:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT,fi}}{f} \quad (4-14)$$

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\Phi_{LT,\theta} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} \quad (4-15)$$

$$f = 1 - 0.5 (1 - k_c) \left[ 1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] < 1.0 \quad (4-16)$$

$$\Phi_{LT,\theta} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT,\theta} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right] \quad (4-17)$$

$$\alpha = 0.65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ , } f_y \text{ em MPa ; } \bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \text{ ; } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (4-18)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} + \frac{L_b^2 G J}{\pi^2 E I_y}} \quad (4-19)$$

Where  $C_b$  is the modifying factor for a non-uniform bending moment diagram, considering unbraced length. If the part is restricted laterally, adopt  $C_b = 1,00$ ;  $C_w$  is the cross-sectional warping constant;  $E$  is the steel Young's module;  $f_y$  is the steel yielding stress;  $I_y$  is the moment of inertia of the cross section in relation to the axis of symmetry;  $J$  is the torsional constant of the cross section;  $k_{y,\theta}$  is the steel yielding resistance factor at temperature  $\theta_a$  according to Table 3.1;  $k_{E,\theta}$  is the steel Young's module reduction factor at temperature  $\theta_a$  according to Table 3.1;  $L_b$  is the beam unbraced length;  $M_{cr}$  is the critical bending moment;  $M_{pl}$  is the bending moment of the cross section plastification, equal to the product of the plastic resistance modulus by the yielding stress:  $M_{pl} = Z f_y$ ;  $W_{pl,y}$  is the plastic resistance modulus of the cross-section of the beam in relation to the bending axis, and the acronym  $Z$  to indicate the plastic resistance module in the Brazilian standard;  $\gamma_{M,fi}$  is a partial factor that considers the properties of the material during fire, varying according to the Standard of each country in the European

Union, adopted by the designers as 1.05 (Bernuzzi, 2016);  $\beta$  is the coefficient determined by Vila Real for calibration of the buckling curves of the beam (adopted as 0.75 in this work – a more conservative value);  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  is the coefficient of section type, determined by Vila Real (adopt as 0.4 for sections I and H);  $k_1$  is the coefficient of adjustment for non-uniformity of the steel temperature (adopt 0.85 for 3 exposed sides, with slab at the top of the beam);  $k_2$  is the coefficient of classification for the degrees of freedom of the beam (for statically determined beams, adopt as 1.0); and  $k_c$  is the coefficient of adjustment of the bending moment considering the type of lateral bracing of the beam (1.0 being for constant moment, 0.94 for distributed load, and 0.86 for concentrated load in the middle of the span – all cases without lateral bracing).

### 4.2.3 American Standard (AISC 360-10)

The verification of the resistance moment for LTB can be determined by the following equations, according to the Specification for Structural Steel Building (ANSI / AISC 360-10):

$$L_b < L_r(T) \Rightarrow M_n(T) = C_b \left\{ M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[ 1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right\} \quad (4-20)$$

$$L_b > L_r(T) \Rightarrow M_n(T) = F_{cr}(T) S_x = M_{cr}(T) \quad (4-21)$$

Where:

$$F_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E}{(L_b/r_{st})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left( \frac{L_b}{r_{st}} \right)^2} \quad (4-22)$$

$$L_r(T) = 1.95 r_{ts} \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left( \frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{F_L(T)}{E(T)} \right)^2}} \quad (4-23)$$

$$M_r(T) = S_x F_L(T) \quad (4-24)$$

$$F_L(T) = F_y (k_p - 0.3k_y) \quad (4-25)$$

$$M_p(T) = Z_x F_y(T) \quad (4-26)$$

$$c_x = 0.6 + \frac{T}{250} \leq 3,0 \text{ e} \quad (4-27)$$

$$r_{st}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = \frac{I_y h_0}{2 S_x} \quad (\text{for double symmetry I beams}) \quad (4-28)$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4} \quad (\text{for double symmetry I beams}) \quad (4-29)$$

Or simply:

$$M_{cr}(T) = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E(T) I_y G(T) J + \left( \frac{\pi E(T)}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (4-30)$$

Where  $E(T)$  is the Young's modulus of the steel as a function of temperature  $T$ ;  $F_{cr}(T)$  is the critical buckling stress of the steel as a function of temperature  $T$ ;  $F_y$  is the yield stress of the steel at room temperature;  $G(T)$  is the cross section shear modulus as a function of temperature  $T$ ;  $h_0$  is the distance between the centroids of the flanges;  $I_y$  is the lesser moment of inertia of the cross section in relation to the axis of symmetry;  $J$  is the torsional constant of the cross section;  $k_p$  is the steel proportionality reduction factor as a function of temperature, indicated in Table 3.2;  $k_y$  is the steel Young's module reduction factor as a function of temperature, indicated in Table 3.2;  $M_n(T)$  is the nominal resistant moment as a function of temperature  $T$ ;  $M_p(T)$  is the cross-section bending moment of plastification, as a function of temperature  $T$ ;  $c$  equals one unit for beams with double symmetry;  $S_x$  is the elastic resistance modulus of the cross-section of the beam in relation to the bending axis, and the acronym  $W$  is used to indicate the elastic resistance modulus in the Brazilian standard;  $Z_x$  is the plastic resistance modulus of the beam cross-section with respect to the bending axis;

When the previous standards are compared, there is good agreement between them. For instance, considering a beam profile VS 200 x 25 with unbraced length of 7.0 meters, its resisting moment, calculated in the case of a simple supported beam with a constant

moment in its section ( $c_b = 1$ ) in KNm, the results from these standards are shown in table 4.1:

Table 4.1 - Comparison of resisting moments according to current standards.

Standard	Mcr (KNm)
NBR 14323:2013	24.880
ENV 1993 1-2	25.590
AISC 360/10	28.016

The proximity between Eurocode and NBR is notable (due to its similar formulation, and that the NBR was based on the Eurocode) while the average between them and the AISC value is 10% - for this example (situation observed by Takagi, 2007).

All previous standards admit that after the heat transfer between hot gases and structural parts, their verification can be made by considering an uniform temperature distribution along their cross-section. This, however, is not what happens during a fire event as identified by the authors cited in 1.3 and 1.4. The Brazilian standard, in addition, adopts the factor  $\kappa$  to correct the phenomenon of non-uniformity of temperature distribution.

Despite this, standards identify that simplified thermal analysis can be replaced by more complex models of investigation, called “advanced calculation methods”, as long as based scientifically. Thus, designers can perform an analysis closer to the reality of the physical problem.

The non-standardization of advanced calculation models for the thermal-mechanic problem is understandable because of the high complexity of phenomenon - heat transfer and non-linear response of the structure. Other problems intrinsic to structural failure during a fire - such as large deformations, geometric and material non-linearity - make it difficult to elaborate analytical models, which are usually based on small deformations, elastic-linear models, among other modest assumptions.

This reason infers the use of numerical models, such as the finite element method, which allow a more appropriate analysis of the thermo-mechanical problem. This subject will be dealt with in the chapter 6.

Finally, the research line initiated by the PECC (cited in item 1.4) developed analytical formulas which determine steel I beams resisting moment under fire conditions. These formulas are presented in the next chapter.

## 5. ANALYTICAL FORMULATION OF LATERAL BEAM INSTABILITY

With the previous knowledge of the instability phenomenon in simply supported beams (as indicated in Figure 4.6), it is noticed that the mechanical performance of the I beam top flange is primordial for the stability of the beam. In addition, previous research has indicated the high non-uniformity of the temperature distribution in the beam cross-section, especially when the profile supports a massive slab of concrete, creating a different rate of depreciation throughout the beam cross section.

Therefore, the work developed by the PECC proposed the separation of the geometric and, consequently, mechanical properties of the different parts of the profile, during the critical moment analysis. The development of these formulations is considered innovative and as presented previously, the standardization of the resistant moment calculation for LTB considers the geometry of the entire cross-section. In order to separate these properties ( $E$ ,  $I$ ,  $C_w$  and  $J$ ) between the cross-section parts (flanges and web), formulations were sought that better portrayed the uneven heating of the cross section, and consequently a better understanding of the mechanical response of the beam in a fire event. Recalling that the author Yin (2003) proposed the separation of the flanges Young's modulus in determining the capacity of the profiles, however his results were not suitable for the structure response when considering high thermal gradients. According to this, the formulations mentioned are presented below:

### 5.1 NUNES (2005)

Nunes was the first author from the PECC to develop a critical moment formulation on simply supported beams subjected to pure bending subjected to fire. The critical moment equation was obtained by the energy method and has a closed solution. It was innovative because it considers the separation of inertia and Young's modulus at the I-beam flanges to be calculate separately in the resisting moment - a situation that would be better indicated in the thermal analysis associated with the LTB due to the unequal depreciation of the beam cross-section. None of the authors mentioned in item 1.3 developed a

formulation such as from Nunes, making him a pioneer in LTB analysis for I beams subjected to fire. The critical moment equation can be observed in equation 5-1:

$$M_{cr,\theta} = \frac{\pi^2 h}{2L_b^2} \left[ (E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2) + \sqrt{(E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2)^2 + \frac{4L^2 (E_{1,\theta} I_1 - E_{2,\theta} I_2)}{\pi^2 h} \sum_{i=1}^2 E_{i,\theta} C_i} \right] \quad (5-1)$$

And if  $E_1 = E_2 = E$  and  $I_1 = I_2 = I$ , there is:

$$M_{cr} = \frac{E_{\theta} \pi^2}{L_b^2} \sqrt{\frac{I h^2}{4} + CI \frac{L_b^2}{\pi^2}} \quad (5-2)$$

Where  $E_{1,\theta}$  is the Young's modulus of the top flange as a function of the steel temperature  $\theta_a$ ;  $E_{2,\theta}$  is the Young's modulus of the bottom flange as a function of the steel temperature  $\theta_a$ ;  $I_1$  and  $I_2$  are the inertia of the top and bottom flanges, respectively;

## 5.2 CAMPÊLO (2008)

Campêlo was the second author from the PECC to develop a critical moment formulation from simply supported I beams, subjected to a concentrated load in the middle of the span, subjected to fire. The critical moment equation was obtained by the energy method and also has a closed solution. She maintained the theoretical basis of the unequal depreciation of the profile, and her equation also considers different inertias and Young's modulus in determining the critical moment, which can be observed in equation 5-3:

$$\begin{aligned}
M_{cr,\theta} & \quad (5-3) \\
&= \frac{12 \pi^2}{L_b^2 (6 + \pi^2)} \left\{ [E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}]^2 + \left[ \frac{L_b^2 (6 + \pi^2)}{48} \right] \left[ \sum_{i=1}^2 E_{i,\theta} C_i + \frac{E_{1,\theta} I_1 E_{2,\theta} I_2 h^2 \pi^2}{L_b^2} \right]} \right\}
\end{aligned}$$

And if  $E_1 = E_2 = E$  and  $I_1 = I_2 = I$ , there is:

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= \frac{6 \pi^2 (E_{\theta} I)_{total}}{L_b^2 (6 + \pi^2)} \left\{ [h - 2f] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[h - 2f]^2 + \left[ \frac{L_b^2 (6 + \pi^2)}{48} \right] \left[ \frac{4C}{(I)_{total}} + \frac{h^2 \pi^2}{L_b^2} \right]} \right\} \quad (5-4)
\end{aligned}$$

### 5.3 RODRIGUES (2013)

Rodrigues was the last author from the PECC to develop a critical load formulation for simply supported I beams subjected to uniform load and fire. The critical moment equation was obtained by the energy method and also has a closed solution. She maintained the theoretical foundation of the unequal depreciation of the profile, and her equation also considers different inertias and Young's modulus in determining the critical moment, which can be observed in equation 5-5:

$$\begin{aligned}
M_{cr,\theta} & \quad (5-5) \\
&= \frac{15 \pi^4}{2L_b^2 (\pi^4 + 45)} \left\{ [E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}] \right. \\
&+ \left. \sqrt{[E_{1,\theta} I_1 h - f(E_{\theta} I)_{total}]^2 + \left[ \frac{(\pi^4 + 45)}{30} \right] \left[ E_{1,\theta} I_1 E_{2,\theta} I_2 h^2 + \frac{L_b^2 (E_{\theta} I)_{total}}{\pi^2} \sum_{i=1}^2 E_i C_i \right]} \right\}
\end{aligned}$$

And if  $E_1 = E_2 = E$  and  $I_1 = I_2 = I$ , there is:

$$M_{cr} = \frac{15 \pi^4 (E_{\theta} I)_{total}}{4L_b^2 (\pi^4 + 45)} \left\{ (h - 2f) + \sqrt{(h - 2f)^2 + \left[ \frac{(\pi^4 + 45)}{30} \right] \left[ h^2 + \frac{4L_b^2 C}{\pi^2 (I)_{total}} \right]} \right\} \quad (5-6)$$

Additionally, in her study, Rodrigues (2013) compared the results of all previous equations with their proper adjustments and recommendations and concluded that there is great agreement and coherence between the analytical formulas LTB in steel I beams under fire. The author also considered the impact of the insulation determining the critical load and their results indicated the need to update the Brazilian standard.

#### 5.4 SILVA (1992)

To conclude, it is important to mention the author Silva (1992) for his contributions in this area of study. Although his formulation does not separate the beam flanges in the analysis, it considers the support constraints and local of load application. Silva therefore developed a formulation for a general case of I-beams for the determination of the critical moment for LTB, which closely resembles equation 4-1. In his analysis, he considered unequal flanges and monosymmetric beams, and the final critical moment equation can be observed in the equation below:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E I_y}{(Kl)^2} \left[ -(C_p a + C_k k) + \sqrt{(C_p a + C_k k)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left( 1 + \frac{GI_t}{EC_w} \frac{(Kl)^2}{\pi^2} \right)} \right] \quad (5-7)$$

Which:

$$k = y_c - \frac{1}{2I_x} \int (x^2 + y^2) y dA \quad (5-8)$$

Where  $C_b$  is the coefficient associated with the diagram of bending moments;  $C_p$  is the coefficient associated with the loading position;  $C_k$  is the coefficient associated with the section monosymmetry;  $K$  is the coefficient associated with the type of support (restriction and displacements);  $k$  is the coefficient of monosymmetry, if the part is symmetrical, consider  $k = 0$ ;  $l$  is the span of the beam corresponds to the  $L_b$  adopted in this thesis;  $I_t$  is the torsional constant corresponding to  $J$  adopted in this thesis;  $C_w$  is the warping constant;  $EI_y$  which corresponds to the  $(EI)_{total}$  adopted in this thesis.  $I_x$  is the cross-section moment of total inertia, relative to the axis  $x$  local;  $A$  is the cross-sectional area;

Compared to the previous proposals, for the same case of the bi-supported beam VS200 x 25, with unbraced length of 7.0 meters and uniform moment ( $c_b = 1$ ), there is:

Table 5.1 - Comparison of resistant moments according to the authors' proposals.

Propose	Mcr (KNm)
Silva (1992)	27.143
Nunes (2005)	26.958
Campêlo (2008)	26.284
Rodrigues (2013)	25.907

Thus, the Standards and formulations proposed for the resistant moment of the beams are compared considering a fire with the following characteristics: Ventilation rate of  $0.04 \text{ m}^{1/2}$ , fire load of  $100 \text{ MJ/m}^2$ , wall factor of  $1160 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{°C}$ . And a profile with massiveness of  $239 \text{ m}^{-1}$  (considering a slab supported on the top of the beam, according to figure 3.8, without insulation material), we have the fire curve and the temperature rise of the steel indicated in figure 5.1 and table 5.2.

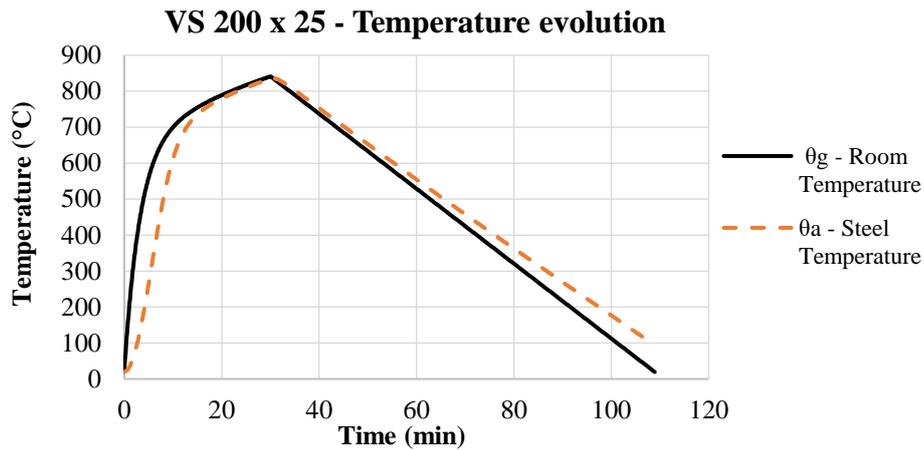


Figure 5.1 - Fire and steel temperature evolution.

Table 5.1 - Temperature distribution – Profile VS 200 x 25 (Uniform temperature)

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$ – Gas Temperature	$\theta_a$ – Uniform Steel	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
5	540	256	256	256	256
10	680	595	595	595	595
15	735	716	716	716	716
<b>20</b>	<b>769</b>	<b>760</b>	<b>760</b>	<b>760</b>	<b>760</b>
25	712	705	705	705	705
30	660	655	655	655	655
35	607	618	618	618	618
40	555	567	567	567	567
45	503	516	516	516	516
50	451	465	465	465	465
55	399	415	415	415	415
60	347	364	364	364	364
65	295	313	313	313	313
70	243	262	262	262	262
75	191	210	210	210	210
80	139	157	157	157	157
85	87	102	102	102	102
90	35	43	43	43	43
95	20	27	27	27	27

In the case of a beam supported with constant moment, with unbraced length of 7.0 meters, the following evolutions of the resistant moment of the beam considering the uniform temperature in the beam cross section, according to figure 5.2 and 5.3:

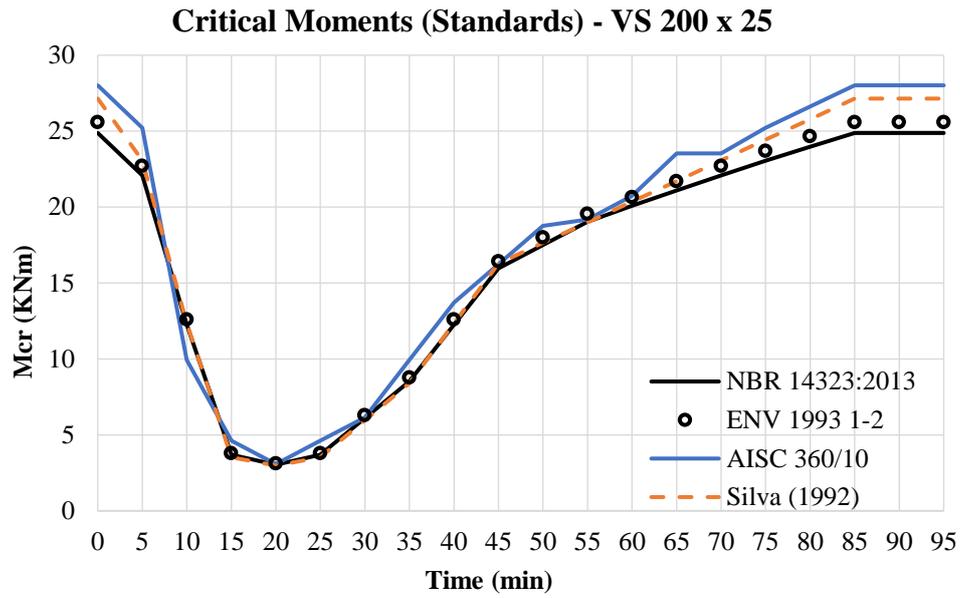


Figure 5.2 - Standards resisting moments of the beam subjected to fire.

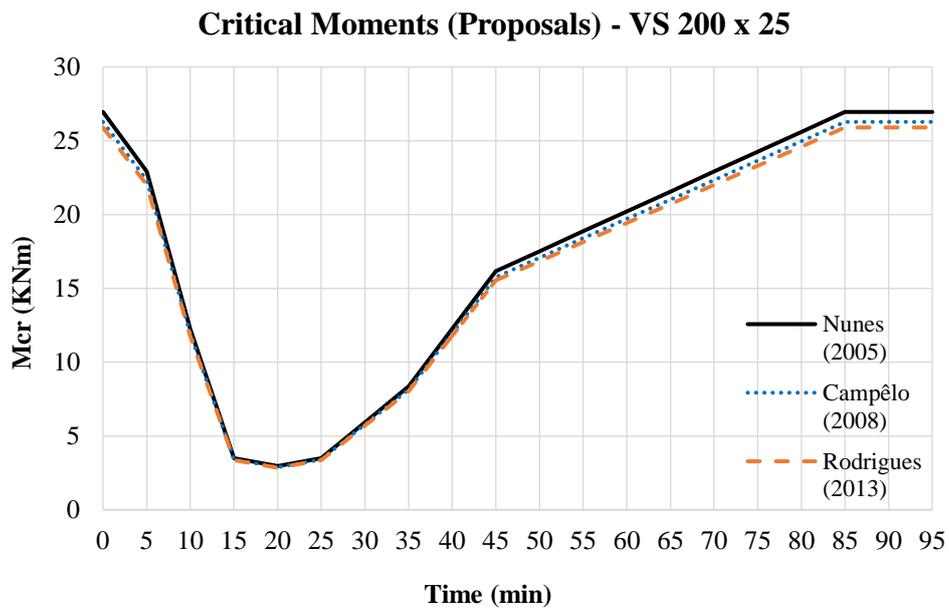


Figure 5.3 - Proposed resisting moments of the beam subjected to fire.

Table 5.2 - Standards resisting moments of the beam subjected to fire.

Time (min)	CODES					
	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b,fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)	
0	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
5	22.09	89%	22.70	89%	25.21	90%
10	12.27	49%	12.60	49%	9.95	36%
15	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%
<b>20</b>	<b>3.04</b>	<b>12%</b>	<b>3.13</b>	<b>12%</b>	<b>3.08</b>	<b>11%</b>
25	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%
30	6.12	25%	6.29	25%	6.16	22%
35	8.54	34%	8.77	34%	9.95	36%
40	12.27	49%	12.60	49%	13.73	49%
45	15.97	64%	16.42	64%	16.25	58%
50	17.51	70%	17.99	70%	18.77	67%
55	19.04	77%	19.56	76%	19.19	69%
60	20.08	81%	20.64	81%	20.73	74%
65	21.10	85%	21.69	85%	23.53	84%
70	22.09	89%	22.70	89%	23.53	84%
75	23.04	93%	23.69	93%	25.21	90%
80	23.98	96%	24.66	96%	26.62	95%
85	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
90	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%
95	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%

Table 5.3 - Proposed resisting moments of the beam subjected to fire.

FORMULATIONS							
Silva (1992)	Reduction	Nunes (2005)	Reduction	Campêlo (2008)	Reduction	Rodrigues (2013)	Reduction
M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)			
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
23.07	85%	22.91	85%	22.34	85%	22.02	85%
12.35	46%	12.27	46%	11.96	46%	11.79	46%
3.53	13%	3.50	13%	3.42	13%	3.37	13%
<b>2.99</b>	<b>11%</b>	<b>2.97</b>	<b>11%</b>	<b>2.89</b>	<b>11%</b>	<b>2.85</b>	<b>11%</b>
3.53	13%	3.50	13%	3.42	13%	3.37	13%
5.97	22%	5.93	22%	5.78	22%	5.70	22%
8.41	31%	8.36	31%	8.15	31%	8.03	31%
12.35	46%	12.27	46%	11.96	46%	11.79	46%
16.29	60%	16.18	60%	15.77	60%	15.54	60%
17.64	65%	17.52	65%	17.08	65%	16.84	65%
19.00	70%	18.87	70%	18.40	70%	18.13	70%
20.36	75%	20.22	75%	19.71	75%	19.43	75%
21.71	80%	21.57	80%	21.03	80%	20.73	80%
23.07	85%	22.91	85%	22.34	85%	22.02	85%
24.43	90%	24.26	90%	23.66	90%	23.32	90%
25.79	95%	25.61	95%	24.97	95%	24.61	95%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%
27.14	100%	26.96	100%	26.28	100%	25.91	100%

Tables 5.3 and 5.4 quantify the evolution of critical moments for each formulation presented (both by standards and by authors' proposals). The percentage of reduction of the critical moment as a function of the time of fire exposure was also measured. At time  $t = 0$  minute, where temperatures are assumed to be  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ , the resistant moment of all formulations is maximum, representing 100%. As the time progresses and the fire evolves, the temperature of the steel rises, beginning the depreciation process of the steel, and reducing the bearing capacity of the beam. At time  $t = 20$  minutes, with maximum steel temperature peak of  $760\text{ }^{\circ}\text{C}$ , all formulations indicated a considerable reduction of the critical moment, fluctuating between 11% and 13% of initial capacity, with the exception of AISC, pointing to 17% of the capacity (already observed by Takagi, 2007). After reaching the maximum temperature, after 20 minutes of exposure, the fire enters the cooling phase, with decrease of temperatures, and consequent reconstitution of the mechanical properties of the steel, which is reflected in the gain of bearing capacity through the elevation of critical moments – considering a total elastic behavior.

It can be seen, therefore, that for this example (where the steel section temperatures are considered uniformly distributed), there is a great adequacy between the proposed formulations and those prescribed by the standards.

If the temperature in the cross-section is not uniform, as discussed previously, there is a smaller reduction of the resistant moments indicated by the proposals, since the depreciation of the profile is not uniform, and different regions of the cross-section contribute to the strength of the profile. This topic is discussed in more detail in chapter 7.

## 6. NUMERICAL STUDY

This chapter presents the main tool for the determination of the solutions and results of the subsequent chapter. An introduction to the Finite Element Method is presented, followed by a description of the ABAQUS software, a computational tool used in this thesis.

### 6.1 INTRODUCTION TO FINITE LIMIT FORMULATION

Virtually every phenomenon of nature, been biological, chemical, mechanical, electromagnetic or aerospace, can be described by mathematical formulations with the help of the laws of Physics, and assumptions of Mathematics, Algebra, Differential and Integral Calculus. Therefore, a physical phenomenon can be described by mathematical equations, or also called Mathematical Models.

A physical phenomenon can be described as a problem of boundary condition using axioms and physical laws. However, a representative amount of formulations is characterized by complex domains due to a great physical and geometry interdisciplinarity. Consequently, when a mathematical problem was analyzed and studied, there was a great need for simplification in order to solve the problem analytically.

Nowadays, with the great advent of technology and computer languages, numerical simulations have gained exceptional space in the development and analysis of mathematical models, being this field of knowledge called Computational Mechanics (Reddy, 2006).

In addition, numerical simulations have been widely used both in industry - for the fabrication and design of elements in infinite applications - and in the study and calibration of mathematical models by the Academy. The acceptance of this method comes from the low operational and financial cost, good precision and agility in the development of results and good agreement with the analytical solutions. The major highlights of this process can be characterized:

- Possibility of analyzing several practical problems involving domains of high complexity, physical and material non-linearity;

- Possibility of analysis several physical characteristics of the specific problem - complex geometry, mixture of materials, and load combinations - that allow a deeper understanding of the influence of these factors on the physical phenomenon;
- Possibility to investigate a given boundary condition problem, including all features in the model, without worrying about the exact solution of the problem;
- Productivity, optimization and efficiency have been notable results in the development of products – even on industrial scale due to the advent of numerical methods - and their implementation in the daily life of engineers for various practical problems solutions.

In essence, a numerical simulation is the resolution of a boundary value problem of Continuous Mechanics. This is possible due to the domain discretization, through a set of algebraic equations, and the subsequent determination of the approximate solution by a mathematical method. Usually the resolution of the system of equations is made by a matrix method through a computational code. At present, numerical analysis methods available in the literature are: Finite Element Method, Finite Differences Method, Contour Element Method, and Meshless Method - which is still in development. This research intends on the application of the Finite Element Method.

The finite element method (FEM) was initially developed to solve problems of structural mechanics, but it was realized that it could be used with equal efficiency in the search for solutions to other physical, engineering and mathematical problems. As stated earlier, the resolution of a numerical problem consists of solving systems of algebraic equations in a discrete domain. In the case of FEM, this domain consists of the characterization the boundary of the problem through a mesh - the subdivision of the domain - with the imposition of the boundary conditions - initial temperatures, conditions of constraints in the supports, geometric properties, thermal properties, physical properties, loading types, etc. This mesh is formed by finite elements of different geometries - linear, rectangular, triangular - in different spaces - 1D, 2D or 3D - depending on the application and complexity of the phenomenon to be analyzed. The solution approximation of the boundary problem condition is closely related to density of the discretized mesh. Intuitively, the higher the mesh density, the better the approximation. However, higher

computational time and cost is required, whereas the lower the mesh density, the less approximate solution will be, with a reduction in computational time and cost.

Thus, the solution of the system of equations is composed of displacements and deformations fields, stress and temperature nodes, among several others, which are stored and analyzed after a routine. The determination of the results is closely linked to the quality of the computational code implemented, being this the main objective of the engineer who performs the analysis. Many implemented codes have incoherent results due to the inadequate insertion of the boundary conditions, or the unsuitable selection of parametric elements for a certain physical problem, or even the quality of the discretized mesh. Therefore, it is necessary to understand these factors in the computational code.

Regarding this theme, this research opted for the selection of the ABAQUS program, based on MEF, to solve the physical problem studied - thermomechanical analysis. Due to this, a brief description of the software is presented next.

## **6.2 SOFTWARE ABAQUS**

ABAQUS Incorporation was founded in 1978 by Dr. David Hibbitt, Dr. Bengt Karlsson and Dr. Paul Sorensen, and was originally named Hibbitt, Karlsson and Sorensen (HKS). Subsequently, with the acquisition of the company by the DASSAULT SYSTEMES group in 2005, the company was renamed ABAQUS Inc.

The first software versions for mechanical analysis were legally sold in 1994, beginning with version 5.4. Since that time, new system updates have been released and currently the latest version is the 2017 version (released in 2016).

The new ABAQUS updates have incorporated several tools, and it is one of the most complete mechanical analysis software; static or dynamic, thermal, static or transient; and electromagnetic. It also has tools for analysis of fracture mechanics, material rheology, fluid mechanics, physical and geometric non-linearity problems, among others. Commercially, ABAQUS's contemporaneous software is ANSYS, and it is perceived that the latter is more widely used by industry, while the former is more widely used in

academic applications. Both packages are well complete, and the two can be used to analyze the present research.

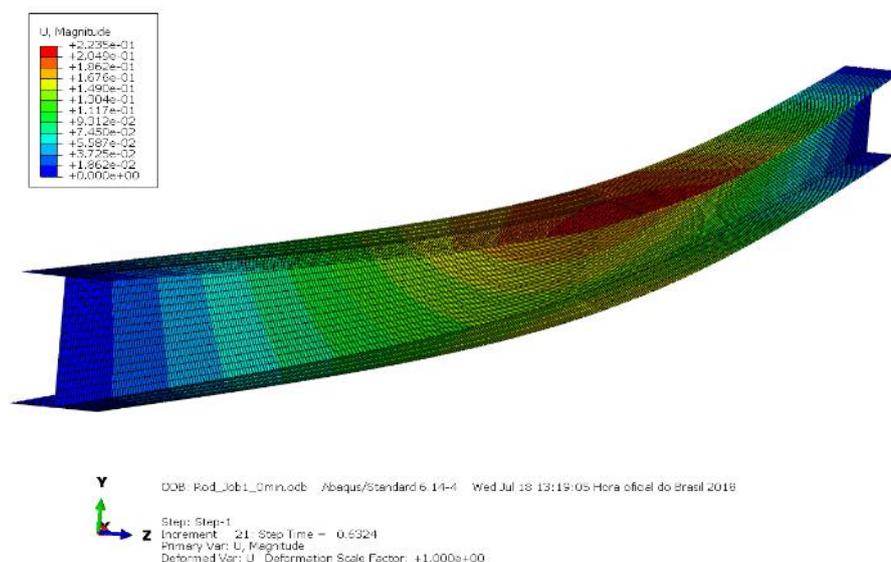


Figure 6.1 - Illustration of a type I beam by ABAQUS software.

A very important characteristic to be mentioned about ABAQUS is related to the input code - the information of the boundary conditions of the analyzed problem. ABAQUS does not have a specific unit system (in KN or Kip, in meters or inches), but rather coherent units, so the initial data must be entered with unit agreement. The professional who is performing the analysis should be consists of inserting this initial information. ABAQUS provides unit tables where the simulation author must consistently follow in order to obtain logical results. Therefore, the units that will be presented in this thesis are all based on Kilo-Newtons, meters, seconds and ° C (SI System). More details about software and its features are presented in the next topic.

### 6.3 NUMERICAL MODEL FEATURES

Due to the complexity of the computational code developed by ABAQUS software, with CAD interface, the main features, premises and operations that allow to elaborate the numerical model are presented.

As mentioned in the State of Art, thermomechanical analysis can be performed in some ways, and the one performed in this work was done in two stages: thermal analysis

(profile heating), and; mechanical analysis (where the temperatures from the previous step are inserted into the beams and loaded). Once the profile has its properties depreciated, at a given time  $T_i$ , the load was inserted, and the profile response was computed for that instance. This procedure was performed by Bailey (1995), Vila Real (2002) and Takagi (2007).

For the first step, a two-dimensional model was made, with shell elements, where only thermal loads were inserted for the simulation of the heat transfer. The boundary conditions of the problem are only the temperatures of the fire curves, the thermal and geometric properties. The results of the simulations are collected, in terms of nodal temperatures, which are evaluated and then inserted into the three-dimensional model for thermomechanical analysis, as prescribed temperatures (in a simplification process).

The thermomechanical analysis, then, is performed for each fire evolution moment - application of the temperatures in the cross-section (of the flanges and the web), and load application. The results are stored for the calculation of the critical moment, and the same procedure is done for the next instant, making it possible to trace the evolution curve of the critical moments of the beam, for those characteristics of the fire. The 3D model is made with shell elements, without the discretization of the slab (since only the responses of the profiles are of interest for this research), with specific loading and support conditions for each case. The analysis of the beams is made considering the effects of geometric and material non-linearity, a subject that will be further explored in the next chapter.

## **7. NUMERICAL MODEL**

This chapter is divided into two parts; the first one that addresses the thermal problem and the localized modification of the properties of the steel in the beam cross-section; and the second part that explains the mechanical behavior of the numerical model. Boundary conditions, thermal and mechanical properties, as well as numerical characteristics are discussed in detail.

### **7.1 THERMAL ANALYSIS**

The thermal analysis was performed according to NBR 12323: 2013, that recommends the use of the Eurocode 3 fire curves, in which the temperatures of gases as a function of time within a compartment are determined. Subsequently, the steel section temperature increase is determined using the convection and radiation heat flux equations presented in Chapter 2. In this last step, the temperature of the steel beam cross-section is considered uniform - even though the item A.2.1.11 of the standard recommends dividing the section regions to be analyzed separately. This assumption - widely discussed and analyzed in the researches conducted in the PECC - does not treat realistically the temperature distributions along the length and the cross-section of the beam, a problem detected by other authors, commented in the State of the Art of this thesis.

Not differently, a simplified cross-section temperature assessment was adopted according to previous authors – Nunes (2005), Campêlo (2008) and Rodrigues (2013) - evaluating two-dimensional evolution of temperatures in different parts of the profile section. The model consisted in discretizing a steel beam with a 10 cm thick slab, and the behavior gas temperatures were introduced in a transient analysis. Finally, the temperatures of some nodes were collected and evaluated.

The reached temperatures of each simulated beam, however, are presented considering the characteristics of each fire type, indicated in Table 7.1, as well as the geometric characteristics indicated in Table 7.2.

Table 7.1 - Profiles adopted for fire application.

Author	Thermal Load MJ/m <sup>2</sup>	Ventilation rate m <sup>1</sup> /2	Fire Curve	Section Selected
Nunes (2005)	100	0,04	Inc 1-1	VS 200 x 25
	200	0,08	Inc 1-2	VS 850 x 188
	250	0,12	Inc 1-3	CVS 1000 x 464
Campêlo (2008)	300	0,04	Inc 2-1	CVS 300 x 113
	600	0,08	Inc 2-2	CVS 500 x 250
	700	0,12	Inc 2-3	CVS 600 x 292
	700	0,12		CVS 700 x 166
Rodrigues (2013)	300	0,04	Inc 3-1	CVS 300 x 85
	500	0,08	Inc 3-2	VS 400 x 68 VS 550 x 88
	600	0,12	Inc 3-3	CVS 600 x 210

Table 7.2 - Geometric properties of selected profiles.

Beam Section	Alt	Lb	Web		Top Flange		Bottom Flange		Massiveness (u/A) 1/m
	D		tw	hw	tf1	bf1	tf2	bf2	
	mm	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
VS 200 x 25	200	7	4.75	181	9.5	120	9.5	120	239.0
VS 850 x 188	850	15	8	800	25	350	25	350	114.4
CVS 1000 x 464	1000	30	19	937	31.5	700	31.5	700	65.6
CVC 300 x 113	300	22	12.5	255.2	22.4	250	22.4	250	92.1
CVC 500 x 250	500	26	22.4	437	31.5	350	31.5	350	63.0
CVS 600 x 292	600	25	22.4	537	31.5	400	31.5	400	63.3
CVS 700 x 166	700	30	8	650	25	320	25	320	110.6
CVS 300 x 85	300	15	12.5	262	19	200	19	200	108.0
VS 400 x 68	400	10	6.3	368	16	200	16	200	159.1
VS 550 x 88	550	12	6.3	518	16	250	16	250	163.1
CVS 600 x 210	600	20	16	555.2	22.4	400	22.4	400	88.3

Where D is the height of the beam; Lb is the unbraced length; tw is the thickness of the web; hw is the height of the web; tf1 is the thickness of the top flange; bf1 is the length

of the top flange;  $tf_2$  is the thickness of the bottom flange;  $bf_2$  is the length of the bottom flange; and  $(u / A)$  is the profile massiveness, determined according to figure 3.8.

All authors adopted the same ventilation rates ( $0.04, 0.08$  and  $0,12 \text{ m}^2$ ) according to the recommendations of the standards (mentioned in chapter 2), and different fire loads, varying between  $100$  and  $700 \text{ MJ/m}^2$ . The results of the temperatures of the gases in the compartments of each fire are indicated in Table 7.3 and illustrated in figures 7.1 to 7.3. It is important to remember that all the authors of the PECC, in their analyzes, assumed a wall factor  $b = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$ , as mentioned in Chapter 2.

Table 7.3 - Gas temperature according to the characteristic of each fire.

t (min)	Inc 1-1	Inc 1-2	Inc 1-3	Inc 2-1	Inc 2-2	Inc 2-3	Inc 3-1	Inc 3-2	Inc 3-3
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20
5	540	769	880	540	769	880	540	769	880
10	680	862	986	680	862	986	680	862	986
15	735	924	<b>1045</b>	735	924	1045	735	924	1045
20	<b>769</b>	<b>968</b>	905	769	968	1088	769	968	1088
25	712	812	717	797	1001	1122	797	1001	1122
30	660	671	530	821	1028	1150	821	1028	1150
35	607	529	342	843	1051	1175	843	1051	1175
40	555	387	155	862	1070	1196	862	1070	<b>1196</b>
45	503	246	20	880	1088	<b>1214</b>	880	1088	971
50	451	104		896	1104	1045	896	<b>1104</b>	783
55	399	20		911	1118	857	911	999	596
60	347			<b>924</b>	<b>1132</b>	670	<b>924</b>	916	408
65	295			869	1023	482	869	833	221
70	243			827	940	295	827	749	33
75	191			785	857	107	785	666	20
80	139			743	773	20	743	583	
85	87			701	690		701	499	
90	35			658	607		658	416	
95	20			616	523		616	333	
100				574	440		574	249	
105				532	357		532	166	
110				490	273		490	83	
115				447	190		447	20	
120				405	107		405		
125				363	23		363		
130				321	20		321		
135				279			279		
140				236			236		
145				194			194		
150				152			152		
155				110			110		
160				68			68		
165				59			59		
170				51			51		
175				42			42		
180				34			34		
185				26			26		
190				20			20		

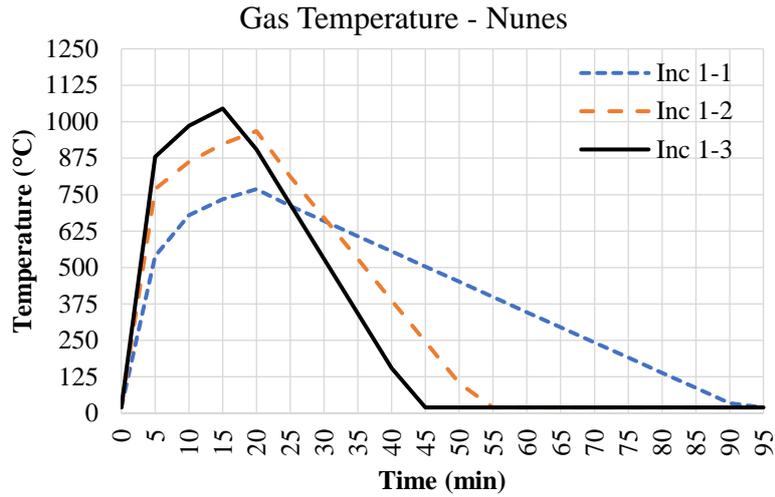


Figure 7.1 - Temperature of gases for fires to validate Nunes' proposal.

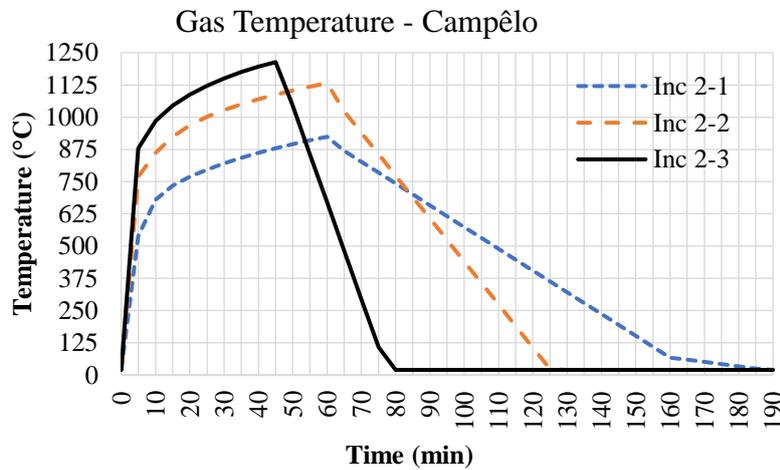


Figure 7.2 - Temperature of gases for fires to validate Campêlo's proposal.

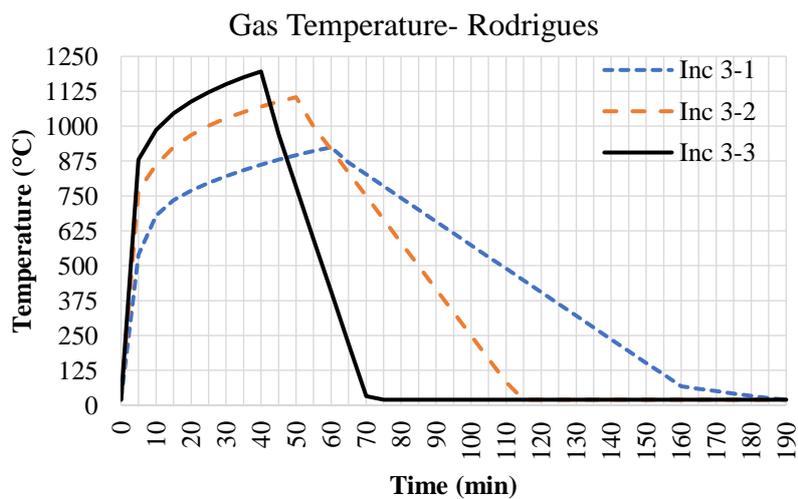


Figure 7.3 - Temperature of gases to validate Rodrigues' proposal.

Associating the characteristics of each fire, indicated by table 7.2, and observing figures 7.1 to 7.3, based on the natural fire curve, it is possible to infer, for the applications showed, that:

1. The increase in the fire load produces an increase in the maximum temperatures reached within the compartment;
2. The increase in fire load prolongs the total duration of the fire;
3. The increase in ventilation rate reduces the duration of the fire;
4. When the fire load is maintained, and the rate of ventilation is increased, there is a small increase in temperature with a reduction in fire time.

These temperature curves, therefore, are defined as natural boundary conditions, and are inserted into the numerical model as prescribed temperatures in the numerical heat transfer simulation. Thus, it is possible to understand how the distribution of these temperatures occurs along the cross-section of the steel beam, considering the contact with a concrete solid slab of 10 cm thickness, according to figure 7.4:

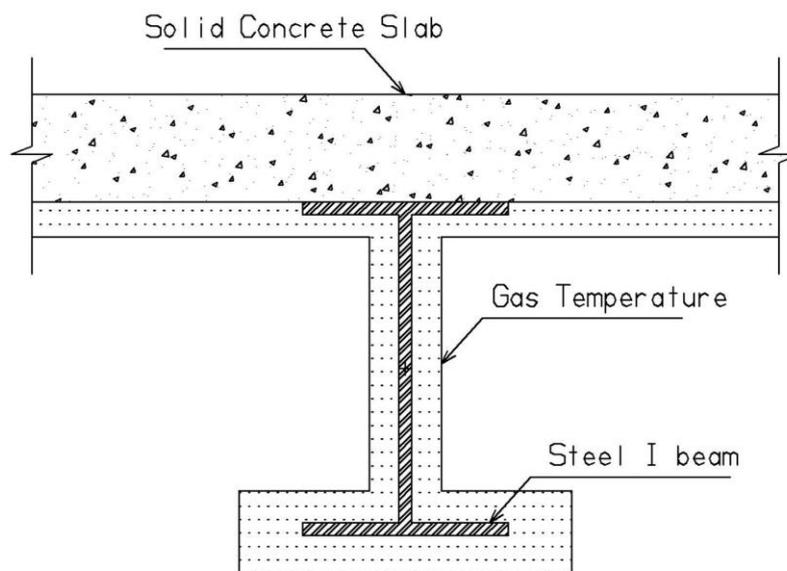


Figure 7.4 - Idealization of the heat transfer analysis conditions.

The discretization of the domain was determined by the division of the beam and the slab by elements of 2.5 mm length, for the application of heat transfer problems, called by ABAQUS of “DC2D4 - A 4 node linear heat transfer quadrilateral element quadrangular, 4 nodes”. This selection provided a great mesh density, indicated in figure 7.5, without decreasing the efficiency of the computational code.

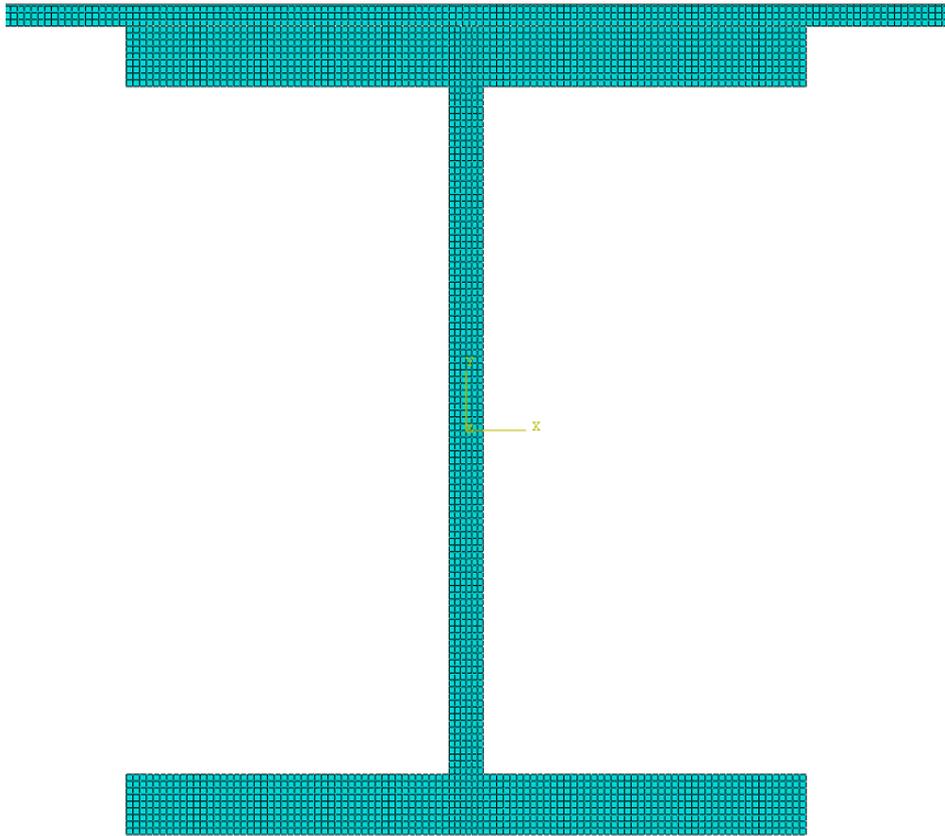


Figure 7.5 – Subdivision of the thermal problem.

The analysis consisted in inserting in ABAQUS the table of evolution of the temperatures (or fire curves) in the boundary of the elements. Convective and radiative interaction conditions were inserted, where the regions of the slab and profile that were immersed in the heated gases of the fire (indicated in figure 7.6), whereas the compartment superior to this one (where it is understood that there was no exposure to the fire), had prescribed temperatures of 20 ° C (indicated in figure 7.7).

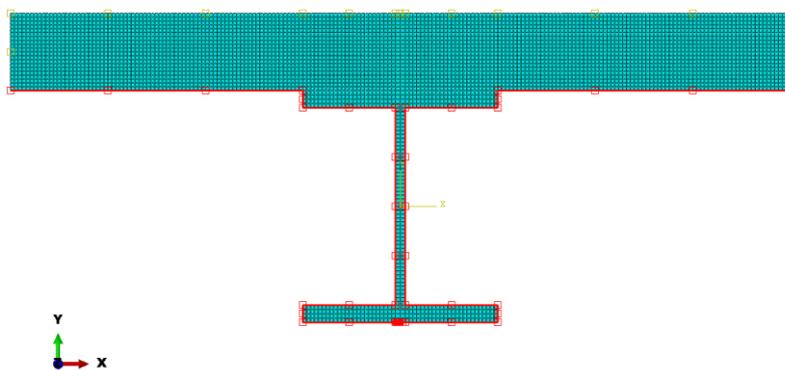


Figure 7.6 - Convective and radiative interaction of profile and slab exposed to fire.

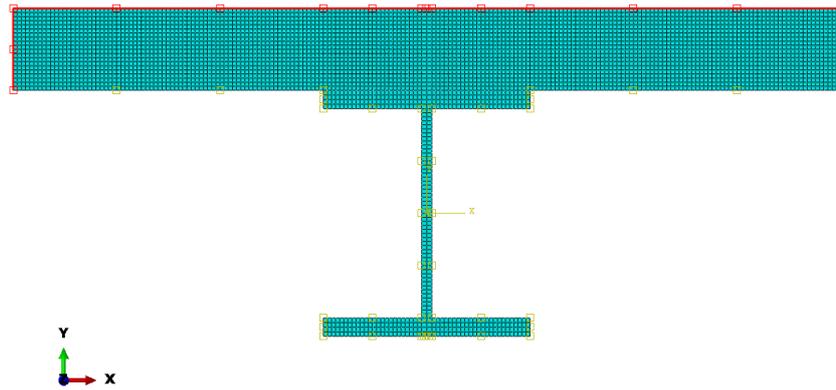


Figure 7.7 – Initial temperature of 20°C over the slab and adiabatic conditions at the slab section.

No mechanical loads or friction contact conditions were inserted, because this step was only for the purpose of heat transfer evaluation. Thus, only one step was created in the code (transient thermal analysis) where the maximum time was computed in seconds of fire evolution. The step was subdivided in increments of 60 seconds, with thermal control and energy dissipation control (both to the environment and from the environment), where the highest temperature increase could not exceed 200 °C.

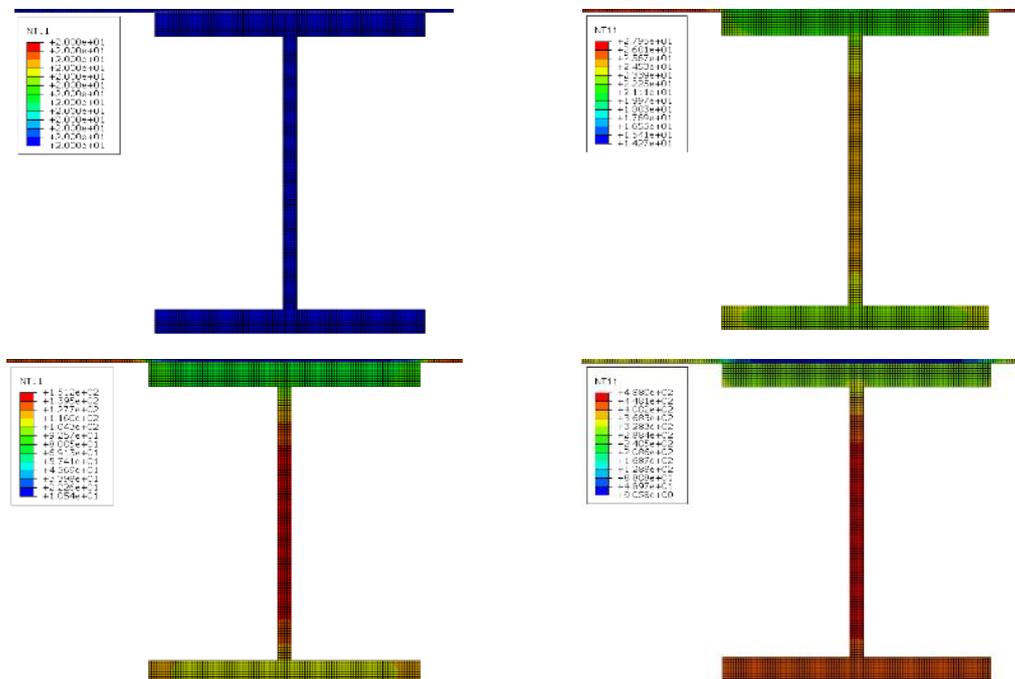


Figure 7.8 – Temperature evolution in the cross-section as a function of time to exposure to hot gases.

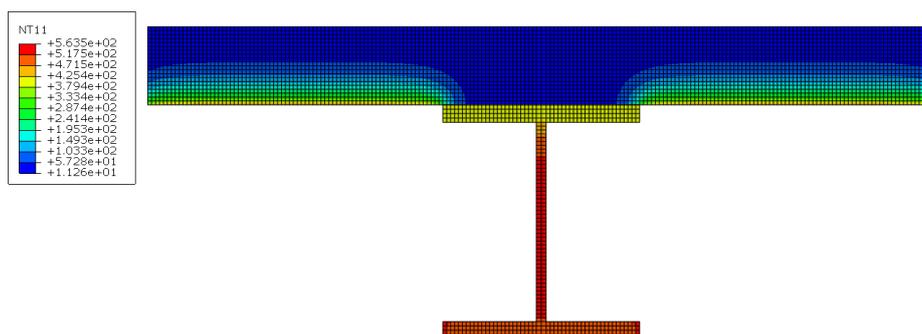


Figure 7.9 – Results after computational routine.

At the end of the simulation, the temperatures were collected at 6 strategic nodes - representing the regions of the profile (top and bottom flange, and web), shown in figure 7.10:

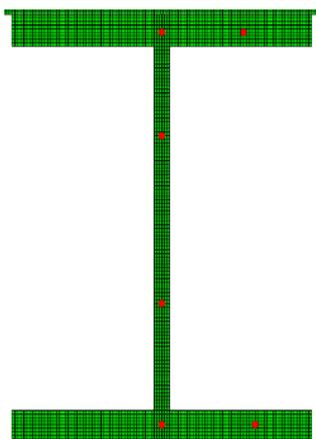


Figure 7.10 - Nodes selected for temperature assessing after thermal analysis

The analysis of the temperatures of neighboring nodes indicated a small temperature variation between them (around 2 to 6%) - a situation observed by Nunes (2005), Campêlo (2008), Rodrigues (2013) and Garcia de Souza (2018) in their respective works.

Thus, facilitating the insertion of temperature gradients into the profiles for thermomechanical analysis, a simplification was adopted in this procedure by collecting the average temperatures of the nodes representing each specific region of the profile, thus separating the profile into three areas of study: the top flange, the bottom flange and the web, as shown in figure 7.11

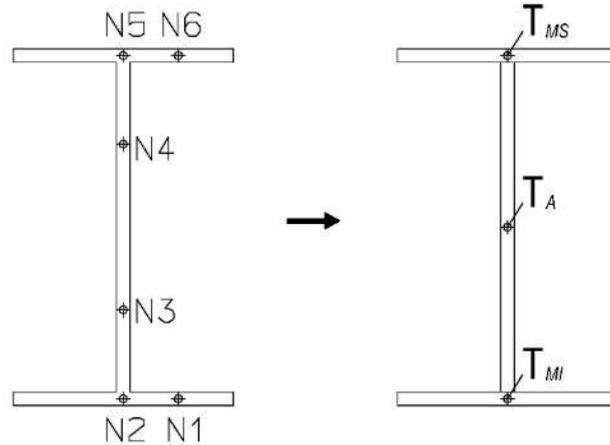


Figure 7.11 - Schematization of thermal analysis temperature collection.

Thus, for each instant “ $t_i$ ”, each region of the profile will be subject to a temperature  $T_i$ , which will later be inserted in the mechanical model as initial condition. This procedure allowed to optimize the algorithm developed in the ABAQUS, allowing to reduce the time of analysis of the beams. This procedure, also adopted by the other authors of the PECC, allowed the compatibility and comparison between the numerical model and the analytical model proposed by each author.

Thus, the temperature variations of each region of the profile (of each proposed case) are illustrated in Figures 7.12 to 7.22, where  $\theta_g$  is the temperature of the gases and  $\theta_a$  the temperature of the steel of the section of the part, considering uniform temperature, according to the code.

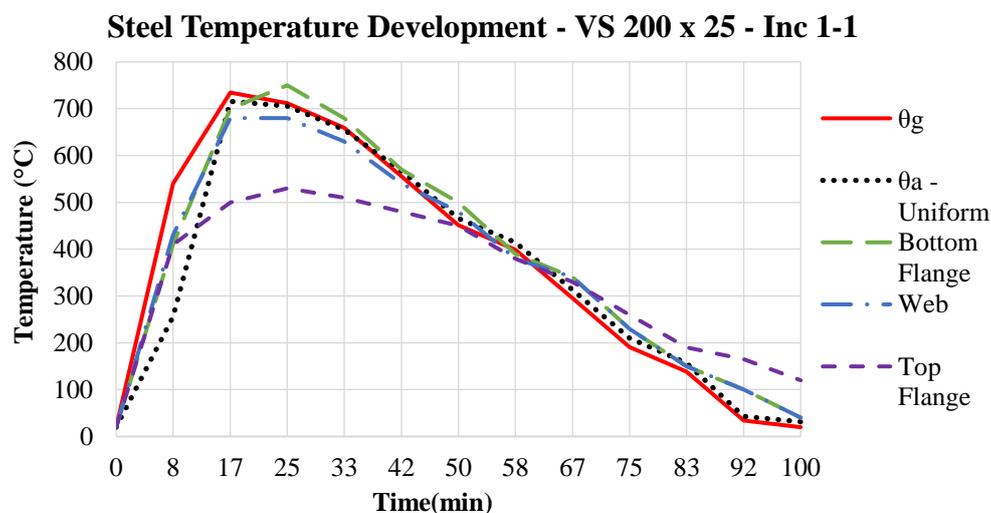


Figure 7.12 - Temperature elevation for the profile VS 200x25.

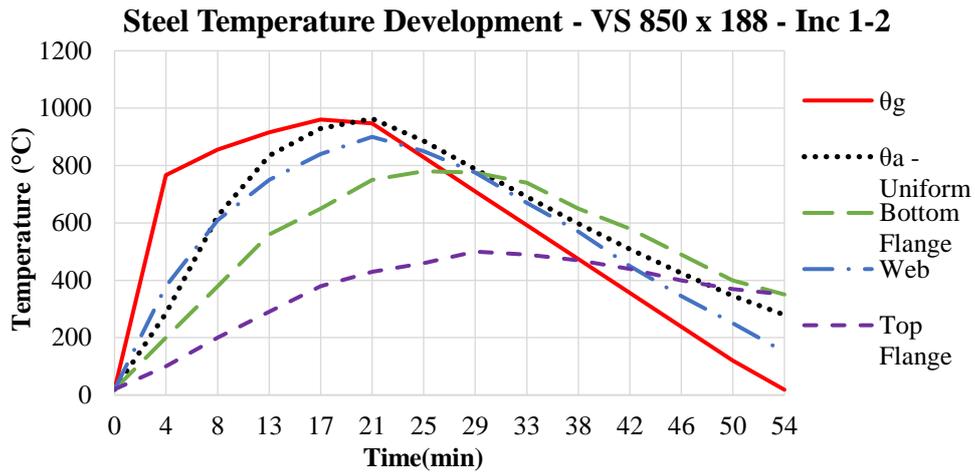


Figure 7.13 - Temperature elevation for the profile VS 850x188.

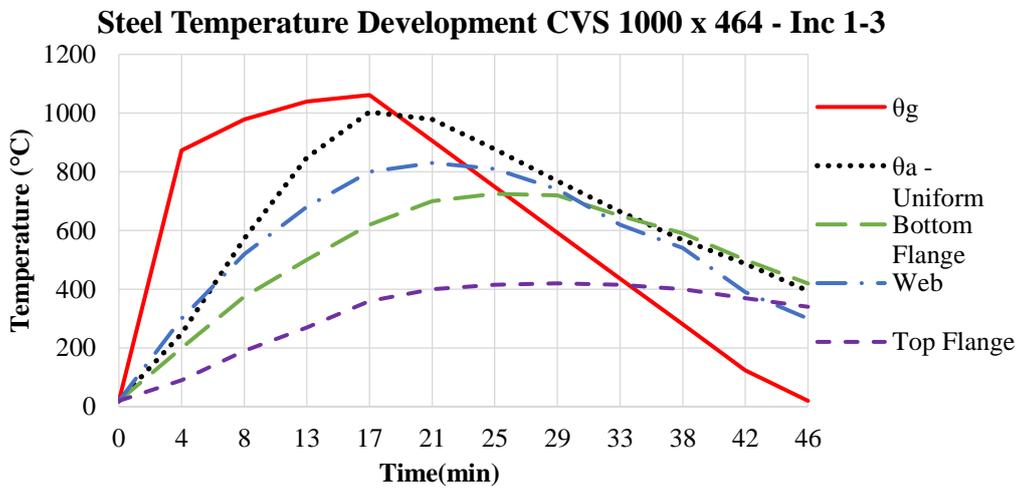


Figure 7.14 - Temperature elevation for the profile CVS 1000x464.

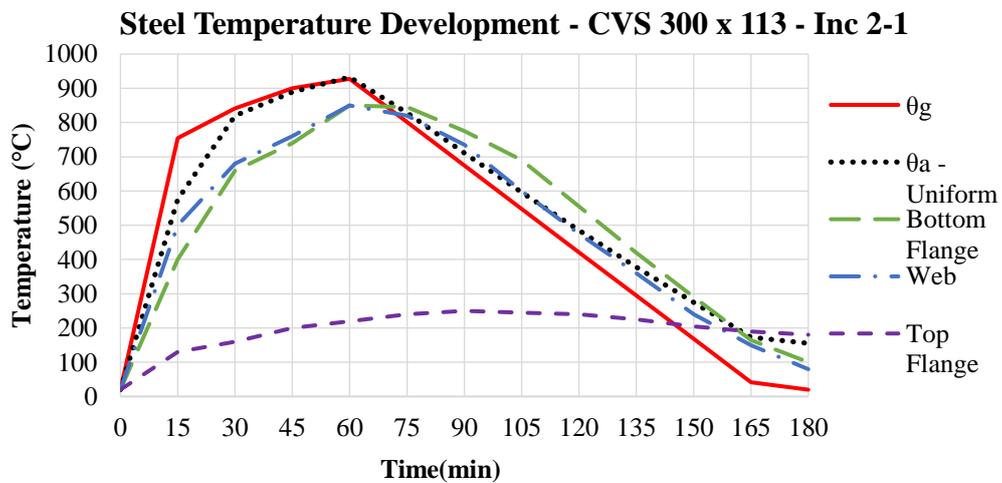


Figure 7.15 - Temperature elevation for the profile CVS 300 x 113.

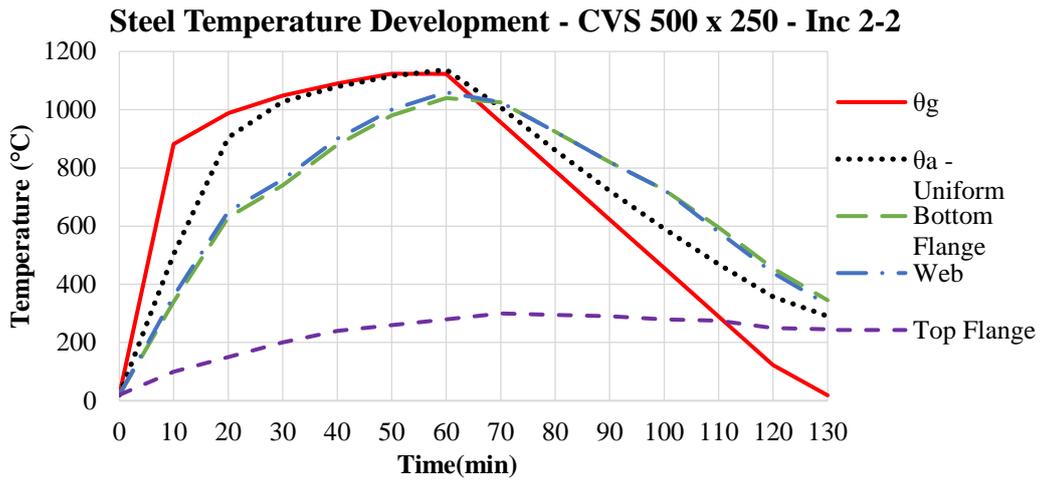


Figure 7.16 - Temperature elevation for the profile CVS 500 x 250.

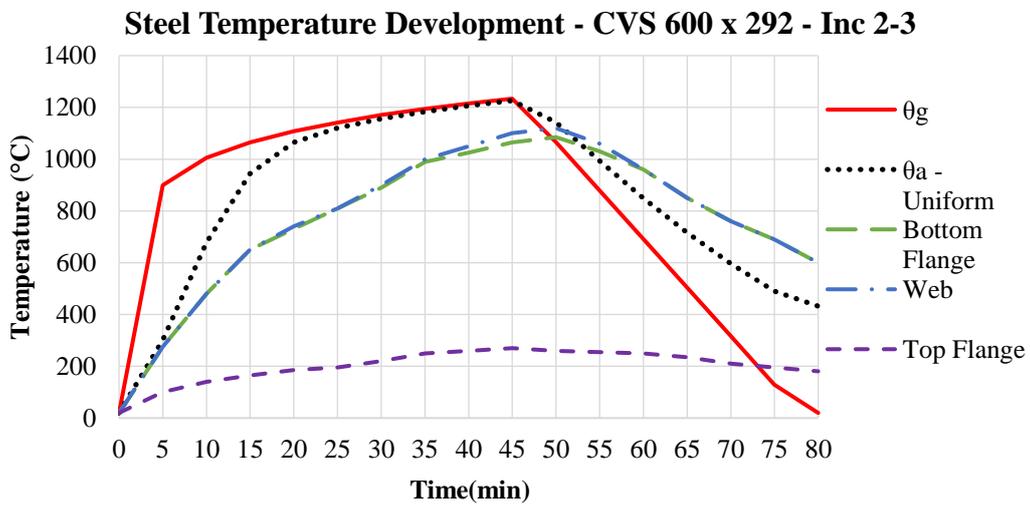


Figure 7.17 - Temperature elevation for the profile CVS 600 x 292.

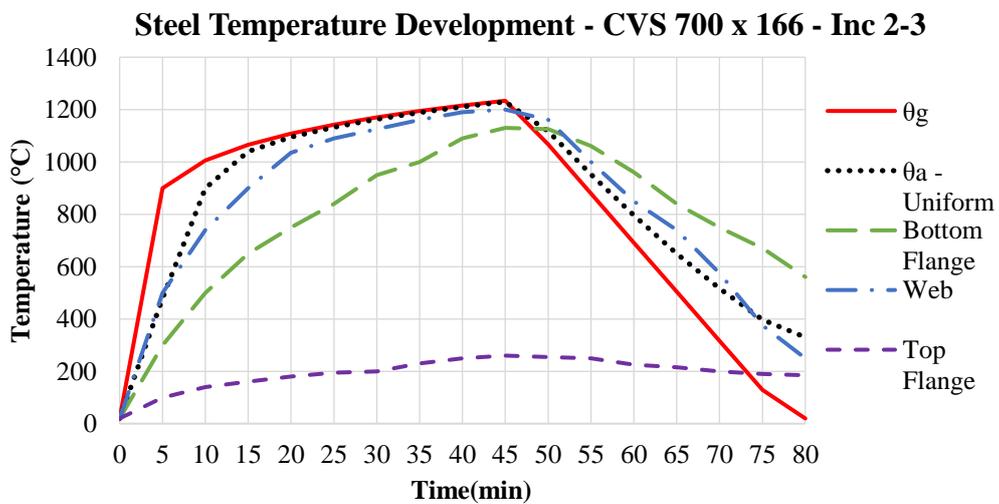


Figure 7.18 - Temperature elevation for the profile CVS 700 x 166.

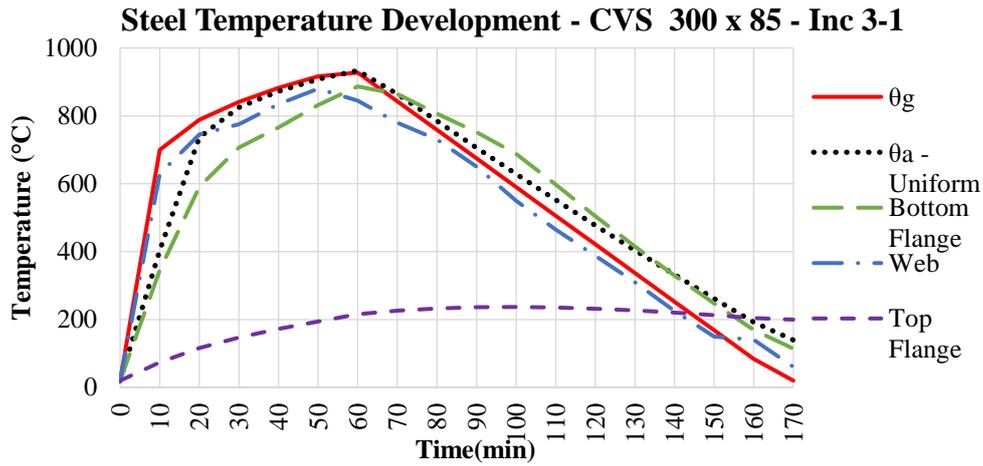


Figure 7.19 - Temperature elevation for the profile CVS 300 x 85 x 85.

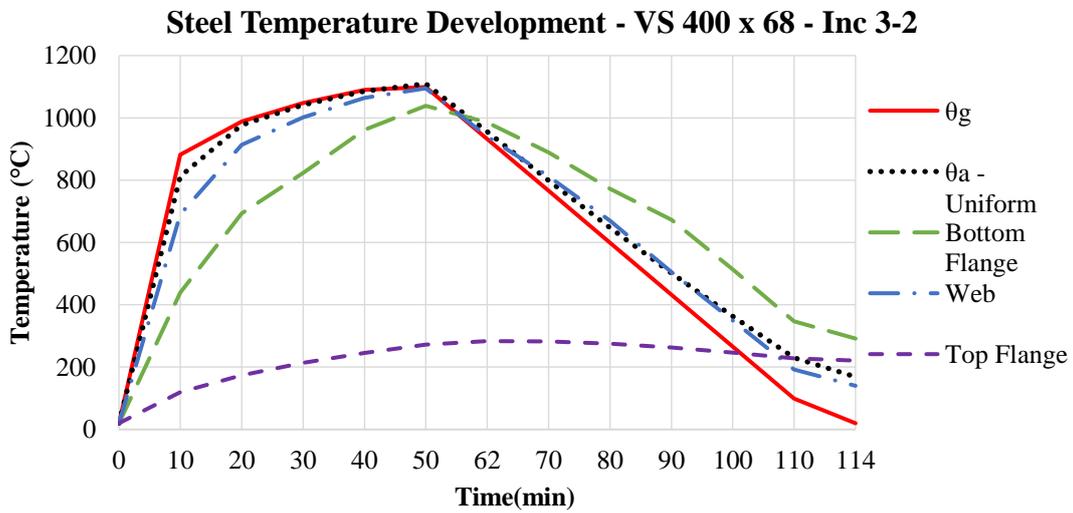


Figure 7.20 - Temperature elevation for the profile VS 400x68.

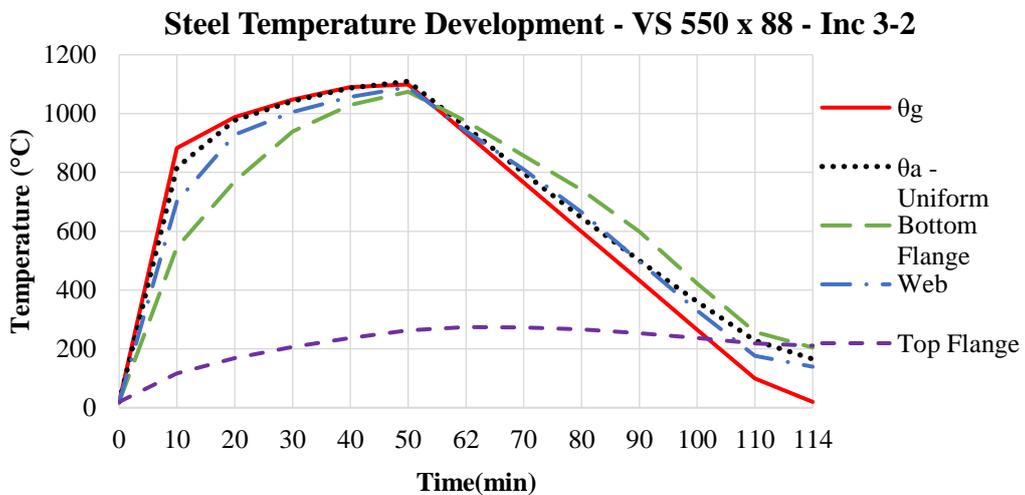


Figure 7.21 - Temperature elevation for the profile VS 550x88.

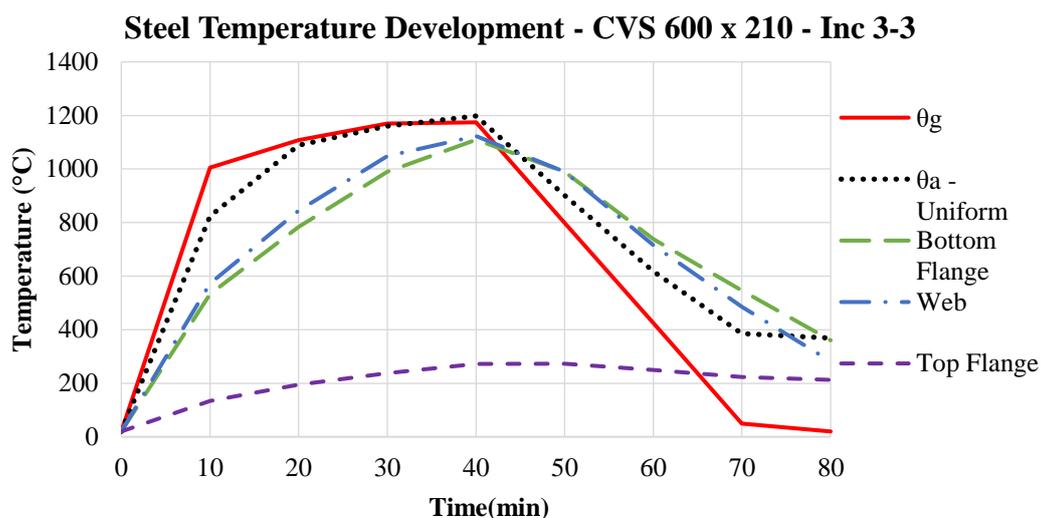


Figure 7.22 - Temperature elevation for the profile CVS 600 x 210.

The thermal properties of the steel were selected according to the recommendations of the standard, indicated in the chapter 3 of this thesis, being the steel elongation, specific heat and thermal conductivity of the steel as a function of the temperature (parameters of entry in the ABAQUS).

With this information it is possible to understand the distribution of temperatures in the beam cross-section. All the parameters highlighted in chapter 2 of thermal analysis were implemented in the computational code, in a two-dimensional analysis of heat transfer. The temperature of the gas at the surface of the profile and the slab were inserted in a transient regime of temperature evolution, according to Nunes (2005), Campêlo (2008) and Rodrigues (2013). The specific node temperatures were collected according to each part of the cross-section (bottom flange, web and top flange), and as the authors of the PECC pointed out in their studies, there is a small variation of the temperature of the nodal neighborhood referring to each part of the section (due to the small profile thickness).

Considering that the elevation of the temperature in the steel profile is uniform throughout its section, according to the equation 3-3 of NBR 14232 (consideration already discussed), it is remarkable the difference of temperatures when evaluating different parts of the profile. Thus, it is possible to infer that:

- The temperature of the steel cross-section (uniform) is close to the temperature reached by the bottom flange;
- The temperatures in the profile web approximate (when they do not exceed) the temperature of the top flange;
- Temperatures in the top flange are considerably lower than the temperatures reached by the web and the bottom flange;
- Fires lasting less than 1 h have lower temperature differences between the profile flanges, while fires of longer durations increase the temperature difference between the profile flanges.

From these analyzes, it is possible to model three-dimensional steel beams, since these temperature fields are imposed on the profile and evaluated throughout the fire event - an analysis that is defined as “Thermo-Mechanic Analysis”. Before this, however, it is necessary to describe the mechanical conditions of the treated problem.

## **7.2 MECHANICAL ANALYSIS**

In this work, a higher priority will be given to the mechanical model, than to the thermal model, since there is a simplification in the collection of temperatures, and their application later on as boundary conditions. On this subject, some points need to be highlighted.

Firstly, in terms of optimization and simplification, it was decided to select shell elements to model the I beams. This recommendation is widely observed in the literature because it is an element of good numerical integration and calibration with models in real scale, and better modeling of the instability phenomena in beams and buckling analysis. It also requires fewer points of numerical interpolation, and consequently reduces the computational consumption. In addition, the use of this model is very consistent when assessing Type I steel beams, since the profile regions (flanges and web) can be described as 2D elements, with a dimension (in this case, the profile thickness) being much smaller than other dimensions of the part. Therefore, instead of modeling a profile with solid elements in ABAQUS - which would have more nodes for analysis and consequently higher computational consumption - it was modeled with shell elements, allowing the

optimization of the computational cost without impacting the results of the analysis (very common procedure in the modeling of geometric problems of this type).

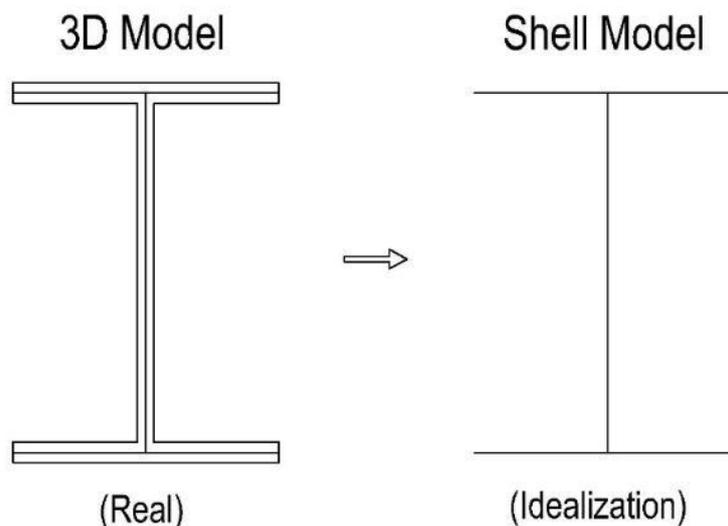


Figure 7.23 - Mechanical model simplification.

Within the ABAQUS software, there are several types of finite shell elements, and for the beam modeling this study used the element S4T – “A four node thin shell, full integration, hourglass controls, finite membrane strains” (with 5 integration points by Simpson, 4 nodes with 6 degrees of freedom - 3 of translation and 3 of rotation) - selection adopted by previous authors.

During the analyzes, it was realized that the reduced integration consumed about half of the time of simulation rather than full integration, with very similar results. While the hourglass control feature is used in applications with solid hexahedral elements and tetrahedral shell-like elements, where distortion of the mesh (caused especially by concentrated loads) is prevented (available: <http://abaqus.software.polimi.it/v6.14/index.html> - ABAQUS Manual). The illustration below indicates the distribution of these elements according to the recommendations of the mentioned authors:

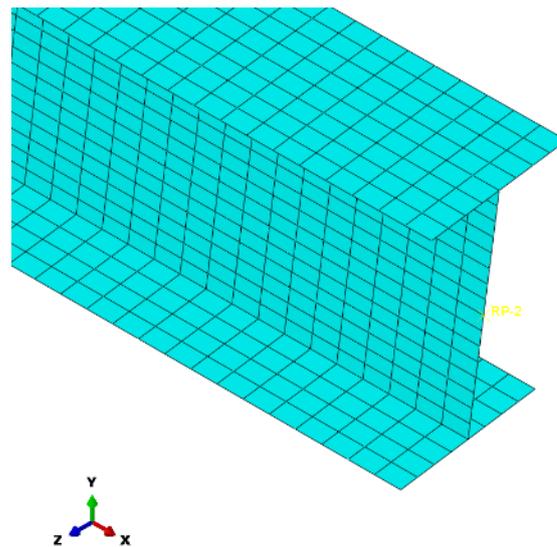


Figure 7.24 - Subdivision of the problem domain.

The authors of the literature differed little in the number of elements (subdivision of the domain of the problem) used, and in the case of the proposed study, the flanges of the profiles were divided into 8 elements, while the web was divided into 16 elements and the length of the beam was divided by the proportion  $L_b/0.025$ . However, very consistent results were obtained with lower mesh refinement (8 elements in the flanges, 8 elements in the web, and  $L_b/0.1$  in the beam length), reducing the average time of the simulations from 27 minutes to 6 minutes.

The modification of the 3D design to a shell-like design also allowed the inclusion of some features that facilitated mechanical analysis, such as the division of the domain of the top flange, bottom flange and web. Thus, in contrast to the idea of analyzing together all the elements that compose the cross-section and assigning its mechanical and thermal properties (as usual in conventional sizing), the assignment of these properties was made separately to each part of the profile. This allowed, even in a simplified way, to simulate the sections of the profile with unequal depreciations, a situation that is more coherent with the complexity of the thermo-mechanical problem.

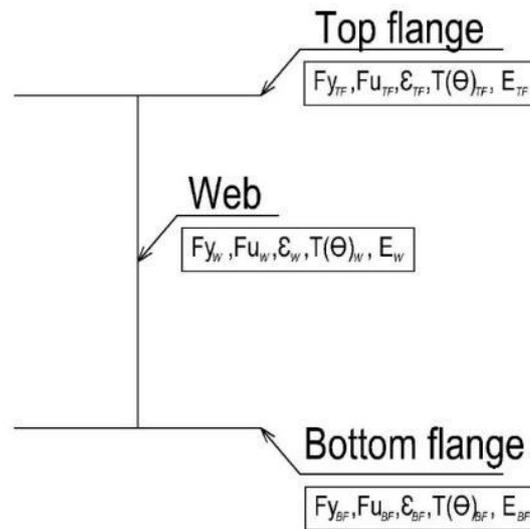


Figure 7.25 - Separate assignment of the beam properties.

Thus, for each instant of time  $t_i$ , in which each part of the profile has a temperature  $T_i$ , there will be a variation of its mechanical properties, allowing a better tracking of the behavior of the metal beam throughout the fire event. Figures 7.26 and 7.27 illustrate this assignment.

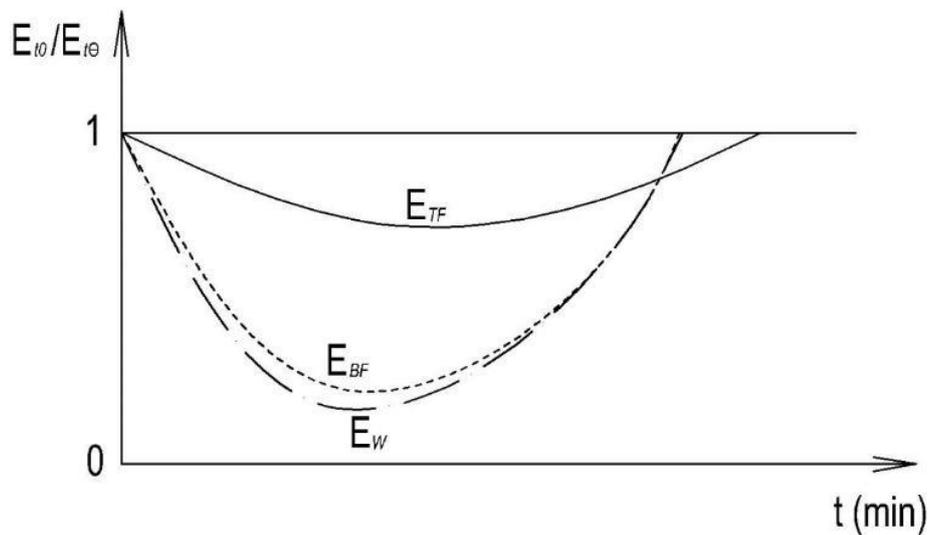


Figure 7.26 - Young's modulus depreciation curve versus exposure time for each part of the profile.

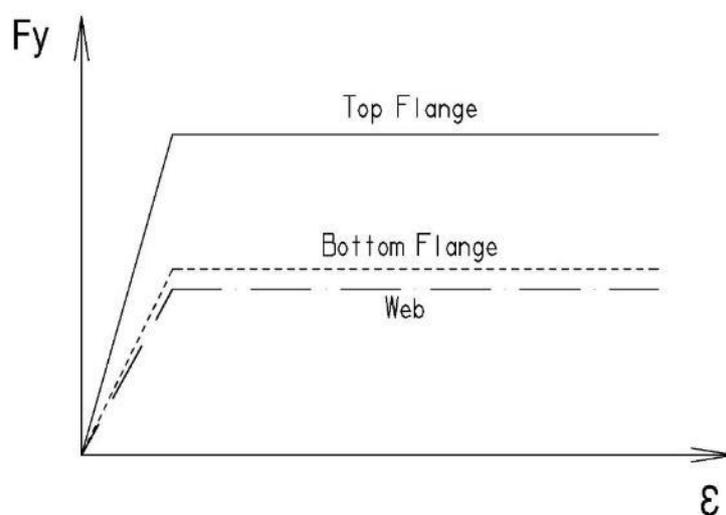


Figure 7.27 - Stress and strain curve of the steel as a function of the temperature for each part of the profile.

As observed in the thermal study, Young's modulus of the cross-section parts vary according to their respective temperatures (shown in Figure 7.26). Thus, the bottom flange and the web have their properties more depreciated and for a shorter interval of time, while the top flange has lower depreciation of its properties, over a longer time interval.

Figure 7.27 shows the stress-strain curve of the steel (determined by Figure 3.4, Chapter 3 of this thesis), in which the properties of each part of the cross-section vary as function of temperature. It is notable that as Figures 7.12 to 7.22 indicate that the bottom flange and web have higher temperatures - because they are more exposed - and therefore will have larger reductions in their mechanical properties. This information is very important in the development of the numerical model, since different regions of the profile will present different strengths and stiffness, impacting the capacity of the profile, also observed by Yin (2003).

Another point to be highlighted in the numerical model is the insertion of other features that make the behavior of the beams more real, underlining geometric imperfections and residual stresses - both introduced in the model. According to the authors commented in the State of Art - Takagi (2007) and Zhang (2013), and Couto (2016), Vila Real (2000, 2001, 2003, 2007) - geometric imperfections may be a slight distortion of the beam axis.

This distortion is inserted to cause a deflection in the profile by incorporating prescribed displacements, shown in Fig. 7.28, and its determination can be calculated as:

$$y(x) = \frac{L}{1000} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (7-1)$$

Where  $x$  is the distance from the beginning of the support, to the end of the other support; and  $y(x)$  is the lateral deformation imposed on the beam. In the case of a beam of 15 meters span, the geometric imperfection imposed on the beam would be equal to 1.5 cm in the center of the span.

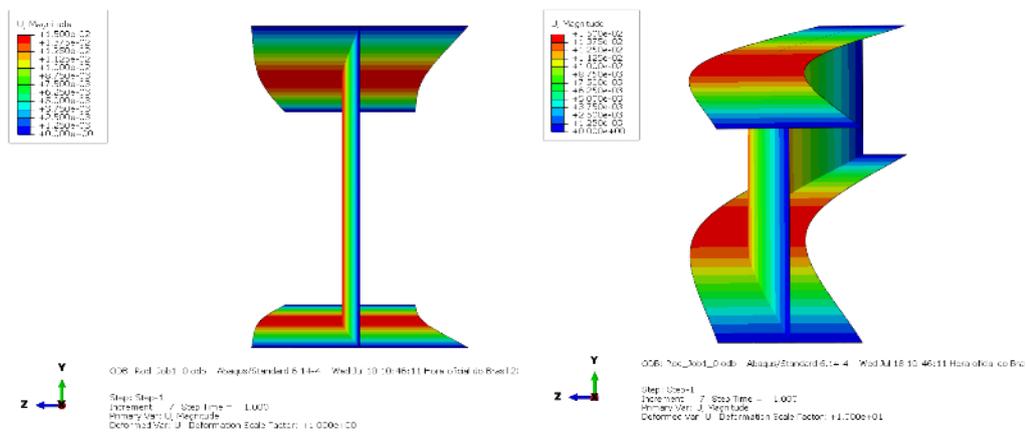


Figure 7.28 - Geometric imperfection inserted (x1 and x10 scale).

In ABAQUS, it is possible to simply insert the prescribed displacement in the same numerical model of fire thermomechanical analysis, however, there is more computational cost. Therefore, for the optimization of the computational code, a model has been developed apart to impose geometric imperfections, and the final model rescues and inserts this field of deformations as initial conditions (which would resemble the stage of “eigenvalue buckling analysis” performed by Yin, 2003, in his study).

It is important to emphasize that without the geometric imperfections, there is no distortion of the cross-section of the beam by the numerical model (because it becomes a perfect mathematical model), and the phenomenon of instability cannot be evaluated.

Residual stresses, on the other hand, are inserted according to normative recommendations, being a unanimous among the commented standards a value of 30% of the yielding stress ( $0.3f_y$ ), procedure also adopted by the cited authors.

In addition, Vila Real (2004) confirmed that the influence of the residual stresses on lateral torsion buckling is higher in intermediate beams (semi-compact beams), however, the influence of high temperatures reduces its effect.

The map of the residual stress distributions can be seen in Figure 7.29:

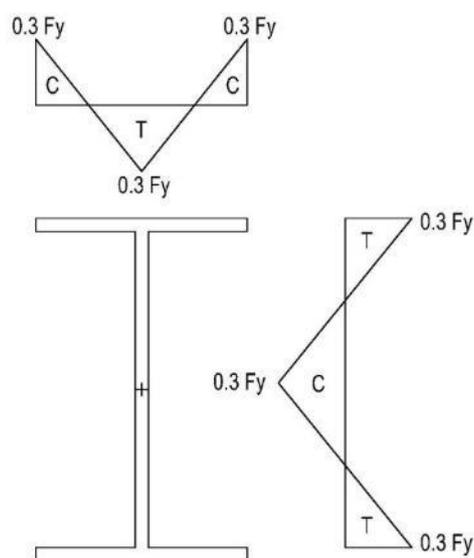


Figure 7.29 - Map of residual stresses inserted.

The procedure of insertion residual stresses is done by the separation of regions of the profiles according to the line of influence of the stresses (Figure 7.30), as suggested by Garcia de Souza (2018). This was shown to be very effective, and the results collected by Garcia de Souza (2018) were very satisfactory.

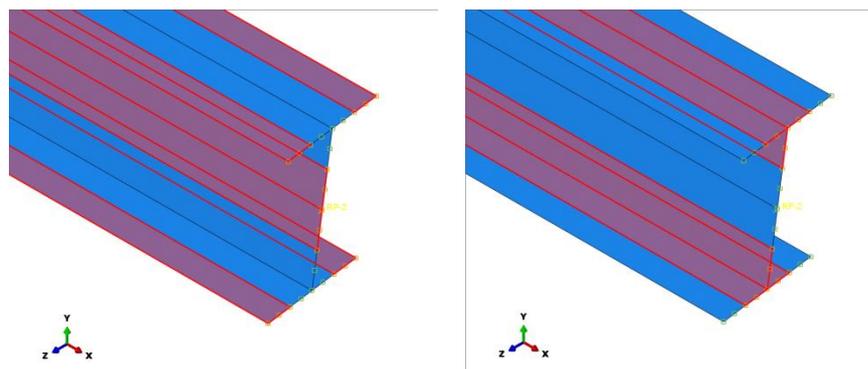


Figure 7.30 - Regiões das aplicações de tensões residuais.

According to Takagi (2007), the simultaneous occurrence of residual stresses and geometric imperfections has a small probability, but it is the worst case to be considered in the analysis, and therefore, both situations are inserted in the numerical model. Additionally, for parametric studies, small influences were observed in the results when residual stresses are implemented in a numerical model (Vila Real, 2004, and Knobloch, 2008).

As seen in Chapter 4, the load conditions also impact the critical moment of the steel beams when subjected to instability phenomena. Therefore, and according to the objectives of this work, three types of loading arrangements are presented and studied: Constant moment, point load and distributed load. The configuration and arrangement of these loads can be seen in figures 7.31 to 7.33:

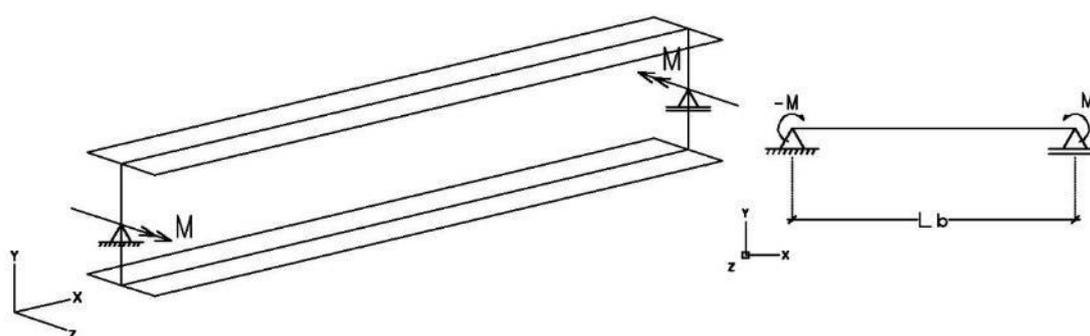


Figure 7.31 - Uniform moment distribution case.

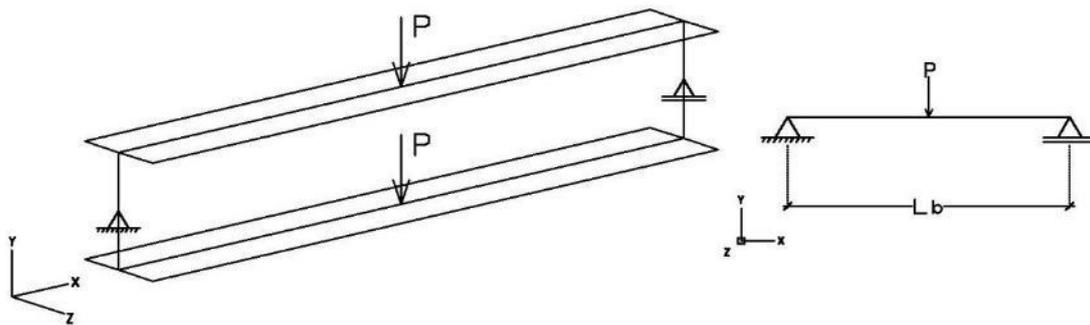


Figure 7.32 - Concentrated load in the center of the span.

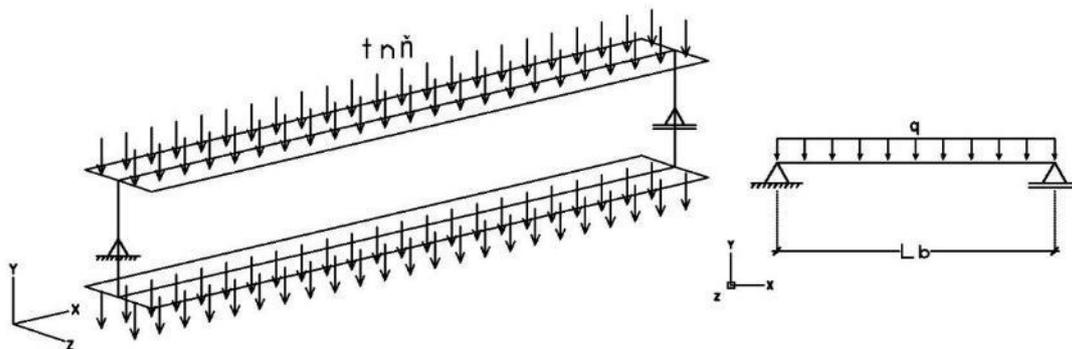


Figure 7.33 - Distributed load.

According to Takagi's recommendations, the concentrated loads are inserted as a pair of loads, applied to the beam flanges in the center of the span, representing a non-biased approach to lateral torsion buckling. This procedure was repeated for the distributed loads, applying both at the top and bottom flanges of the profile. In addition, it was noticed that the load described as “pressure” in the ABAQUS did not have the expected convergence, in contrast to the “surface traction”.

Finally, two reference nodes were defined as support conditions, a node with three displacement restrictions in  $x$ ,  $y$  and two rotation restrictions in  $x$  and  $y$  (representing a 2st type support), and the other node with 2 displacement constraints in  $y$  and  $z$  and two rotation constraints in  $x$  and  $y$  (representing a 1st type support) - indicated in figure 7.34 - giving freedom for the beam to deform in the direction of its axial axis. To these nodes, kinematic restrictions were attached to the web region, promoting a better integration of the nodes and preventing the beam from warping in the web region around the support (Takagi, 2007 and Vila Real, 2003, recommendations).

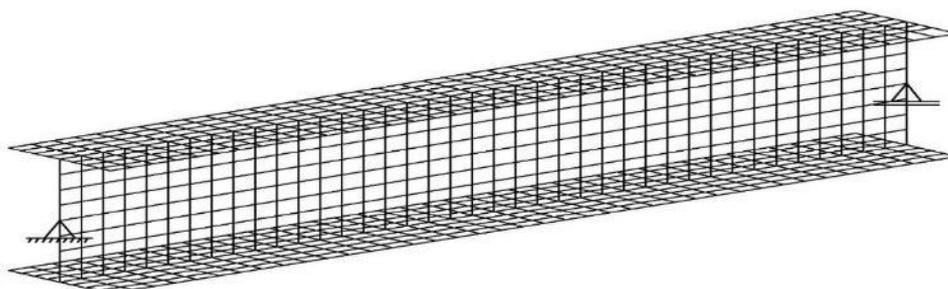


Figure 7.34 - Model of support conditions with mesh distribution.

In this study, the nodal temperatures are assumed to be known, due to determination in the thermal analysis step, and hence, prescribed. They are, therefore, used in the assessment of the ultimate limit of beams with their combination to the effect of loads. As mentioned in the State of Art, there are two approaches to thermal-mechanic analysis: One in which temperatures are increased while the load is kept constant (called “temperature approach”); and another where temperatures are maintained constant with increasing loads (called “load approach”).

The method of numerical analysis implemented in this work is based on the “Load Approach”. For this reason, for different instants of time, there is application of a given temperature (distributed in the cross-section - as a function of each instant - for each region of the profile), with load increment, and its effects are collected for that moment. At the next instant, the temperatures are updated, and new loading is applied, and so on.

Thus, the information - reactions, deformations, rotations, stress, temperatures and strains - of strategic nodes were stored for analysis, for each interval of evolution of the fire.

In the support node the rotation with respect to the Z axis (figure 7.35) and the support reaction (or moment applied in the case of the first type of loading) were measured while the horizontal displacements (U2 with respect to the Y axis) were measured (U3 in relation to the Z axis), in the midspan, in the center of the web, indicated in figure 7.36.

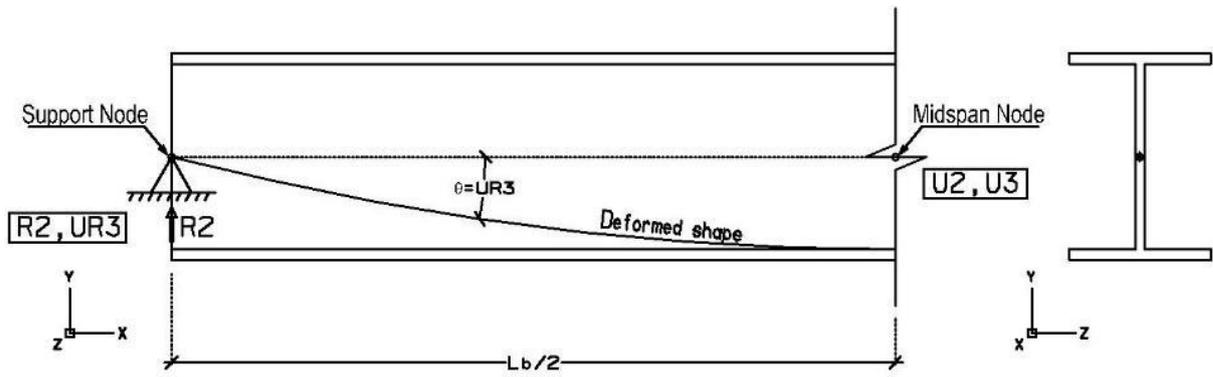


Figure 7.35 - Collection of post-analysis information at strategic nodes.

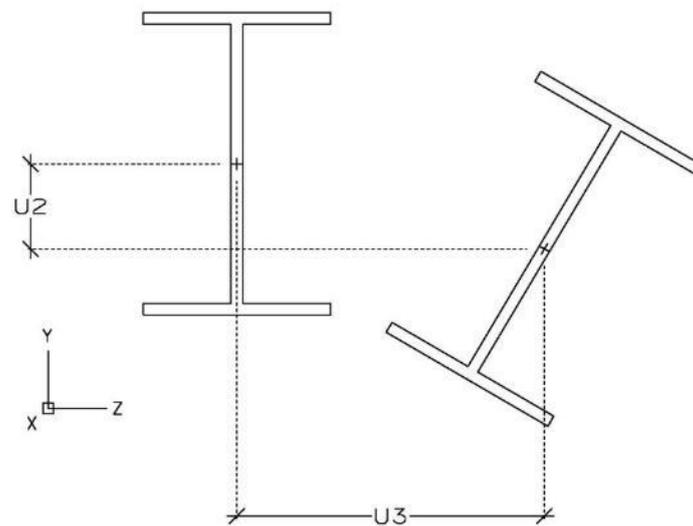


Figure 7.36 - Vertical and horizontal displacements collected after analysis of the midspan cross-section.

It is important to emphasize that once the temperatures in the part are inserted, and their respective mechanical properties are updated, there is application of load until an instant in which the model is interrupted by excess of elongation. In the case of steel, in the numerical solution, when the elongation in the lower fiber of the beam (which it is the most requested) tends to infinity in a non-linear analysis process, the model is interrupted, indicated in figure 7.37.

The numerical thermomechanical model therefore presents a step of loading and analysis of nonlinearities, making the code well optimized.

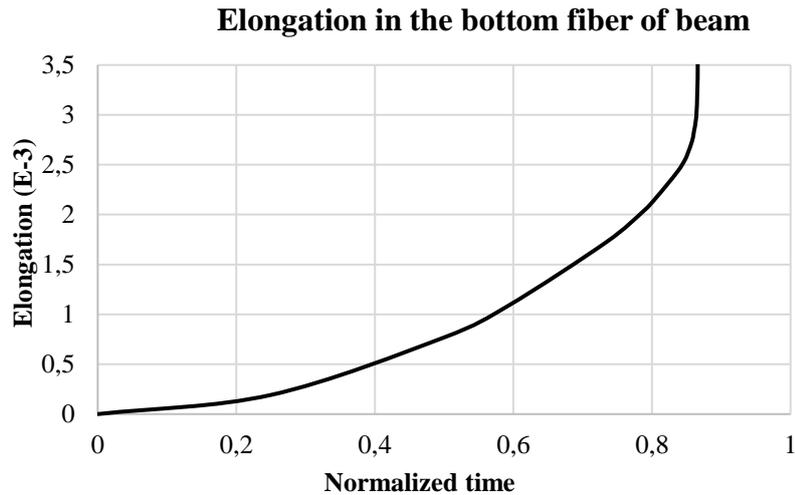


Figure 7.37 - Stopping criteria of ABAQUS.

The geometric nonlinearity analysis is done by updating the system stiffness matrix for each load increment - process called “Nlgeom” in the ABAQUS. At the end of the analysis, the nodal information collected is stored and organized in a “moment x displacement” graph in order to determine the critical moment of the beam - that moment before the numerical interruption (or before the runaway deflection point mentioned by the authors). This, in quantitative terms, corresponds to an increase of less than 0.5% of momentum while the deformations continue to evolve, according to figure 7.38:

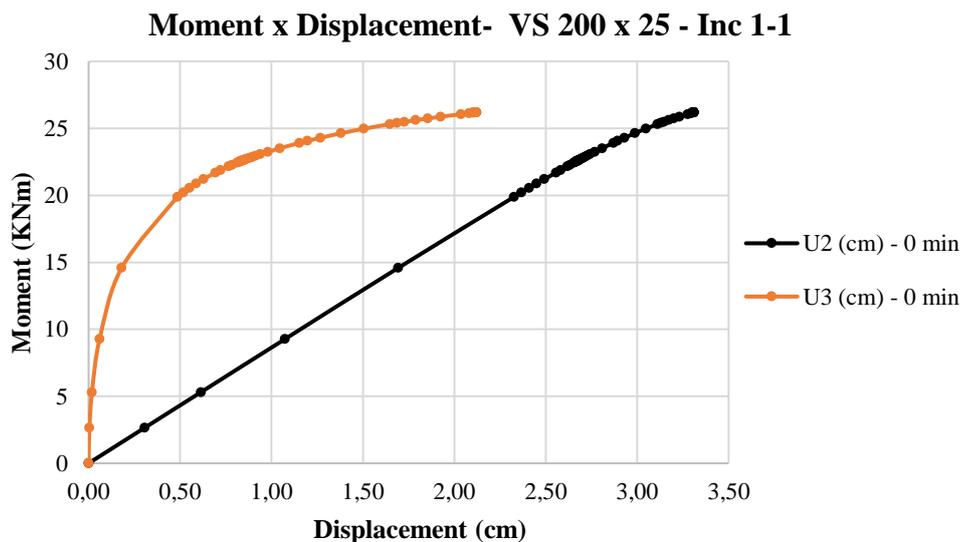


Figure 7.38 - Moment x Displacement – Stopping Criteria.

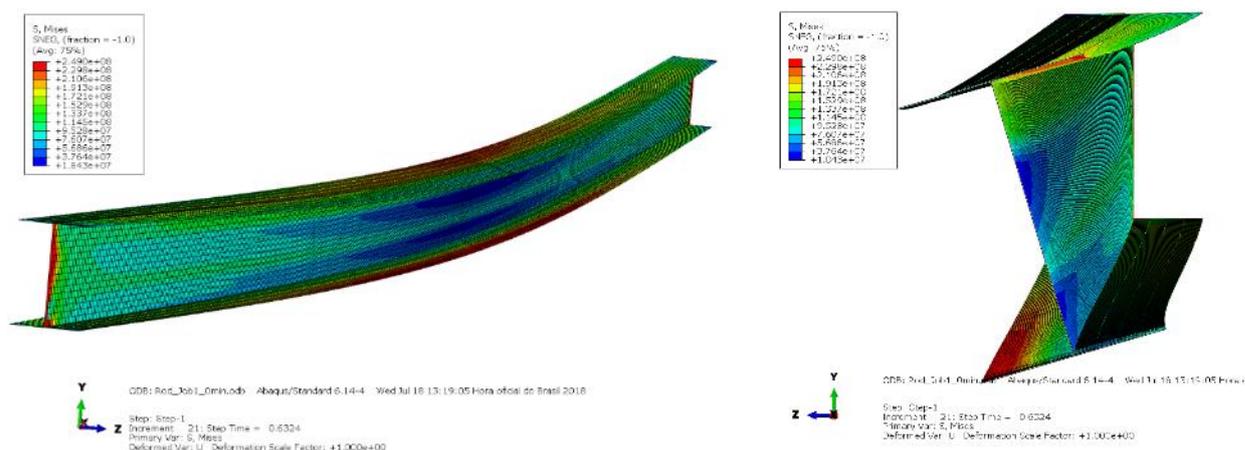


Figure 7.39 - Simulated beam at room temperature.

This procedure was the same one adopted by Vila Real (2003, 2004 and 2007) in his numerical and experimental studies, a topic that is best presented next.

Finally, the authors chose structural steel type ASTM A36, with the following mechanical properties:

- $F_y = 250 \text{ Mpa}$ ;
- $E = 205 \text{ GPa}$  (with  $E = E_1 = E_2$ );
- $\nu = 0.3$

The results of the mentioned examples will be presented in the next chapter.

### 7.3 NUMERICAL MODEL VALIDATION

The numerical model validation is a vital step in the development of academic material and the promotion of research. In the context of this study, the development of experimental tests and data collection is too scarce for economic, logistics and safety reasons. There are, however, two successful trials that are widely mentioned in the literature in the analyzes of structures subjected to fire. The first was carried out in 1995 and 1996 by the British Steel in a research facility in Cardington (Bedfordshire, UK), in which an 8-story copositive building (made with steel shapes and reinforced concrete slab) had different regions subject to fire.

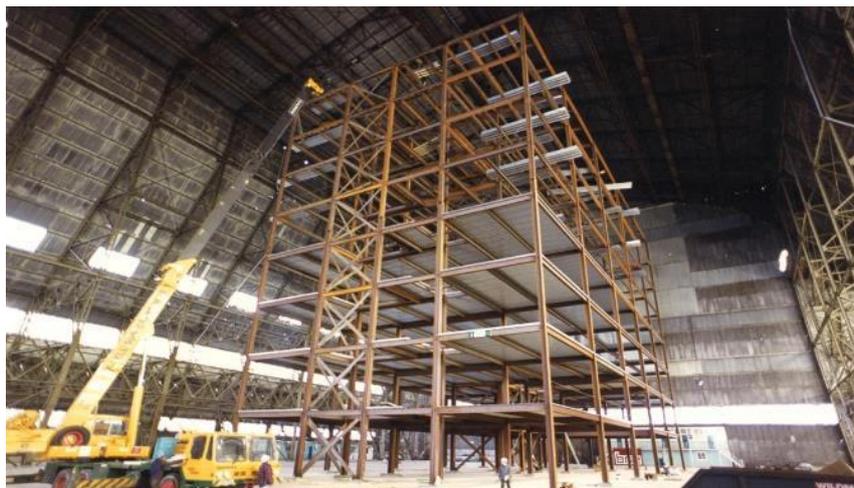


Figure 7.40 - Teste de Cardington, 1995 UK ([www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63](http://www.caunton.co.uk/project.aspx?id=63)).

Several authors have published papers with the experimental data from the Cardington experiment, highlighting Bailey (1996), Taloma (1997), Franssen (1998), Elghazouli (2000), Samad (2000), Ladesmann (2005) and Gillie (2009).

Unfortunately, all the numerical models used by these authors used beam element models and grillages in their analyzes, which would not contribute to this work, since it is necessary to determine the effects of the temperature gradients along the cross-section of isolated beams. Bar-like elements have their cross-sectional properties integrated into their formulations, which would prevent detailed thermal analysis data. For example, the work published by Gilli (2009) showed that, despite a comparison of the flanges temperatures of the profile, there was little variation in their temperatures. Another problem associated with this selection of finite element would be in the impossibility of analyzing buckling effects (both local and global) and other phenomena associated with cross-section distortion - such as twisting or warping, and instability. Therefore, despite having available the experimental results of this test, it would be impracticable to calibrate the numerical model for the purpose of studying this research.

Another experiment widely mentioned in the literature was the series of tests performed by Vila Real, Piloto and Franssen (2003), in Portugal, where European standard EPA 100 steel profiles were heated with electrodes up to 600 ° C and tested for the calibration and updation of the Eurocode. The experiment essentially consisted of uniform heating the

beams, followed by application of a pair of loads at each end of the profile, in a bi-supported arrangement, as indicated in figure 7.41:

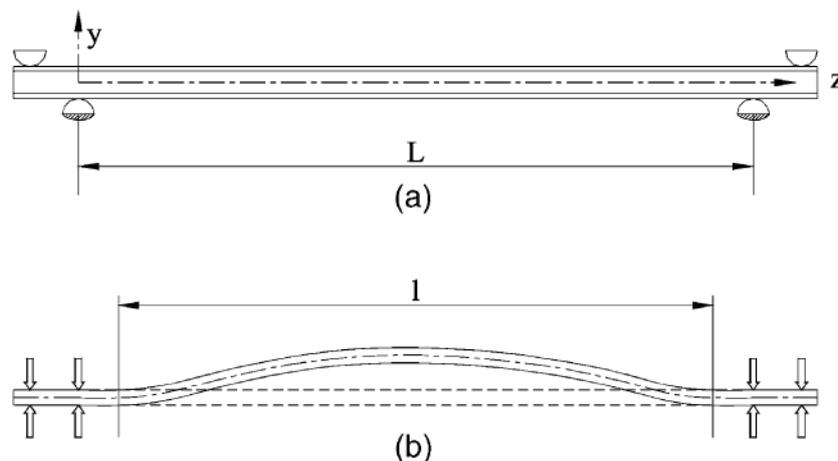


Figure 7.41 - Schematization of the experiment conducted by Vila Real (2003).

A sample of 120 beams was analyzed; its residual stresses and geometric imperfections were measured, and finally, all were tested.

The load was applied when the temperature of the profile was constant and uniform along the cross-section and the length of the beam. Once the beam began to work, the displacements were collected, until the beam presented great deformations for small load accretions (runaway deflection).

Vila Real analyzed profiles from 500 to 6500 millimeters and observed that the Eurocode equations were out of date and proposed new modifications, which were incorporated in the new version, and are indicated in chapter 4 of this research.

The photos shown in Figure 7.42 were taken on the day of the test and are detailed in Vila Real (2003) published article, indicated in the references.

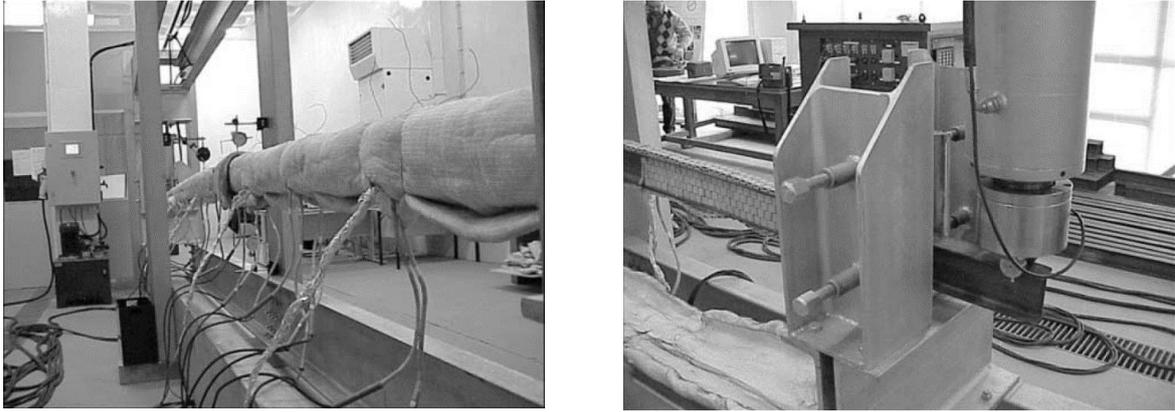


Figure 7.42 - Photos of the experimental trial of Vila Real (2003).

The validation of the numerical model was made according to the conditions highlighted in the previous item, except that the temperature in the cross-section was uniform. Only profiles of 1500, 2500 and 3500 mm were evaluated, with ambient temperature and 600°C. This procedure was adopted by Garcia de Souza (2018) in his thesis. These results are illustrated below:

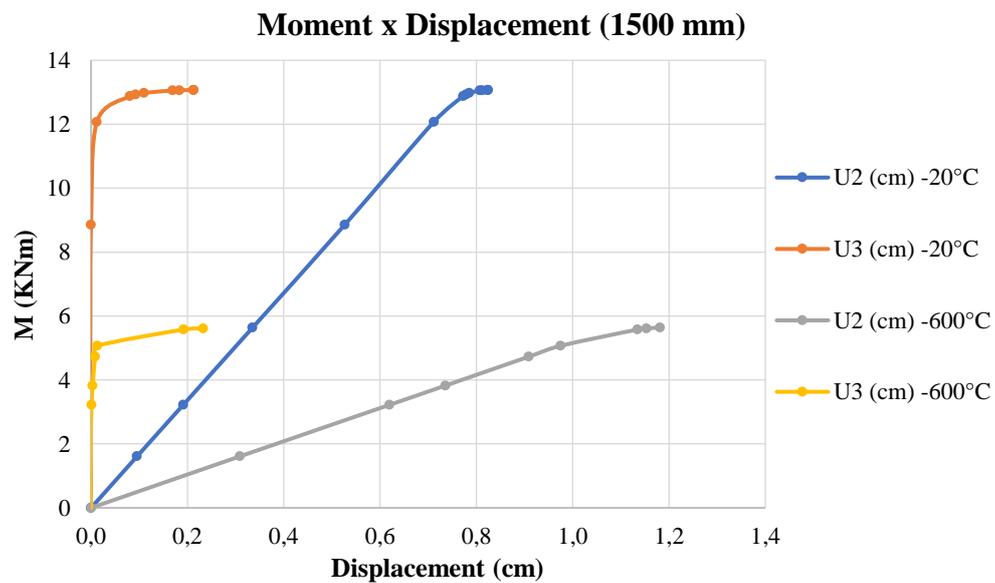


Figure 7.43 - Moment x displacement IPE 100 (1500mm) beam at 0 ° C and 600 ° C.

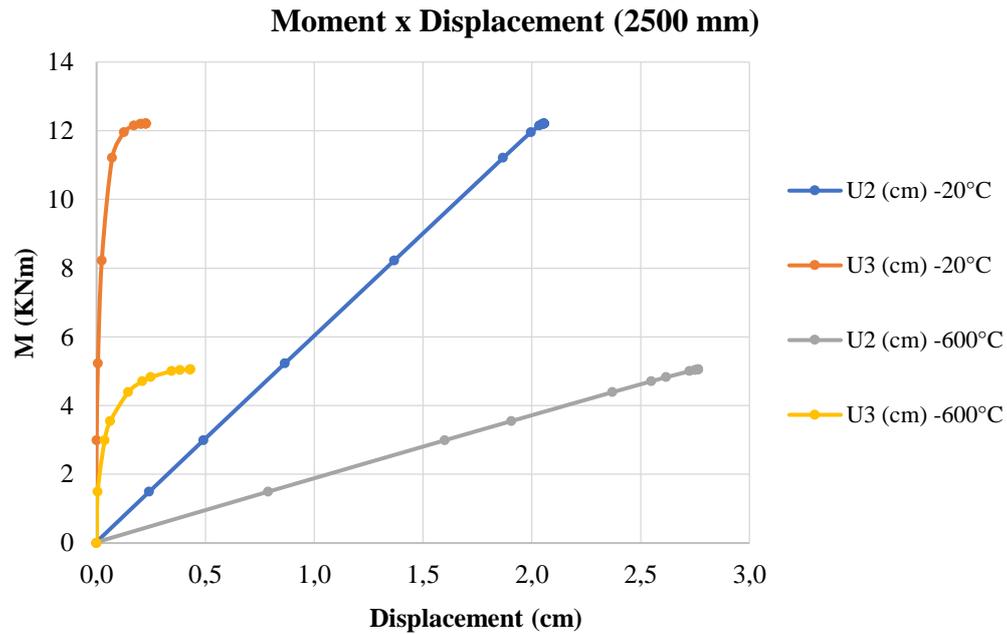


Figure 7.44 - Moment x displacement IPE 100 (2500mm) beam at 0 ° C and 600 ° C.

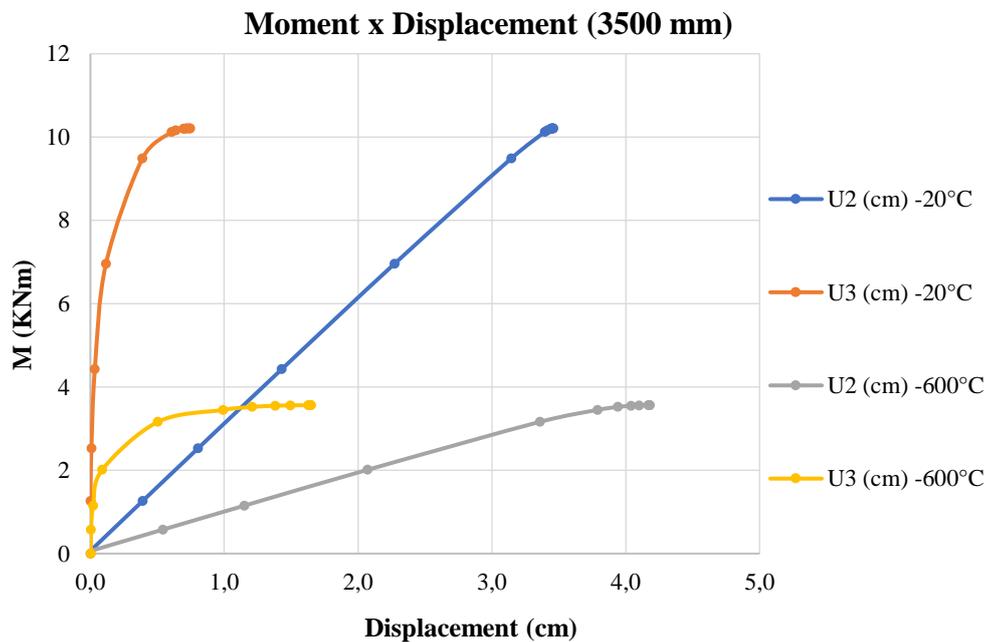


Figure 7.45 - Moment x displacement beam IPE 100 (3500mm) at 0 ° C and at 600 ° C.

Intuitively, beams with larger unbraced lengths present smaller critical moments, and greater horizontal and vertical deformations. Only after the displacements and moments are collected and evaluated in the graphs indicated in figures 7.43 to 7.45, the critical moments can be determined. Table 7.4 indicates the experimental results validated by

Vila Real and Garcia de Souza (2018), compared with the data obtained in the proposed numerical model.

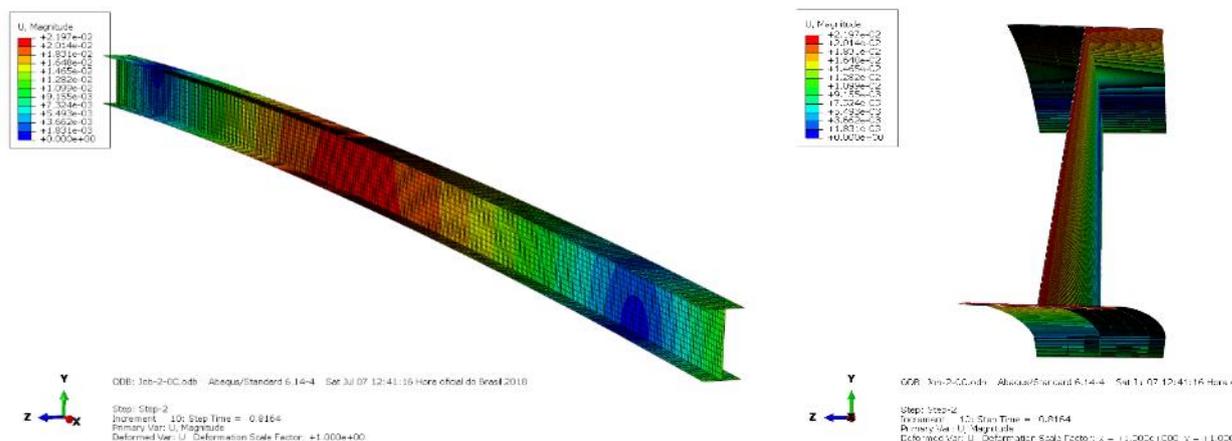


Figure 7.46 - Numerical model of IPE100 (2500) a 0°C.

Table 7.4 - Resistant Moment Comparison - Numerical Validation.

Resistant Moment			
Temperature / Unbraced length (IPE100)	Vila Real (KNm)	Garcia de Souza (KNm)	Bessa Cesarino (KNm)
20°C - 1500mm	13.52	12.94	14.19
20°C - 2500mm	13.48	12.69	13.27
20°C - 3500mm	11.27	11.56	11.09
600°C - 1500mm	7.91	5.85	6.10
600°C - 2500mm	5.55	5.65	5.47
600°C - 3500mm	5.02	4.67	3.86

After this demonstration, it is possible to assess that the boundary conditions, numerical modeling and assumptions raised are acceptable with the experimental and numerical conditions indicated by the above authors.

There is little difference in the values of the critical moments, justified by the lack of some essential data in Vila Real's publication (2003), such as distances between the piston and support of the beams during loading, which are also highlighted by Yin (2003) as “insufficient parameters for numerical validation”. Even so, such work was chosen

because of its availability and relevance of the theme. The distances inserted in the numerical model were approximated to carry out the study.

## 8. RESULTS

A total of 11 steel beams were simulated for each time interval of fire; in other words, for an example of a 100-minute fire, 10 simulations were performed, representing the time 0 minute, 10 minutes, 20 minutes ... The input of the temperature evolution and modifications of the physical parameters of the problem for each instant allowed the development of moment-time curves that could be compared to the design curves presented in Chapter 5 (Figures 5.2 and 5.3).

This procedure, therefore, corresponded to more than 180 evaluations of numerical models simulated through the ABAQUS, including the thermal simulations, excluding the simulations that did not present adequate behavior. Therefore, the graphs are presented for each proposal of the resistance moment equation of each author of the PECC.

In essence, there are four types of graphs to be analyzed: momentum x displacement diagram; graph of the evolution of the resistant moment of the metal beams with their respective table of values; graph of the vertical deflection of the cross-section of the beam, and; horizontal deflection of the cross-section of the beam.

The first two graphs are made according to previous explanations - temperature prescriptions of a “ $t_i$ ” interval, and corrections in physical properties; followed by load application until the convergence of the system solution, characterizing the load approach. While the other two graphs are based on the “temperature approach”, where a load is applied and held constant, followed by the evolution of temperatures, and the structure response in terms of displacements is collected.

It is important to note that the “temperature approach” procedure had to be simplified in the use of ABAQUS software. This happened because, despite the possibility of inserting mechanical and thermal properties as a function of temperature - such as Young's modulus, Poisson's coefficient, thermal conductivity, specific heat and elongation - where the computational code updates the properties of the parameters for a given temperature and then update them to a new instant; the same is not possible for the stress-strain curve. As shown in Chapter 3 (Figure 3.4), different stress-strain curves must be used for the

steel as a function of its temperature, and in this analysis, for each instant “ $t_i$ ”, the ABAQUS software only allows insertion a single curve for a given material in the computational code. Therefore, only a stress-strain curve can be used to describe the behavior of the steel during the temperature range that will be subjected during the fire.

Thus, the vertical and horizontal deflection graphs, because they were designed according to this scenario, portray an approximation and simplification of the behavior of the deformations of the steel beams during the event of a fire, but that helped to interpret some events that are discussed through this chapter.

Finally, each proposal suggested by each author of the PECC is indicated and compared with the simulations of ABAQUS and the current Brazilian standard (NBR 14323: 2013), Eurocode 3 1-2, and AIS C360 -10, and a summary of the results can be seen in the tables in this chapter. The geometry of each profile was highlighted in table 7.2 of this research, and its respective fire curve, with the temperature of each part of the profile, can be remembered in figures 7.12 to 7.22, both presented in chapter 7 of this work. However, a table with the summary of the temperatures of these figures, for each instant is indicated for each application.

## **8.1 NUNES PROPOSAL**

### **8.1.1 VS 200 x25 beam, with unbraced length of 7,00 meters.**

Recalling that Nunes's critical bending moment formulation (equation 5-1) refers to uniform moment applied to the support nodes of the beam. On this subject, one can observe the behavior of the beam during the fire Inc 1-1:

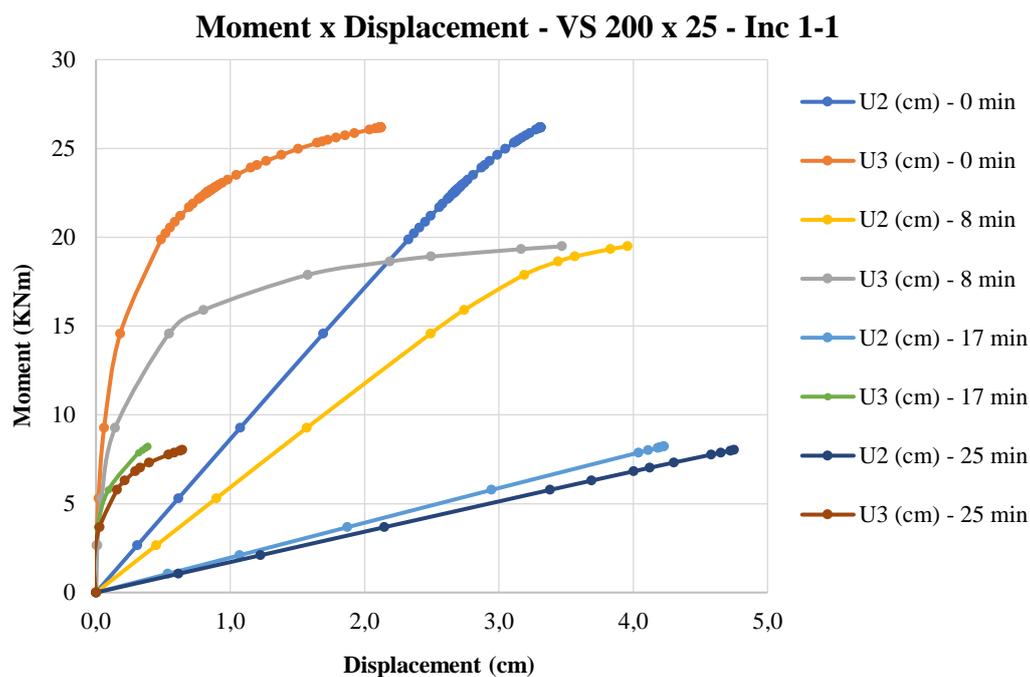


Figure 8.1 - Moment x displacement diagram - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Figure 8.1 shows a reduction in the resistant moment of the beam, while it increases the displacement in the direction y (U2 - vertical) and z (U3 - horizontal) with the increase of the temperature of the cross section. However, after 17 minutes of fire, when there is a considerable temperature difference between the profile flanges, there is a reduction in the z direction (U3 - horizontal).

This situation, when compared with Figures 7.43 to 7.45, of the Vila Real experiment - where temperatures are uniform in the cross-section with no difference between flanges temperatures - does not occur, therefore, the two displacements are increased with some proportionality.

When comparing the order of magnitude between vertical and horizontal displacements is done, by the Vila Real experiments, the relationship between U2 and U3 is of the order of 2.6 to 3.6, while the relation of the simulations of Nunes, when considering the gradient of temperature from 17 min - which refers to 250 ° C of difference, is of the order of 9.2 to 11.6. This ratio can best be seen in Figures 8.2 and 8.3, which depict the deflections as a function of temperature:

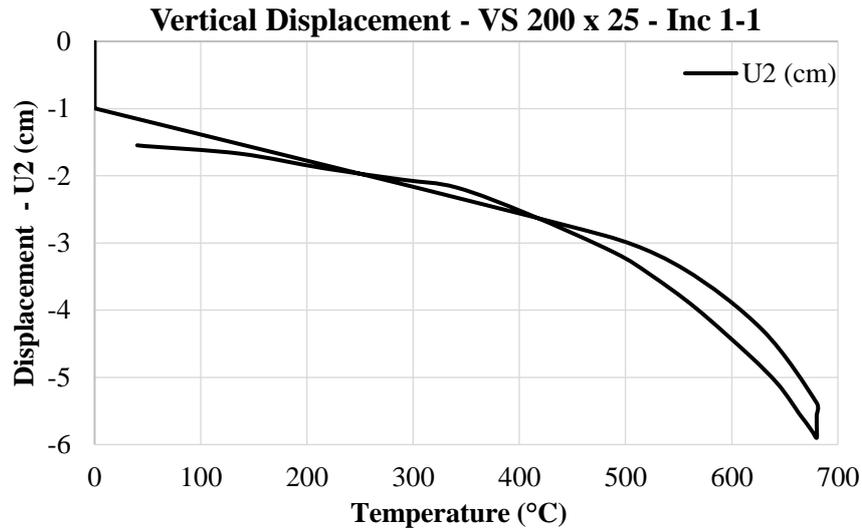


Figure 8.2 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

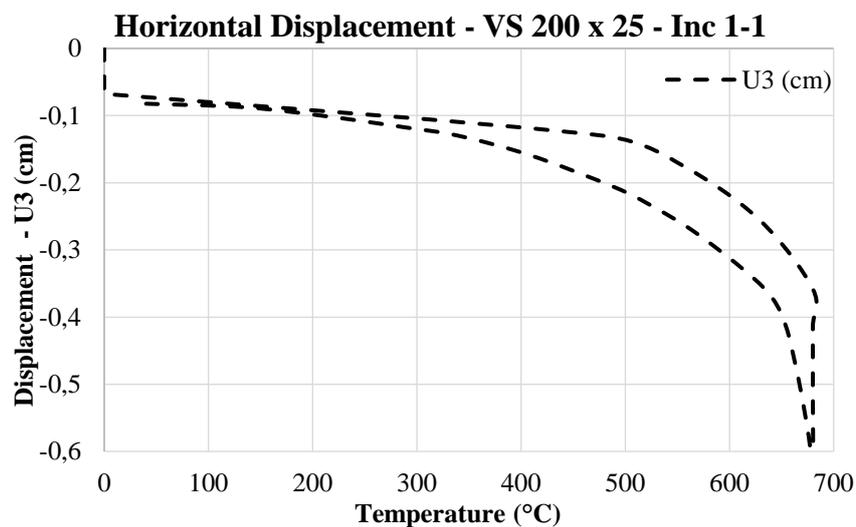


Figure 8.3 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 200 x 25 - Inc 1-1.

It is observed, therefore, that the relationship between U2 and U3, according to figure 8.2 and 8.3, is of the order of 10. This shows a behavior not very common LTB is observed.

It is important to note that these graphs (8.2 and 8.3) were made by applying a constant moment of 8.5 KNm in the beam, followed by application of the fire temperatures. This load, as will be indicated below, is equivalent to about 25% of the resistant capacity of the beam.

The previous graphs depict two branches - one of heating and one of cooling - and that left the beam with small residual deformations, due to the small applied load. Finally, the temperatures reached by the profile can be seen in table 8.1, while the resistant moments are quantified and highlighted in table 8.2:

Table 8.1 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 200 x 25 - Inc 1-1

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Top Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
8	540	256	410	430	410
17	735	716	700	680	500
<b>25</b>	<b>712</b>	<b>705</b>	<b>750</b>	<b>680</b>	<b>530</b>
33	660	655	680	630	510
42	555	567	570	540	480
50	451	465	500	480	450
58	399	415	390	380	380
67	295	313	340	340	330
75	191	210	230	230	260
83	139	157	150	150	190
92	35	43	100	100	165
100	20	31	40	40	120

Table 8.1 indicates that the lower table reached temperatures higher than the other parts of the profile, and that the different temperature maximum between the tables of the profile is of the order of 250 ° C.

Table 8.2 - Comparison of resistant moments for VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Nunes (2005)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.96	100%	26.15	100%
8	22.09	89%	22.70	89%	25.21	90%	18.87	70%	19.49	75%
17	3.69	15%	3.79	15%	4.62	17%	7.31	27%	8.14	31%
<b>25</b>	<b>3.69</b>	<b>15%</b>	<b>3.79</b>	<b>15%</b>	<b>4.62</b>	<b>17%</b>	<b>6.93</b>	<b>26%</b>	<b>8.02</b>	<b>31%</b>
33	6.12	25%	6.29	25%	6.16	22%	9.01	33%	8.59	33%
42	12.27	49%	12.60	49%	13.73	49%	13.85	51%	15.35	59%
50	17.51	70%	17.99	70%	18.77	67%	16.58	62%	17.52	67%
58	19.04	77%	19.56	76%	19.19	69%	20.22	75%	20.47	78%
67	21.10	85%	21.69	85%	23.53	84%	21.57	80%	21.56	82%
75	23.04	93%	23.69	93%	25.21	90%	23.86	88%	24.04	92%
83	23.98	96%	24.66	96%	26.61	95%	25.61	95%	25.52	98%
92	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.55	98%	26.27	100%
100	24.88	100%	25.59	100%	28.02	100%	26.96	100%	26.56	102%

The illustration of the strength reduction of the beam is summarized in Figure 8.4:

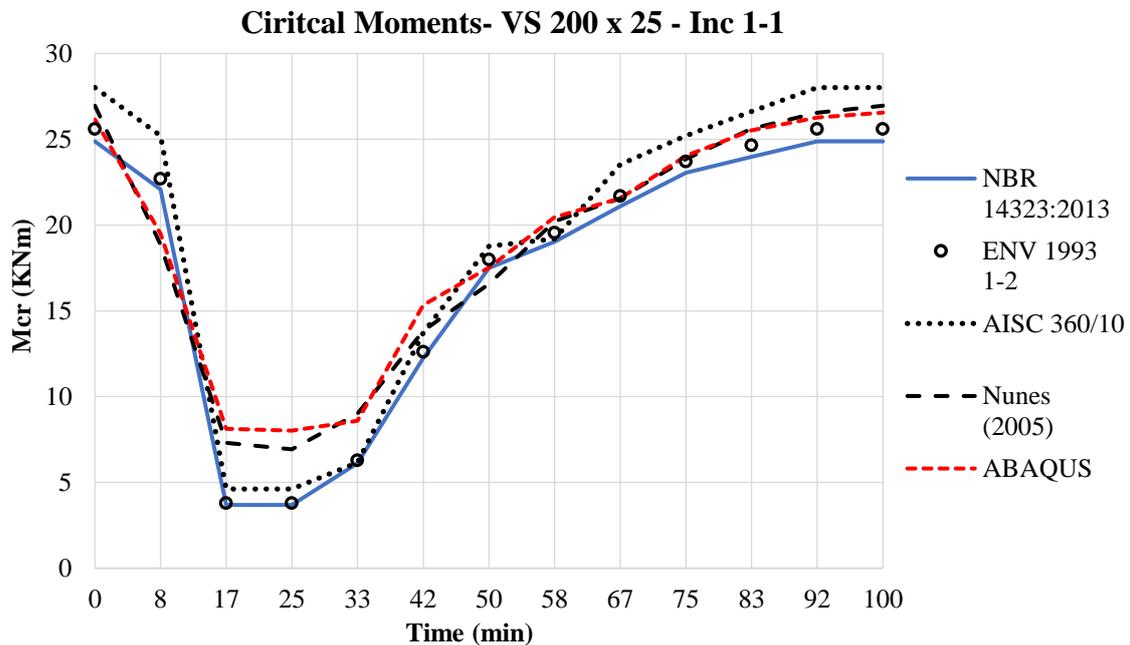


Figure 8.4 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 200 x 25 - Inc 1-1.

Table 8.2 and figure 8.4 indicate good agreement for this application between the formulation proposed by Nunes and the numerical simulations made by ABAQUS, where the largest difference between the results does not exceed 7% - with a 3% average error – whereas the current Brazilian standard in comparison to ABAQUS stands out 16% of error - with average error of 6%.

It was also observed that for the beam capacity at 20 ° C (instant of 0 min), both Nunes formulation and AISC showed higher values than the NBR and Eurocode, being proved by the numerical simulation in ABAQUS. However, the standards tried to approximate after the beginning of the fire, for this application.

### 8.1.2 VS 850 x 188 beam, with unbraced length of 15,00 meters.

#### Moment x Displacement - VC 850 x 188 - Inc 1-2

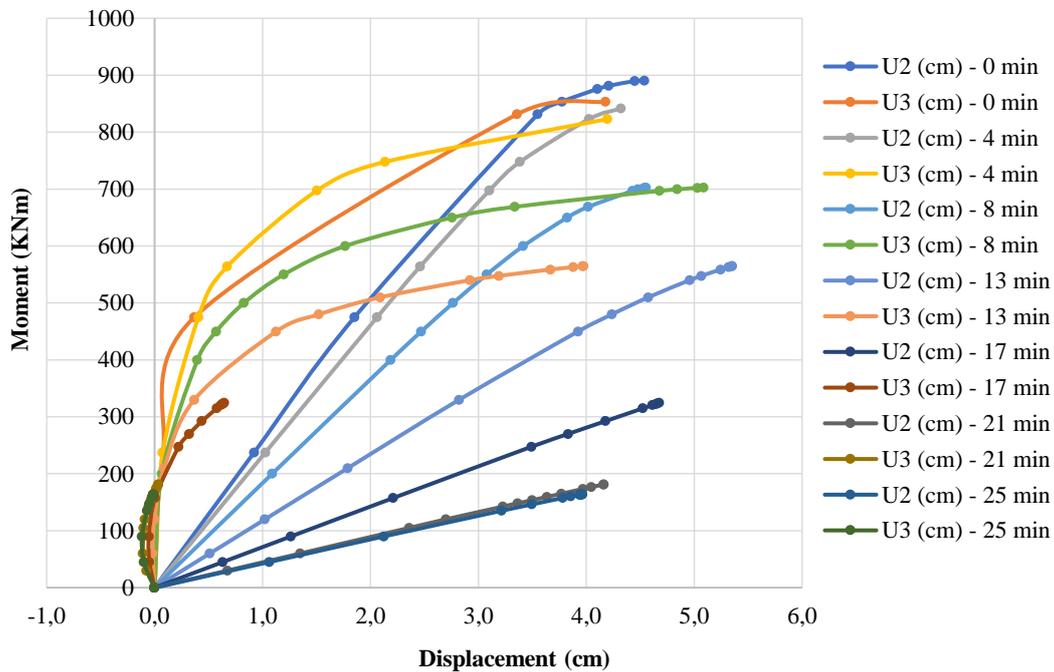


Figure 8.5 - Moment x displacement diagram - VS 850 x 188 - Inc 1-2

As observed in the previous beam, the same phenomenon occurs in the VS 850 x 188 beam: gradual reduction of the beam momentum with increasing temperature, while there is an increase of the displacement in the direction y (U2 - vertical) and z (U3 - horizontal). However, from 13 minutes of fire there is a reduction in the displacements in the z direction (U3 - horizontal).

And when the beam is evaluated during the application of a constant moment of 200 KNm, which represents 24% of the beam capacity, and imposition of the thermal gradients, an expected behavior of the vertical displacements is observed. However, small instability of the horizontal displacements in the cross-section is evident (Figures 8.6 and 8.7).

Again, one can observe the marked difference in the magnitude of the vertical and horizontal displacements of the beam.

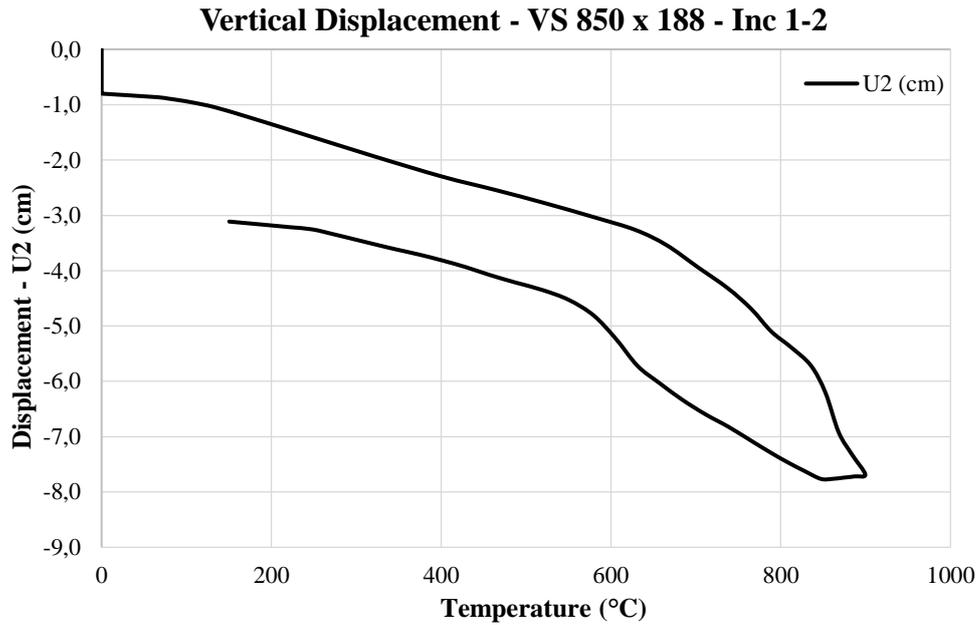


Figure 8.6 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 850 x 188 - Inc 1-2.

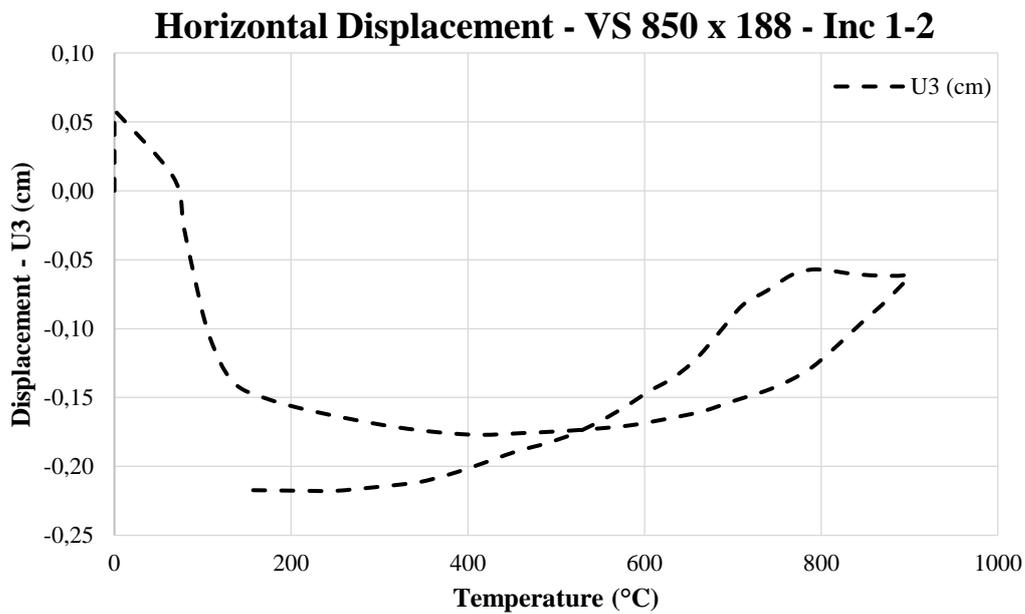


Figure 8.7 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Table 8.3 summarizes the evolution of the temperatures in the steel, while table 8.4 indicates the evolution of the resistant moments of the beam when subjected to fire Inc 1-2.

Table 8.3 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 850 x 188 - Inc 1-2

Time (min)	Incêndio	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
4	767	285	200	380	100
8	856	624	380	610	200
13	916	835	560	750	290
17	960	929	650	840	380
<b>21</b>	<b>947</b>	<b>963</b>	<b>750</b>	<b>900</b>	<b>430</b>
25	829	886	780	850	460
29	710	788	775	775	500
33	592	690	740	670	490
38	474	597	650	570	470
42	356	509	580	450	440
46	238	425	490	345	400
50	120	346	400	250	370
54	19	279	350	150	350

Table 8.3 indicates that the core of the profile reached temperatures higher than those of the tables, and that the different temperature maximum between the tables of the profile is of the order of 320 °C

Table 8.4 - Comparison of resistant moments for VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Nunes (2005)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	843.65	100%	867.95	100%	958.36	100%	949.16	100%	890.48	100%
4	749.67	89%	770.80	89%	805.02	84%	868.57	92%	854.09	96%
8	290.17	34%	298.17	34%	340.22	36%	733.36	77%	702.81	79%
13	80.15	10%	82.40	9%	86.25	9%	488.45	51%	564.70	63%
17	55.23	7%	56.85	7%	57.50	6%	284.74	30%	324.71	36%
<b>21</b>	<b>45.93</b>	<b>5%</b>	<b>47.28</b>	<b>5%</b>	<b>57.50</b>	<b>6%</b>	<b>188.93</b>	<b>20%</b>	<b>181.46</b>	<b>20%</b>
25	68.04	8%	69.98	8%	67.09	7%	181.76	19%	164.05	18%
29	103.38	12%	106.23	12%	105.42	11%	174.60	18%	166.15	19%
33	208.02	25%	213.75	25%	210.84	22%	197.88	21%	252.58	28%
38	416.69	49%	428.26	49%	340.22	36%	270.41	28%	474.38	53%
42	542.44	64%	557.57	64%	555.85	58%	466.96	49%	554.53	62%
46	646.78	77%	664.67	77%	656.48	69%	624.11	66%	658.28	74%
50	716.41	85%	736.46	85%	747.52	78%	671.57	71%	696.95	78%
54	749.67	89%	770.80	89%	805.02	84%	711.87	75%	743.13	83%

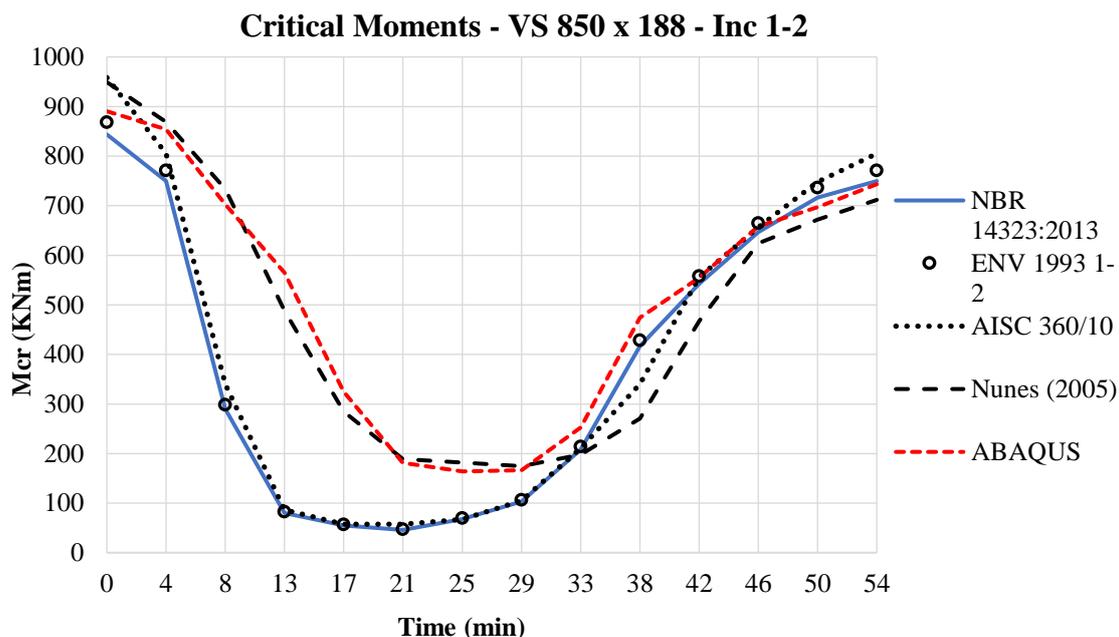


Figure 8.8 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 850 x 188 – Inc 1-2.

After evaluating the difference between the analytical formulation of Nunes and the ABAQUS simulation, a maximum error of 25% - and an average error of 7% - was evidenced, while the maximum error between the Brazilian standard and ABAQUS was 54% - and average error of 14% - observing good adequacy of the equation of Nunes with the numerical simulation. It was also identified that between 33 minutes and 42 minutes of fire, the simulations in the ABAQUS approximated more adequately to the standard than the analytical formulation proposed.

It was observed again that at the initial time (temperature at 20°C), that the Nunes proposal and the AISC obtained values of critical moments superior to the NBR and Eurocode, confirmed by the ABAQUS. However, the standards try to approach each other after the start of the fire, for this application.

### 8.1.3 CVS 1000 x 464 beam, with unbraced length of 30,00 meters.

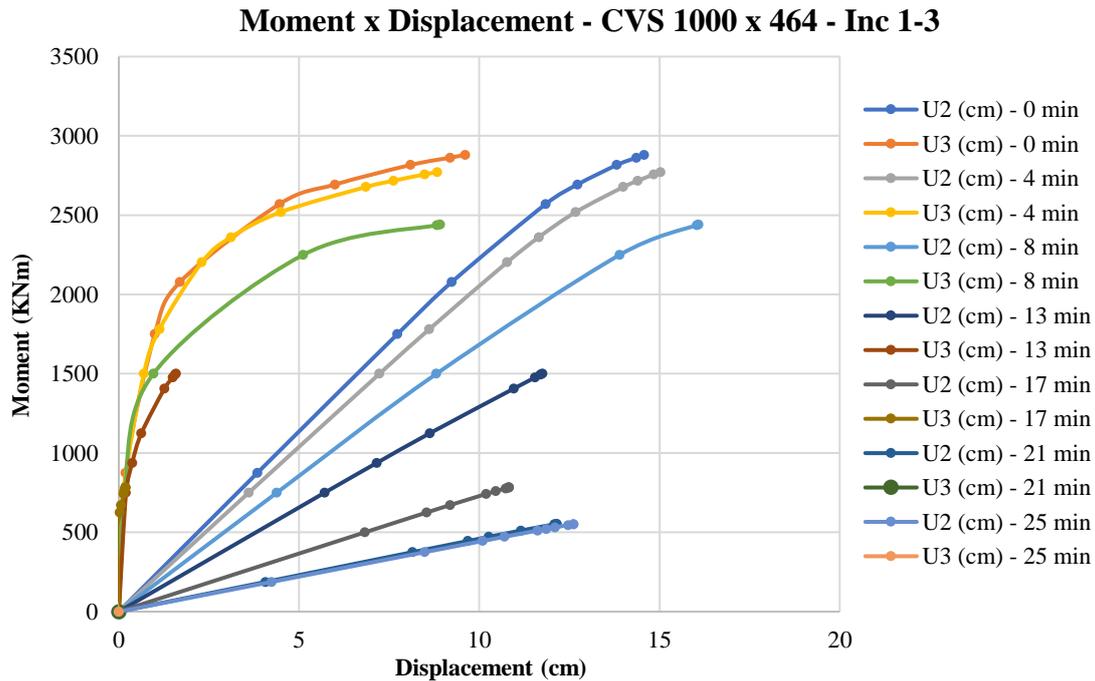


Figure 8.9 - Moment x displacement diagram - CVS 1000 x 464 – Inc 1-3.

The same response of the beam to the fire is observed in this last case of the Nunes formulation, with reduction in the resistant moment, increase of the vertical displacements and decrease of the horizontal displacements from 13 minutes of evolution of the fire.

And under a constant moment of 750 KNm, corresponding to 33% of the beam capacity, the following deflection of the beam is indicated:

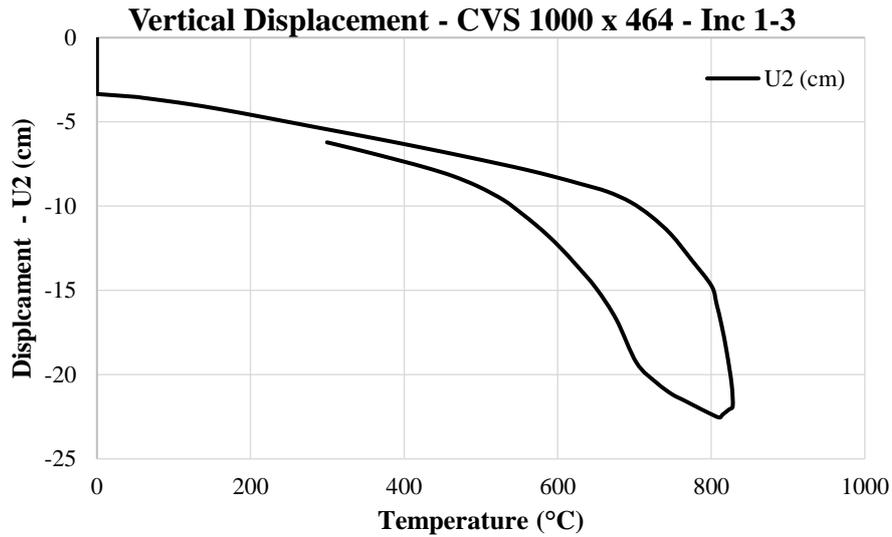


Figure 8.10 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 1000 x 464 - Inc 1-13.

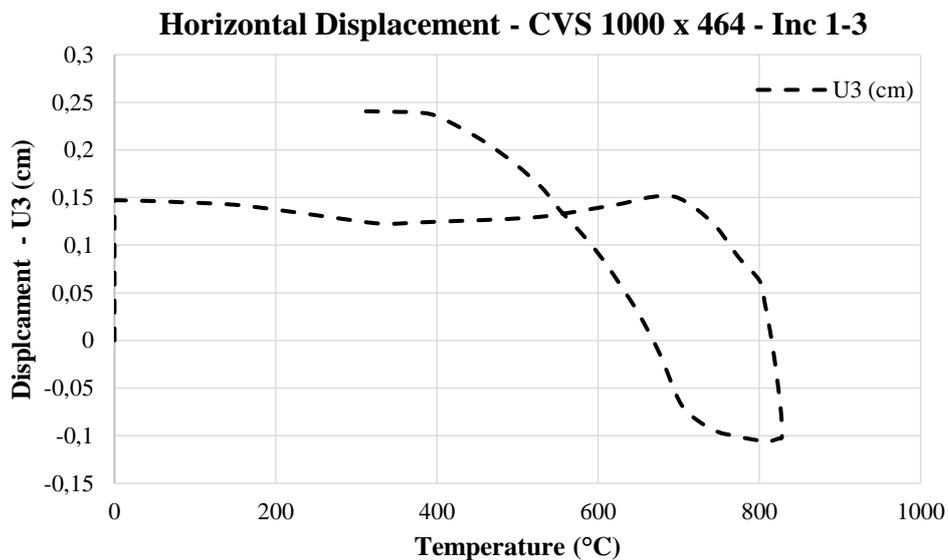


Figure 8.11 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Again, the small instability of the beam in relation to the horizontal displacements (figure 8.11) is noticed.

The summary of the evolution of the temperatures in the steel and of the resistant moments analyzed can be visualized in table 8.5 and in table 8.6 respectively, while the illustration of the critical moments can be observed in figure 8.12:

Table 8.5 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 1000 x 464 - Inc 1-3

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
4	873	249	200	300	90
8	978	573	375	520	190
13	1039	848	500	680	270
<b>17</b>	<b>1061</b>	<b>1004</b>	<b>620</b>	<b>800</b>	<b>360</b>
21	905	978	700	830	400
25	749	877	725	810	415
29	593	768	720	740	420
33	436	664	650	620	415
38	280	568	590	540	400
42	124	487	500	390	370
46	20	394	420	300	340

Table 8.5 indicates that the web of the profile reached temperatures higher than those of the flanges, and that the maximum temperature difference between the flanges of the profile is in the order of 310 ° C.

Table 8.6 - Comparison of resistant moments for CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Nunes (2005)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	2627.76	100%	2703.99	100%	3030.91	100%	2915.25	100%	2879.85	100%
4	2438.33	93%	2507.97	93%	2727.82	90%	2671.47	92%	2771.67	96%
8	1302.04	50%	1338.31	49%	1485.14	49%	2281.92	78%	2440.43	85%
13	250.17	10%	257.22	10%	272.78	9%	1868.51	64%	1500.73	52%
<b>17</b>	<b>113.95</b>	<b>4%</b>	<b>117.31</b>	<b>4%</b>	<b>151.55</b>	<b>5%</b>	<b>1113.80</b>	<b>38%</b>	<b>783.54</b>	<b>27%</b>
21	142.86	5%	147.08	5%	181.85	6%	651.13	22%	553.87	19%
25	212.10	8%	218.18	8%	212.16	7%	651.13	22%	551.92	19%
29	323.37	12%	332.29	12%	333.40	11%	651.13	22%	654.85	23%
33	650.80	25%	668.73	25%	666.80	22%	870.53	30%	989.10	34%
38	1302.04	50%	1338.31	49%	1485.14	49%	1443.41	50%	1396.28	48%
42	1858.64	71%	1910.42	71%	1757.93	58%	1820.77	62%	2167.10	75%
46	2130.88	81%	2190.40	81%	2242.87	74%	2088.42	72%	2282.23	79%

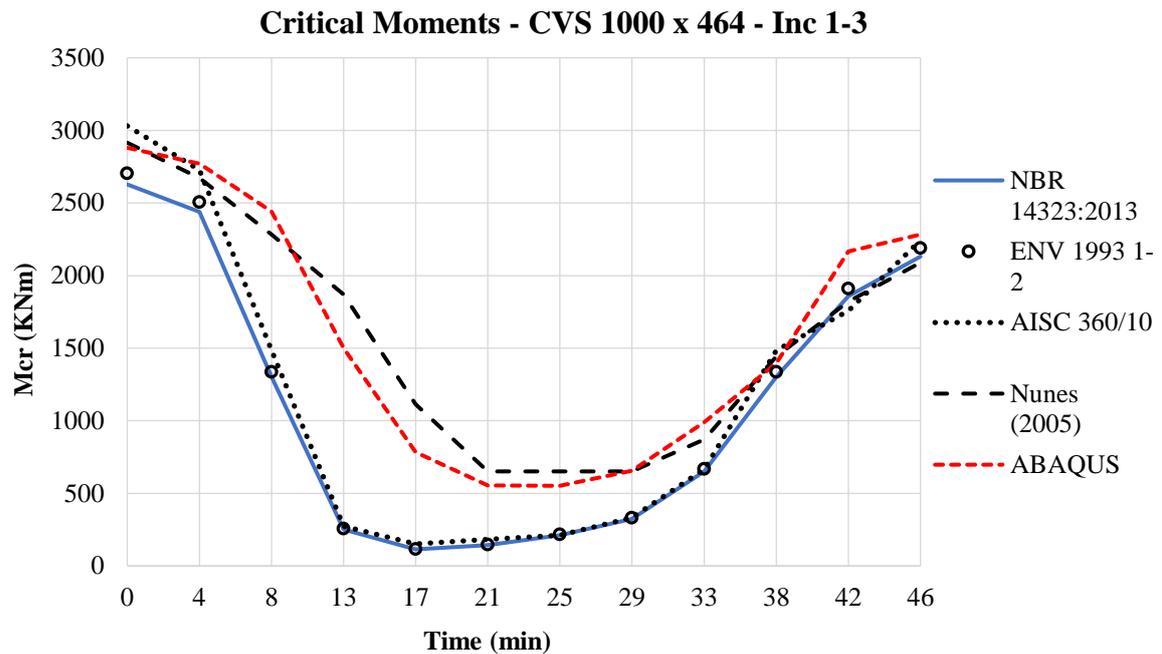


Figure 8.12 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 1000 x 464 - Inc 1-3.

After analyzing the above information, we can again see a good adequacy of the Nunes proposal with the numerical simulation, with a mean error of 6% - and a maximum error of 13% between ABAQUS and analytical formulation, while the mean error of the NBR was 13% - and maximum error of 43% - in relation to ABAQUS.

It was observed again that at the initial time (temperature at 20 ° C), that the Nunes proposal and the AISC obtained values of critical moments superior to the NBR and Eurocode, confirmed by the ABAQUS. However, the standards try to approach the fire after the start of the fire, for this application.

## 8.2 PROPOSTA DE CAMPÊLO.

Recalling that Campêlo's resistant moment formulation (equation 5-3) refers to a simply supported beam with a concentrated load in the beam midspan. It is important to emphasize that a pair of loads were applied in the elaboration of the numerical model, suits better the response to lateral torsion flexure. Since the application of only a concentrated load on the top flange would make the beam more instable, while the application on the bottom flange would give more stability. This procedure is accepted and practiced in the literature. Regarding this subject, one can observe the behavior of the beam during the fire:

### 8.2.1 CVS 300 x 113 beam, with unbraced length of 22,00 meters.

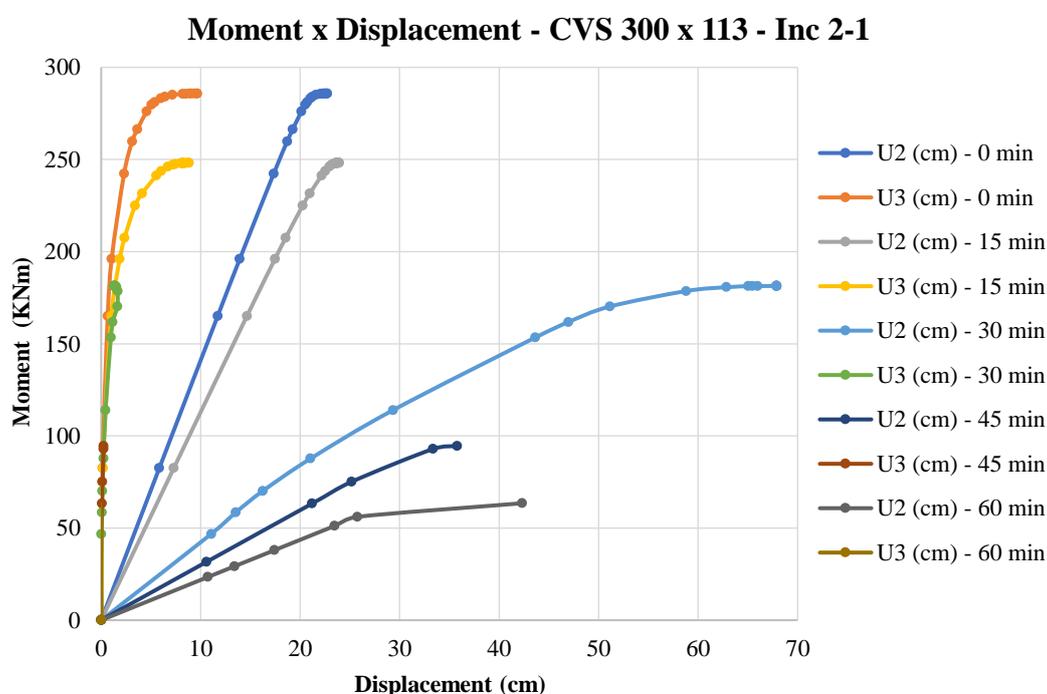


Figure 8.13 - Moment x displacement diagram - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

After analyzing figure 8.13, it is possible to identify the same behavior of the beams analyzed in Nunes' proposal: The increase of the temperature, decreases the resistant moment, whereas there is increase in the vertical and horizontal displacements. However, after 15 minutes of exposure, the horizontal displacements (U3) are much smaller than the vertical displacements (U2).

And when there is a pair of concentrated loads of 17.5 KN - equivalent to 33% of the resistant moment -  $M_s = 193 \text{ KNm}$  - and increasing temperatures, we have the following graphs:

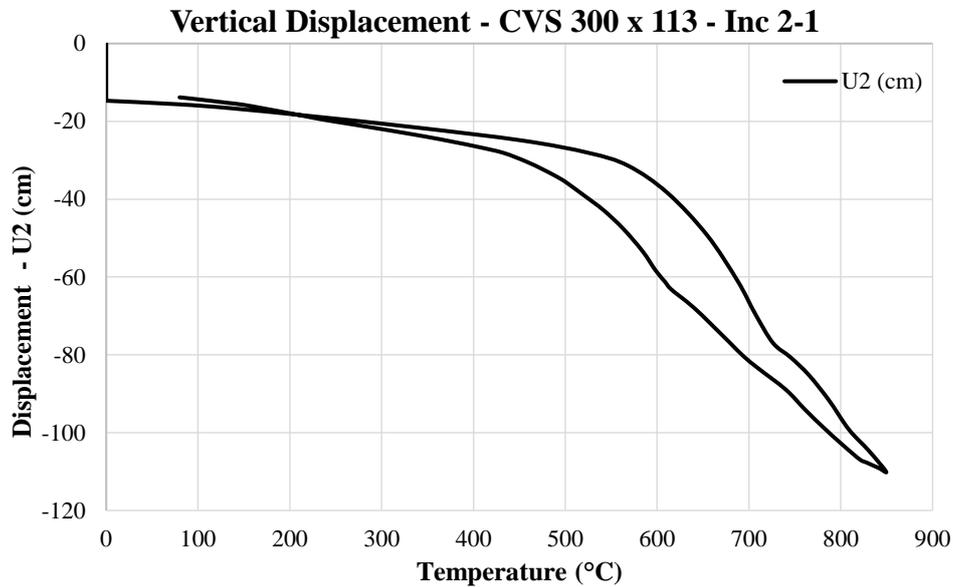


Figure 8.14 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

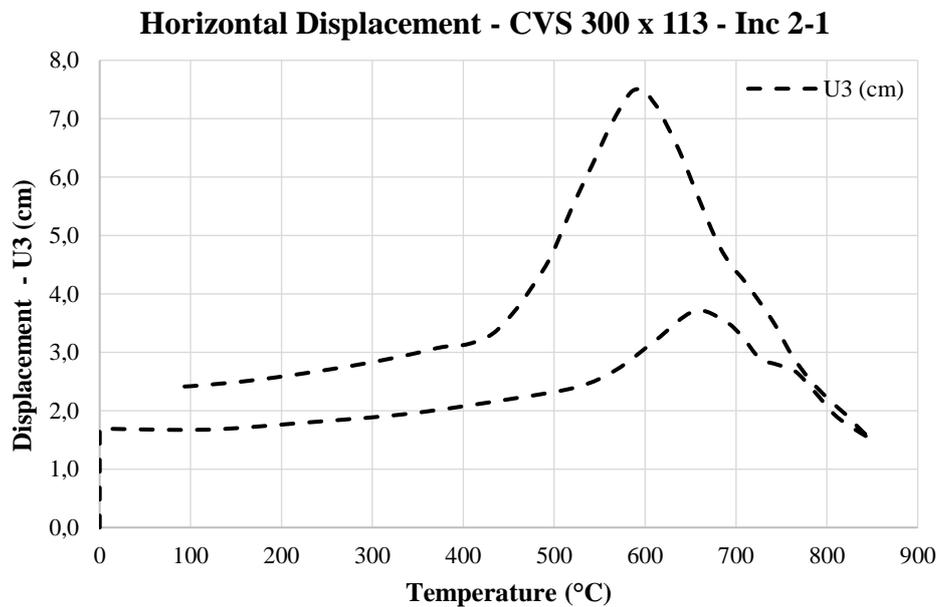


Figure 8.15 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 300 x 113 - Inc 2-1.

The graphs observed above confirm the difference in magnitude between the displacements in relation to the y (vertical) axis and the z (horizontal) axis.

The evolution of the steel temperatures in the beam is shown in Table 8.7, while the evolution of the fire-resistant moments for the CVS 300 x 113 beam is quantified in Table 8.8 and illustrated in Figure 8.16:

Table 8.7 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 300 x 113 - Inc 2-1

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
15	755	575	400	500	130
30	841	820	660	680	160
45	900	889	740	760	200
<b>60</b>	<b>928</b>	<b>933</b>	<b>850</b>	<b>850</b>	<b>220</b>
75	801	828	845	820	240
90	674	711	775	735	250
105	548	596	690	600	245
120	421	485	555	475	240
135	295	378	420	360	225
150	168	275	290	240	205
165	42	173	165	150	190
180	20	155	100	80	180

Table 8.7 indicates that the bottom flange reached slightly higher temperatures than the web, and that the maximum temperature difference between the profile flanges is in the order of 605 ° C, imposing a high thermal gradient in the profile section.

Table 8.8 - Comparison of resistant moments for CVS 300 x 113 - Inc 2-1

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Campêlo (2008)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	212.56	100%	227.30	100%	265.27	100%	233.04	100%	283.95	100%
15	107.07	50%	110.13	48%	129.98	49%	194.68	84%	247.07	87%
30	20.46	10%	21.39	9%	23.87	9%	128.26	55%	181.23	64%
45	17.23	8%	18.29	8%	18.57	7%	111.56	48%	94.57	33%
<b>60</b>	<b>13.79</b>	<b>6%</b>	<b>14.91</b>	<b>7%</b>	<b>15.92</b>	<b>6%</b>	<b>105.10</b>	<b>45%</b>	<b>63.46</b>	<b>22%</b>
75	20.46	10%	21.39	9%	23.87	9%	106.50	46%	59.38	21%
90	32.67	15%	33.57	15%	43.77	17%	103.74	45%	96.48	34%
105	107.07	50%	110.13	48%	94.17	36%	122.98	53%	161.73	57%
120	152.82	72%	157.21	69%	153.86	58%	152.88	66%	207.11	73%
135	174.98	82%	180.73	80%	196.30	74%	184.16	79%	236.52	83%
150	190.89	90%	200.54	88%	222.83	84%	203.34	87%	250.95	88%
165	205.61	97%	218.75	96%	252.01	95%	221.39	95%	263.52	93%
180	205.61	97%	218.75	96%	252.01	95%	227.78	98%	274.29	97%

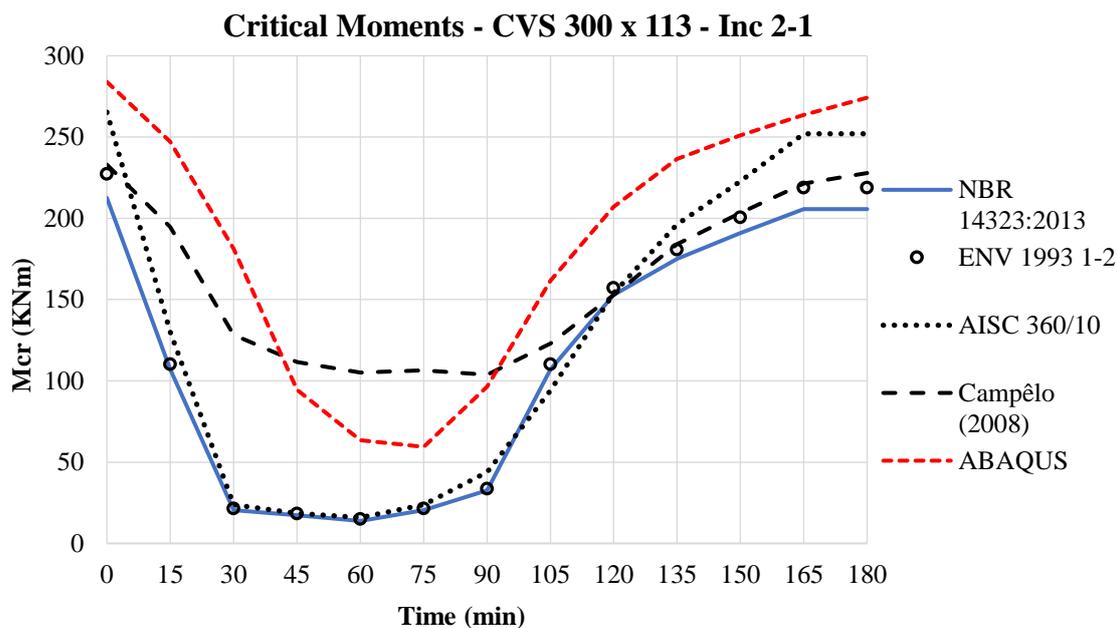


Figure 8.16 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 300 x 113 – Inc 2-1.

It is observed that both the NBR and the formulation made by Campêlo, for this application, did not approximate as the formulation of Nunes did in his applications. Despite this, the maximum difference observed between the analytical formulation and ABAQUS results was 25% - with an average error of 8% - while the maximum error observed between NBR and ABAQUS was 54% - with an average error of 14%. However, between the instants 60 minutes and 75 minutes, when the maximum temperature between these intervals is 850 ° C (according to table 8.7), the formulation of Campêlo, for this application, was not safe - presenting values 23% to 25% larger than the simulated capacity.

Thus, excluding the intervals of 60 and 75 minutes, the formulation of Campêlo had a more adequate behavior compared to the Brazilian standard.

It was also observed that at the initial time (temperature at 20°C) that the Campêlo proposal exceeded the values of the critical moments indicated by the NBR and Eurocode, however, lower than the AISC values and the ABAQUS simulation for this application.

### 8.2.2 CVS 500 x 250 beam, with unbraced length of 26,00 meters.

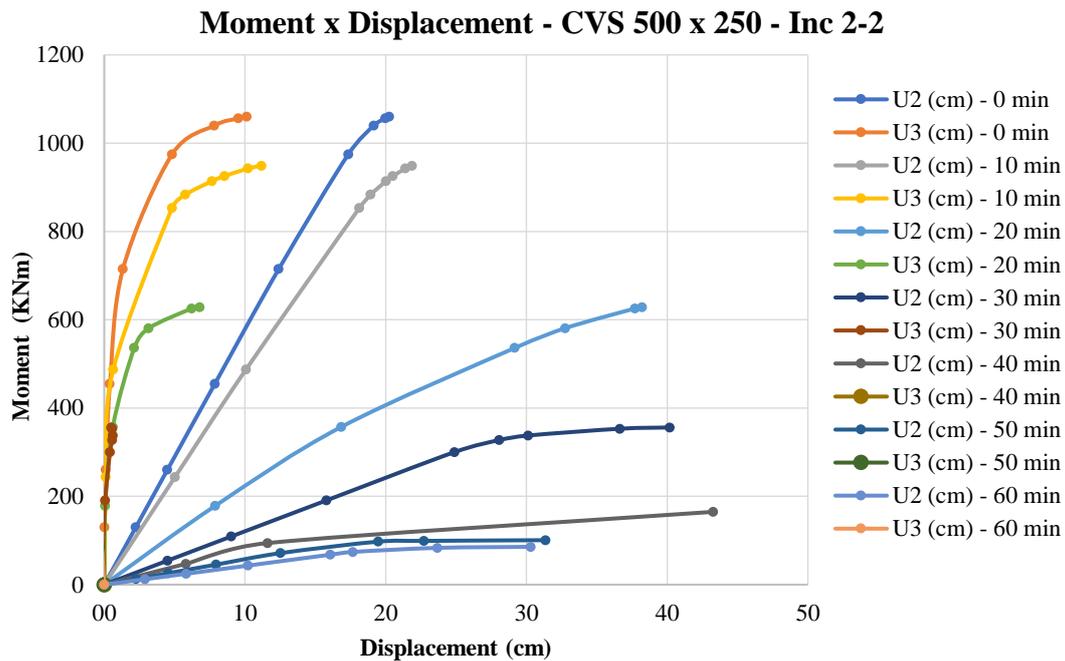


Figure 8.17 - Moment x displacement diagram - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

Again, the same phenomenon commented on in the previous cases is repeated in this example: reduction of resistant moment, with increase of the vertical and horizontal displacements due to the increase of temperature. And after 20 minutes of exposure, the horizontal displacements become much smaller than the vertical displacements.

Additionally, for the application of a pair of concentrated loads of 27.5 KN - equivalent to 33% of the resistant moment -  $M_s = 358 \text{ KNm}$  - we have the following evolution of the displacements of the metal beam during exposure to fire.

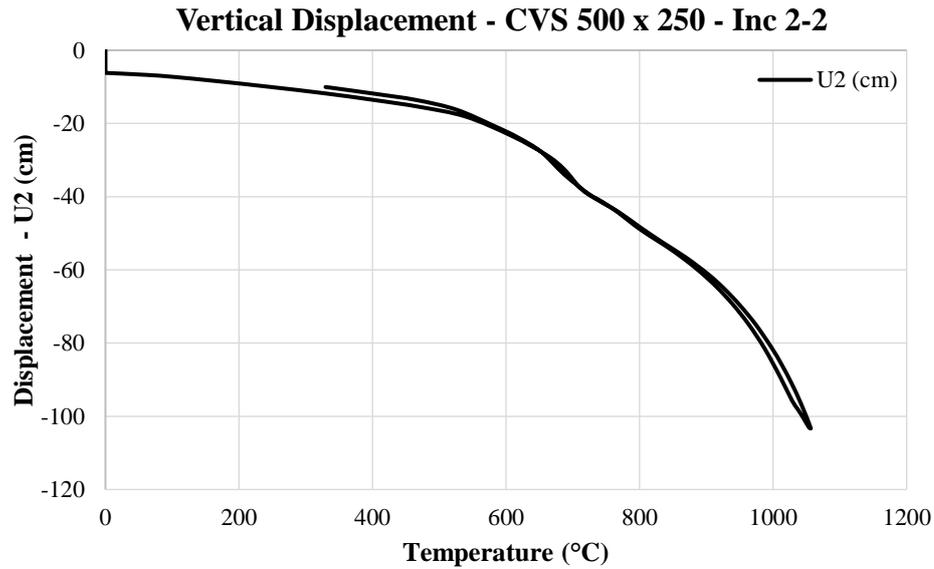


Figure 8.18 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

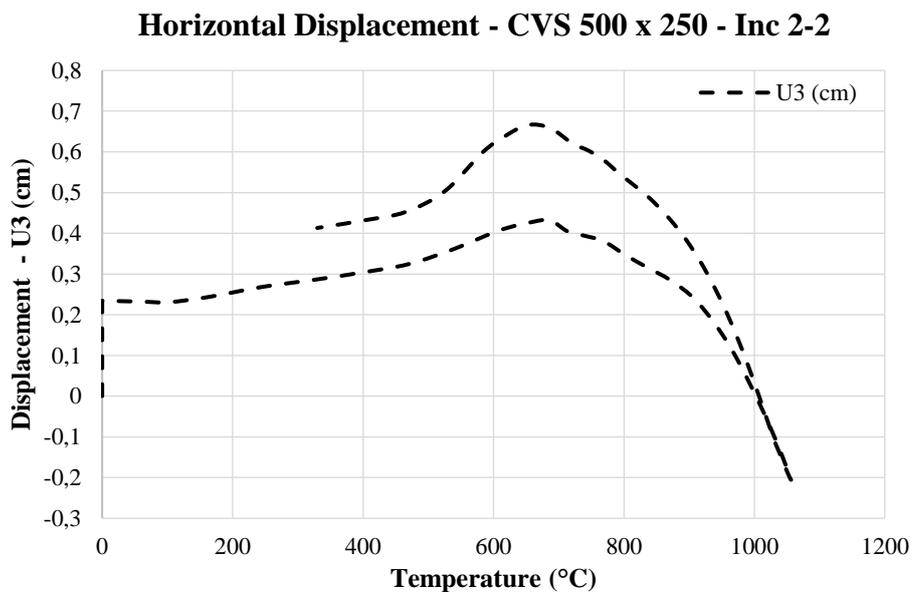


Figure 8.19 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

It is emphasized, again, the difference in magnitude between the vertical and horizontal displacements, together with the small instability of the horizontal displacements during the fire event.

The evolution of the temperatures and the resistant moments are presented in tables 8.9 and 8.10, respectively, while the illustration of the resistant moments can be observed in figure 8.20, for this application:

Table 8.9 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 500 x 250 - Inc 2-2

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
10	882	503	340	360	100
20	988	905	630	650	150
30	1048	1027	740	760	200
40	1090	1079	880	900	240
50	1124	1115	980	1000	260
<b>60</b>	<b>1123</b>	<b>1138</b>	<b>1040</b>	<b>1060</b>	<b>280</b>
70	956	1008	1025	1025	300
80	790	861	925	925	295
90	623	721	820	820	290
100	456	591	725	725	280
110	290	470	595	580	275
120	123	357	455	440	250
130	19	290	345	330	245

Table 8.9 indicates that the bottom flange and the web reached close temperatures, and that the maximum temperature difference between the flanges of the profile is in the order of 760°C, imposing a high thermal gradient in the profile section.

Table 8.10 - Comparison of resistant moments for CVS 500 x 250 - Inc 2-2

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Campêlo (2008)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	750.11	100%	801.54	100%	933.59	100%	732.30	100%	1060.31	100%
10	490.11	65%	507.54	63%	541.49	58%	649.00	89%	949.05	90%
20	48.68	6%	52.59	7%	65.35	7%	430.12	59%	628.42	59%
30	32.31	4%	34.88	4%	46.68	5%	340.29	46%	356.07	34%
40	24.34	3%	26.29	3%	32.68	4%	319.46	44%	164.94	16%
50	16.37	2%	17.71	2%	18.67	2%	294.34	40%	100.75	10%
<b>60</b>	<b>16.37</b>	<b>2%</b>	<b>17.71</b>	<b>2%</b>	<b>18.67</b>	<b>2%</b>	<b>289.66</b>	<b>40%</b>	<b>85.68</b>	<b>8%</b>
70	32.31	4%	34.88	4%	46.68	5%	273.70	37%	86.95	8%
80	60.79	8%	64.47	8%	84.02	9%	299.02	41%	121.88	11%
90	115.17	15%	118.36	15%	154.04	17%	307.99	42%	231.61	22%
100	377.63	50%	388.40	48%	457.46	49%	324.34	44%	478.16	45%
110	538.98	72%	554.37	69%	625.51	67%	458.23	63%	634.26	60%
120	617.19	82%	636.76	79%	728.20	78%	539.17	74%	764.66	72%
130	673.45	90%	706.81	88%	784.22	84%	617.40	84%	823.44	78%

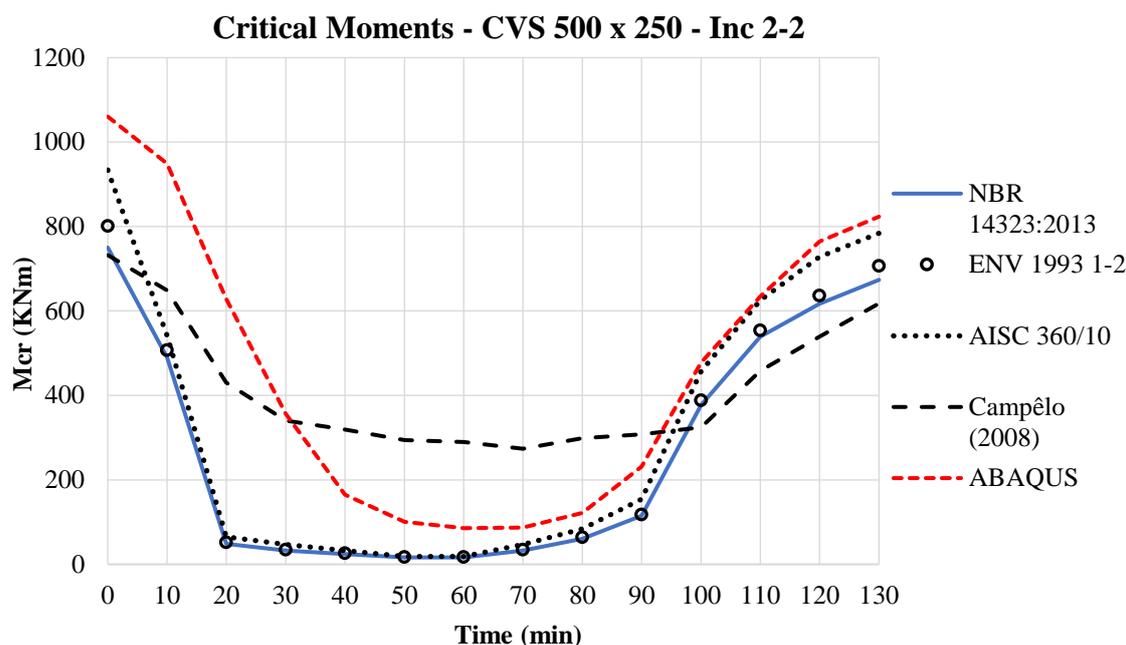


Figure 8.20 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 500 x 250 - Inc 2-2.

The maximum error between the formulation of Campêlo and ABAQUS results was 31% - with an average error of 14% - whereas the maximum error between the standard and the ABAQUS was 53% - with an average error of 13%. However, between the 40-80-minute intervals, when the temperatures of the heated regions of the cross-section – bottom flange and web - range from 850 ° C to 1060 ° C (according to Table 8.9), the Campêlo formulation was not safe. For these points, although NBR was more conservative, it presented differences of 7% to 3%, being more indicated at these moments. Additionally, after 100 minutes, better approximation of the NBR than the formulation of Campêlo is observed.

At 20°C, the values of the Campêlo proposal are similar to the values of the critical moments obtained by the NBR and Eurocode, while the values obtained by the AISC and the simulation by the ABAQUS were well above them, of the order of 40% for this application.

### 8.2.3 CVS 600 x 292 beam, with unbraced length of 25,00 meters.

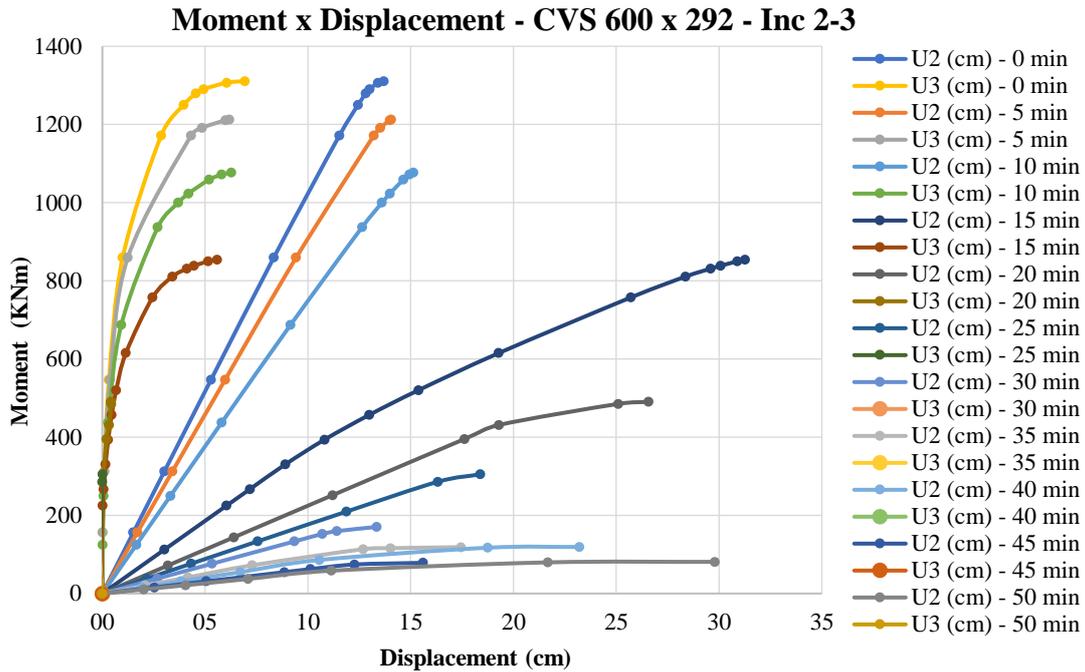


Figure 8.21 - Moment x displacement diagram - VS 850 x 188 - Inc 2-3.

This application is another example of the response of the steel beam to the temperature gradients, where it is observed a gradual reduction of the resistant moments, with increase of the vertical and horizontal displacements. And after 15 minutes of fire exposure, there is a considerable reduction of horizontal displacements and increase of vertical displacements. Additionally, for the application of a pair of concentrated loads of 39.5 KN - equivalent to 37% of the beam capacity -  $M_s = 494$  KNm - we have the following evolution of the beam displacements during the fire:

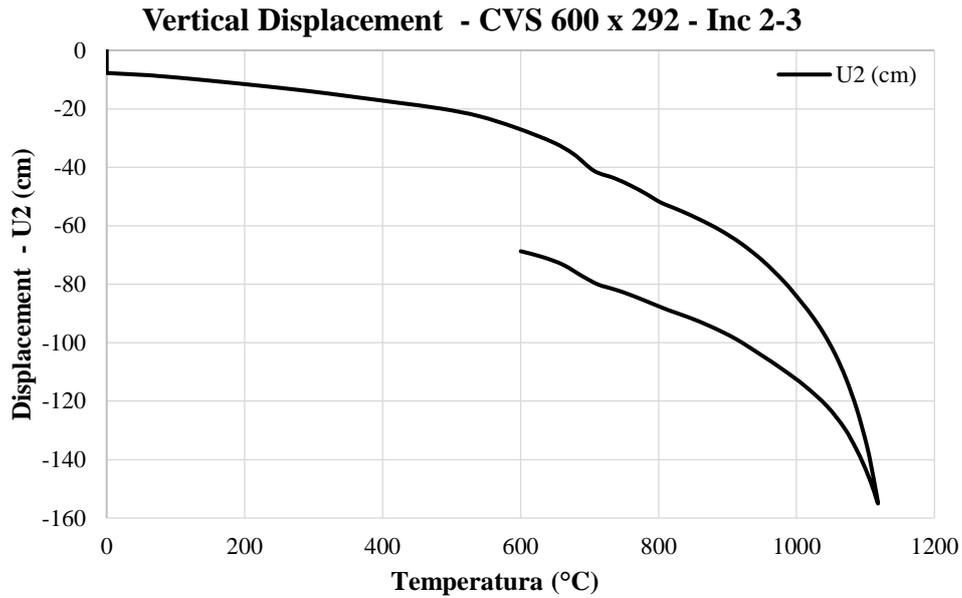


Figure 8.22 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

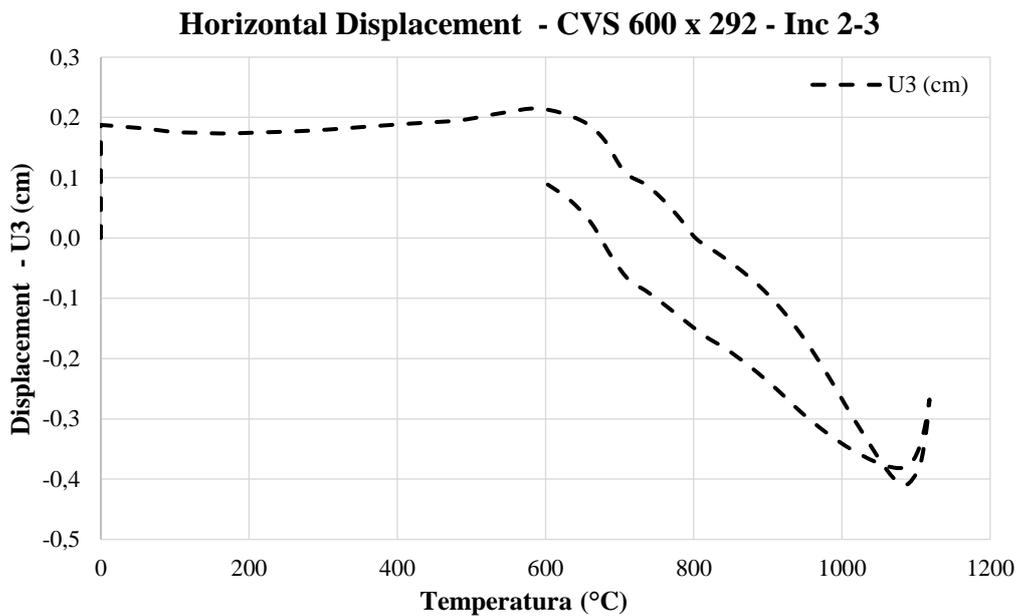


Figure 8.23 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

Again, the great difference in magnitude of the horizontal and vertical displacements is emphasized. And also, the small instability in the horizontal displacements of the beam is observed.

The evolution of the temperatures can be observed in table 8.11, while the quantification of the evolution of the resistant moments for this application is presented in table 8.12 and shown in figure 8.24.

Table 8.11 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 600 x 292 - Inc 2-3

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
5	900	302	275	275	100
10	1006	678	480	480	140
15	1065	944	650	650	165
20	1108	1065	730	740	185
25	1142	1121	810	810	195
30	1170	1156	890	900	220
35	1195	1183	990	1000	250
40	1216	1207	1025	1050	260
<b>45</b>	<b>1234</b>	<b>1226</b>	<b>1065</b>	<b>1100</b>	<b>270</b>
50	1067	1143	1085	1120	260
55	879	993	1030	1060	255
60	692	849	960	960	250
65	504	716	850	850	235
70	317	597	760	760	210
75	129	490	690	690	195
80	20	432	600	600	180

Table 8.11 indicates that the profile web reached higher temperatures than the bottom flange, and that the maximum temperature difference between the profile flanges is in the order of 795 ° C, imposing a high thermal gradient in the profile section.

Table 8.12 - Resistant Moments Comparisons for CVS 600 x 292 - Inc 2-3

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Campêlo (2008)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	1053.68	100%	992.4	100%	1309.78	100%	934.17	100%	1310.89	100%
5	907.08	86%	870.1	88%	1100.21	84%	850.37	91%	1212.16	92%
10	266.68	25%	262.2	26%	288.15	22%	739.14	79%	1076.72	82%
15	68.39	6%	63.9	6%	78.59	6%	483.88	52%	854.03	65%
20	34.19	3%	32.0	3%	45.84	4%	435.27	47%	490.21	37%
25	23.00	2%	21.5	2%	26.20	2%	413.81	44%	305.00	23%
30	11.50	1%	10.7	1%	13.10	1%	388.67	42%	170.37	13%
35	11.50	1%	10.7	1%	13.10	1%	357.40	38%	118.59	9%
40	0.00	0%	0.0	0%	0.01	0%	351.27	38%	119.14	9%
<b>45</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.0</b>	<b>0%</b>	<b>0.01</b>	<b>0%</b>	<b>345.42</b>	<b>37%</b>	<b>78.61</b>	<b>6%</b>
50	23.00	2%	21.5	2%	26.20	2%	345.42	37%	81.02	6%
55	56.89	5%	53.2	5%	65.49	5%	351.27	38%	112.73	9%
60	101.35	10%	97.0	10%	117.88	9%	357.40	38%	148.28	11%
65	161.72	15%	160.9	16%	216.11	17%	388.67	42%	249.69	19%
70	530.32	50%	513.4	52%	464.97	36%	405.29	43%	669.92	51%
75	756.91	72%	732.5	74%	759.67	58%	483.88	52%	840.67	64%
80	824.82	78%	801.7	81%	877.55	67%	532.86	57%	894.29	68%

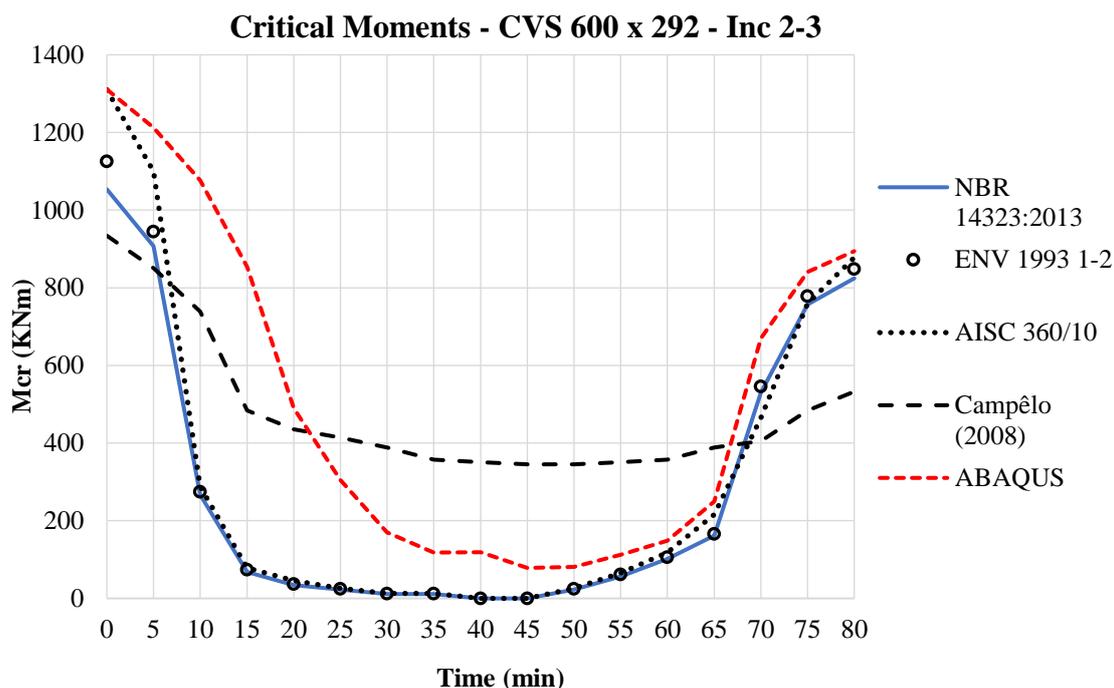


Figure 8.24 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 600 x 292 - Inc 2-3.

It can be observed from Table 8.12 and Figure 8.24 that the NBR better portrayed the reduction of the beam's critical moment, and its adequacy is best observed after 35 minutes of fire evolution. The maximum error of the Campêlo proposal was 31% - with an average error of 18% - while the maximum error between the NBR and the ABAQUS was 59% - with an average error of 14%. Therefore, for this application, the NBR had more adequate and more secure convergence than the Campêlo's proposal.

For the initial critical moment values at 20°C, the values of the Campêlo proposal approximated the values of the critical moments obtained by the NBR and Eurocode, while the values obtained by the AISC and the simulation by the ABAQUS were much higher than them, in the order of 30% difference, for this application.

### 8.2.4 CVS 700 x 166 beam, with unbraced length of 30,00 meters.

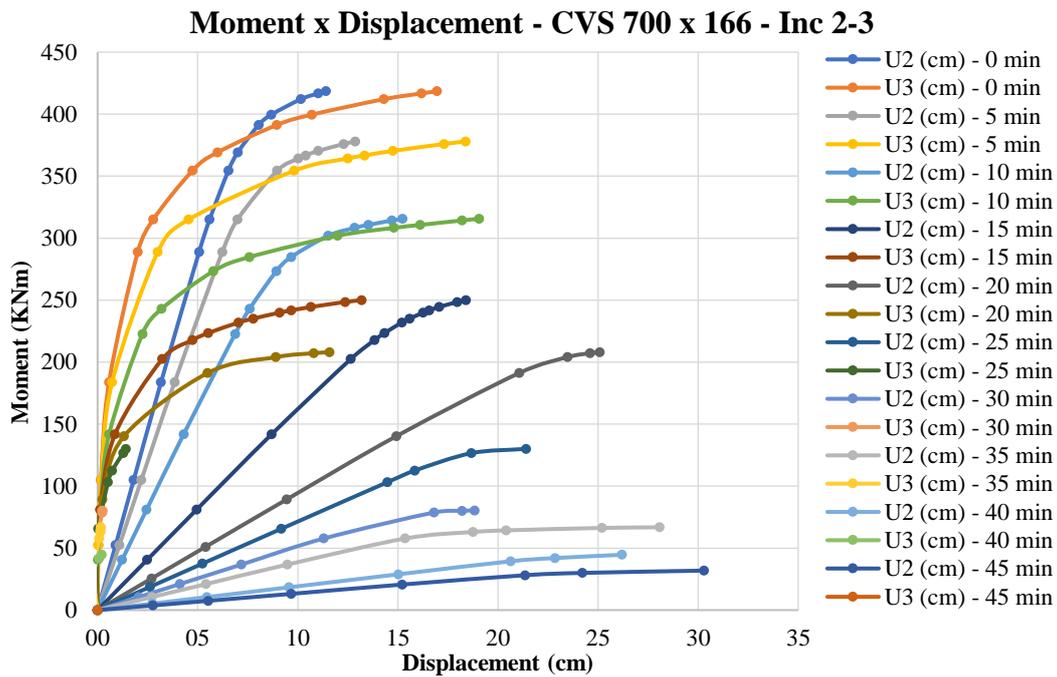


Figure 8.25 - Moment x displacement diagram - VS 700 x 166 - Inc 2-3.

This application is the last example of Campêlo's formulation, and the same phenomenon is observed: gradual reduction of the resistant moment and increase of the displacements due to the increase of temperature. And, after 25 minutes of fire evolution, the horizontal displacements begin to become much smaller in magnitude compared to vertical displacements.

In addition, when a couple of concentrated loads of 32.5 KN - representing 12% of the resistant moment -  $M_s = 49$  KNm - the following evolution of the displacements as a function of temperature is presented:

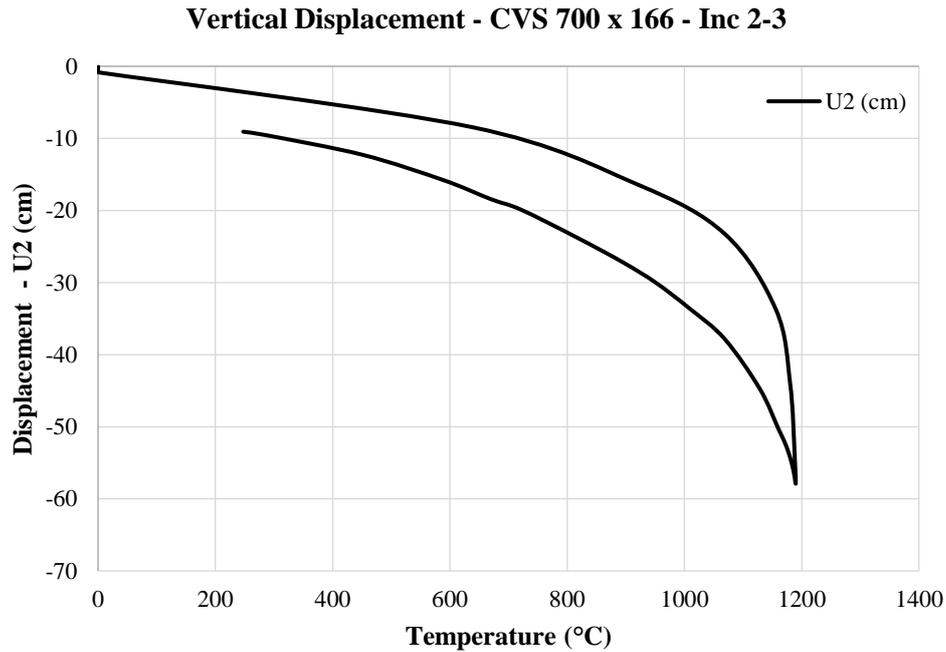


Figure 8.26 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

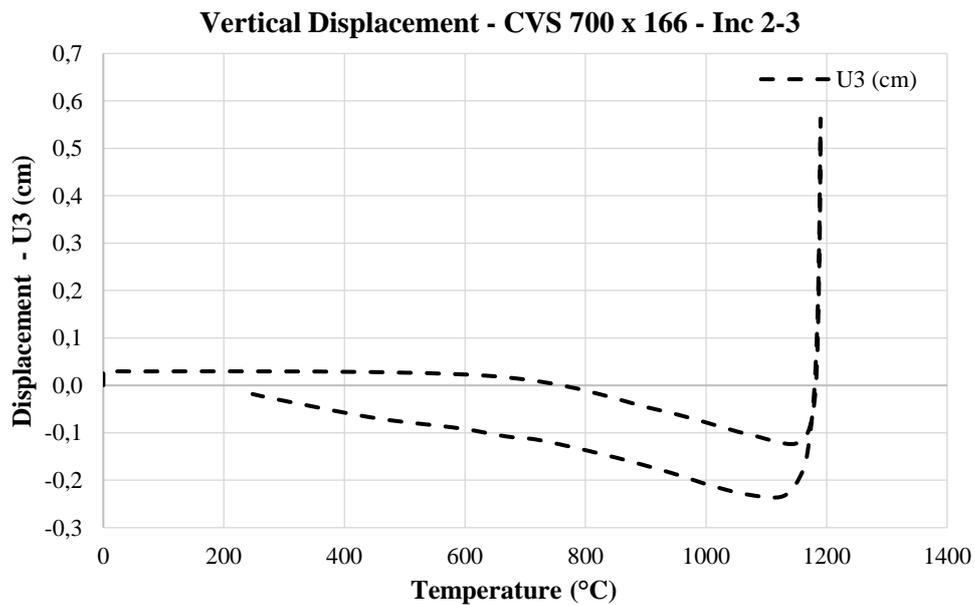


Figure 8.27 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

Again, the great difference between the vertical and horizontal displacements of the metal beam during the exposure of the fire, caused by the high thermal gradient between the bottom flange and the web, and the top flange, is highlighted. This subject will be explored further in the next chapter.

The evolution of the temperatures in the profile can be observed in table 8.13, while the quantification and the evolution of the resistant moments can be observed in table 8.14 and figure 8.28.

Table 8.13 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 700 x 166 - Inc 2-3

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
5	900	479	300	500	100
10	1006	900	500	740	140
15	1065	1040	650	900	160
20	1108	1095	750	1035	180
25	1142	1132	840	1090	195
30	1170	1163	950	1125	200
35	1195	1189	1000	1160	230
<b>40</b>	<b>1216</b>	<b>1211</b>	<b>1090</b>	<b>1190</b>	<b>250</b>
45	1234	1230	1130	1200	260
50	1067	1117	1125	1160	255
55	879	952	1060	1000	250
60	692	795	960	850	225
65	504	650	840	740	215
70	317	517	750	575	200
75	129	397	670	375	190
80	20	330	560	250	185

Table 8.13 indicates that the web of the profile reached temperatures higher than that of the bottom flange, and that the maximum temperature difference between the flanges of the profile is in the order of 840 ° C, imposing a high thermal gradient in the profile section.

Table 8.14 - Comparison of resistant moments for CVS 700 x 166 - Inc 2-3

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Campêlo (2008)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	406.74	100%	417.87	100%	404.94	100%	315.14	100%	418.48	100%
5	279.21	69%	286.96	69%	271.31	67%	277.48	88%	377.99	90%
10	32.58	8%	33.47	8%	28.35	7%	240.02	76%	315.62	75%
15	17.87	4%	18.36	4%	14.17	4%	163.26	52%	250.02	60%
20	13.48	3%	13.85	3%	8.10	2%	143.24	45%	207.98	50%
25	9.09	2%	9.34	2%	8.10	2%	139.63	44%	130.08	31%
30	4.55	1%	4.67	1%	4.05	1%	127.09	40%	80.39	19%
35	4.55	1%	4.67	1%	4.05	1%	125.02	40%	66.77	16%
<b>40</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>0.00</b>	<b>0%</b>	<b>116.55</b>	<b>37%</b>	<b>44.63</b>	<b>11%</b>
45	0.00	0%	0.00	0%	0.00	0%	114.58	36%	31.88	8%
50	9.09	2%	9.34	2%	8.10	2%	114.58	36%	34.22	8%
55	22.42	6%	23.03	6%	24.30	6%	116.55	37%	64.67	15%
60	48.11	12%	49.47	12%	44.54	11%	127.09	40%	108.66	26%
65	135.22	33%	139.01	33%	89.09	22%	133.13	42%	204.16	49%
70	255.63	63%	262.68	63%	234.86	58%	136.75	43%	267.71	64%
75	320.83	79%	329.70	79%	299.65	74%	163.26	52%	312.17	75%
80	338.66	83%	347.98	83%	315.85	78%	206.61	66%	330.39	79%

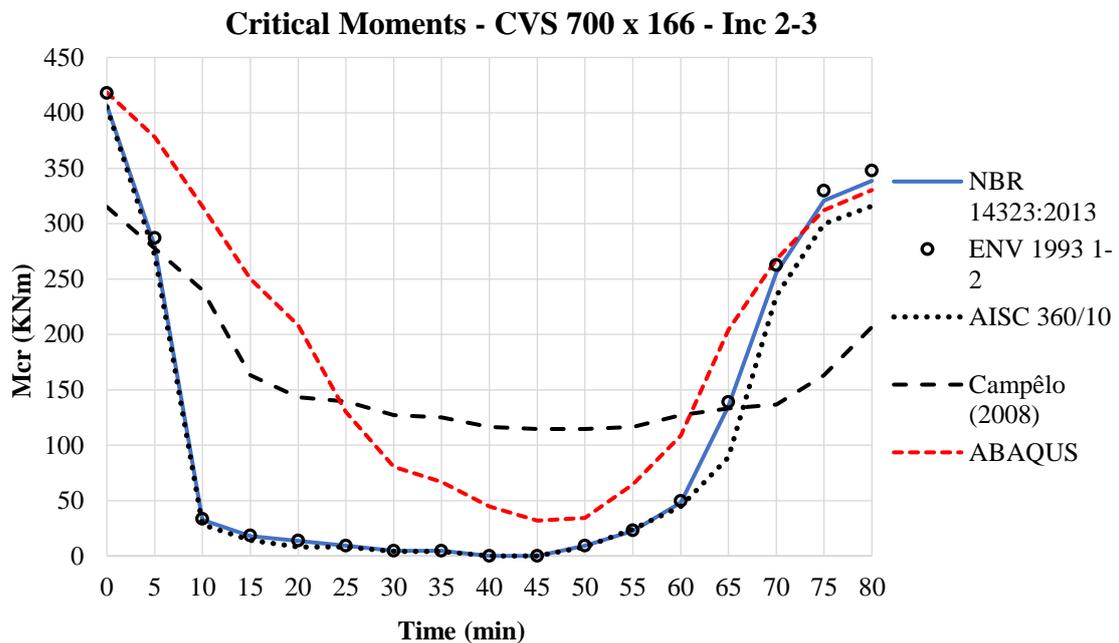


Figure 8.28 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 700 x 166 - Inc 2-3.

It can be inferred from figure 8.28 that both the Campêlo and NBR formulation did not portray the proper behavior of the beam when subjected to fire. The maximum error between the formulation and the ABAQUS was 29% - with an average error of 15% - whereas the maximum error between the NBR and the ABAQUS was 67% - with an average error of 19%. However, between the 35 minute and 60-minute intervals, Campêlo's proposal was not safe - where the maximum temperatures of the hottest regions of the profile – bottom flange and web - reach values between 950°C and 1120°C. However, visually, although NBR was very conservative at the start of the fire, it approximated better after 40 minutes of fire evolution.

For the initial values of critical moment at 20 ° C, the values of the Campêlo proposal were lower than the values of the critical moments obtained by NBR, Eurocode, AISC and ABAQUS for this application.

### 8.3 PROPOSTA DE RODRIGUES.

The proposal developed by Rodrigues was idealized to describe the critical moment of slender simply supported I beams, with linearly distributed load. As highlighted in Chapter 7, a pair of distributed loads on the top and bottom flange are applied to the beam - in order to make the results more reliable - according to the procedure done in the analysis of the Campêlo formulation and literature recommendation. The following are the results of the cases previously presented.

#### 8.3.1 CVS 300 x 85 beam, with unbraced length of 15,00 meters.

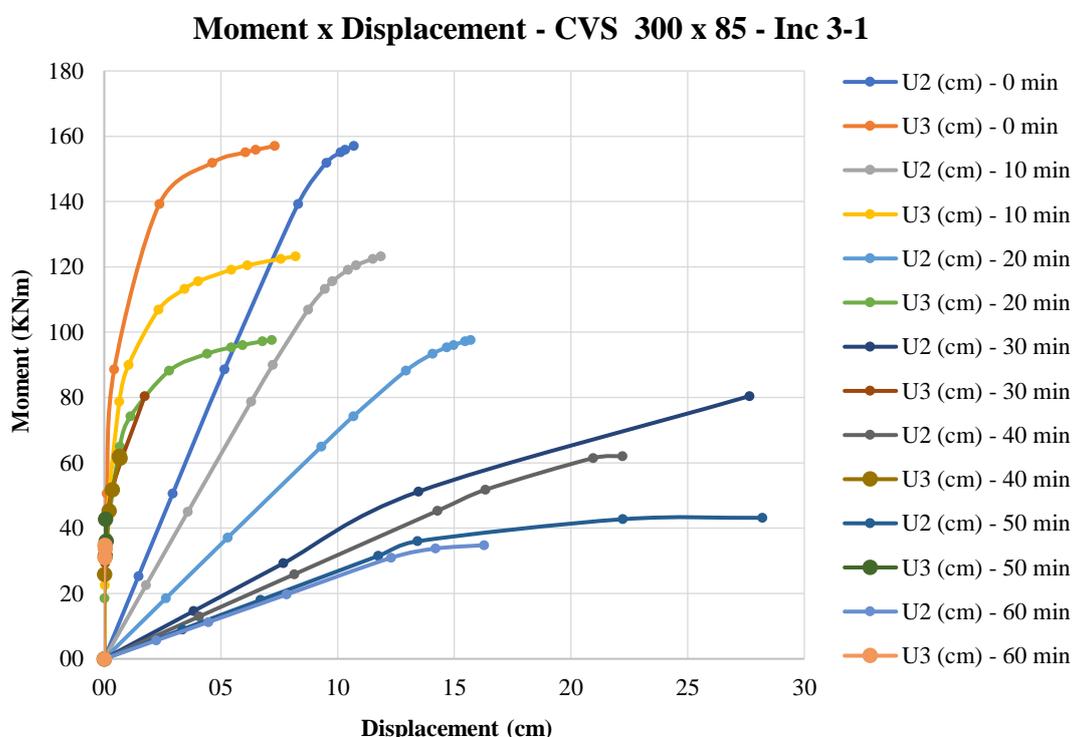


Figure 8.29 - Moment x displacement diagram - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

After analyzing the moment-displacement graph, it is possible to infer the same phenomena presented previously: Gradual reduction of the resistant moment, with increase of the beam displacements. And after 20 minutes of exposure, there is a great increase of vertical displacements and great reduction of the horizontal displacements.

Additionally, applying a pair of distributed loads of 3.25 KNm - equivalent to 42% of the resistant moment -  $M_s = 91\text{KNm}$  - we have the following evolution of the displacements as a function of temperature:

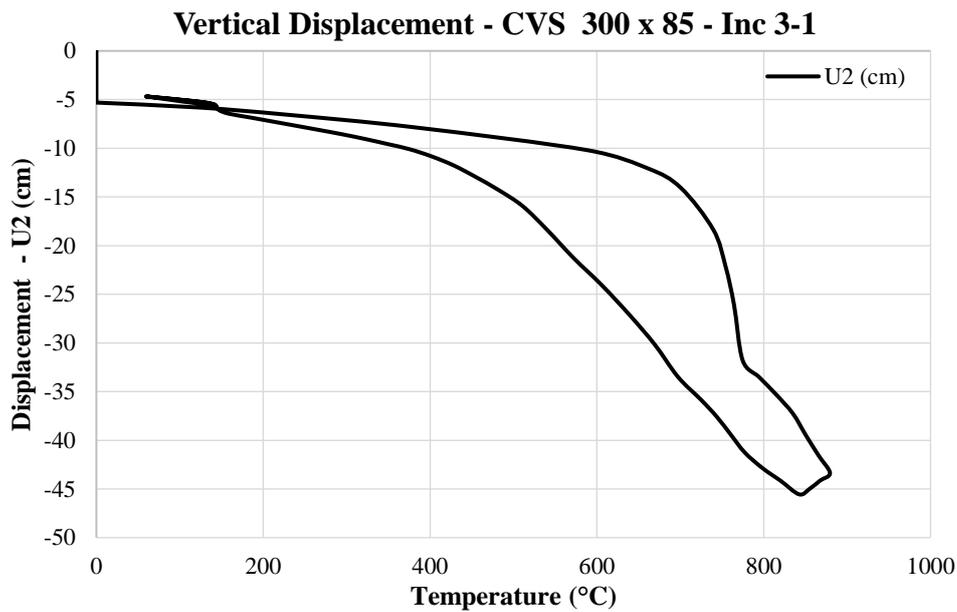


Figure 8.30 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

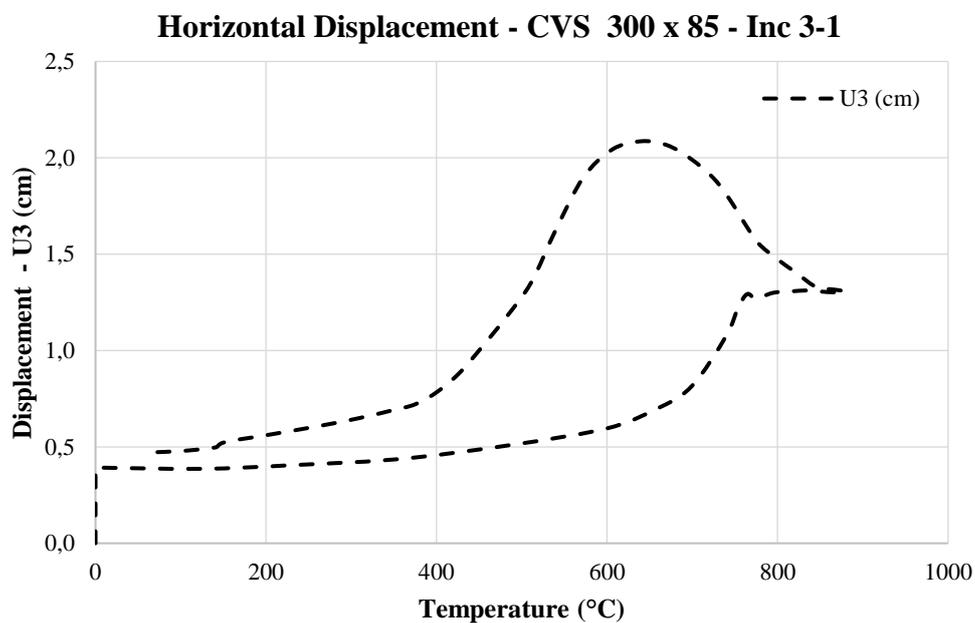


Figure 8.31 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

Figures 8.30 and 8.31 emphasize this difference in magnitude of the vertical and horizontal displacements, with the indication of the small horizontal instability of the metal beam when exposed to the thermal gradients.

Table 8.15 shows the temperatures reached by the profile, while table 8.16 and figure 8.32 quantify and illustrate the evolution of the resistant moments of the beam subjected to fire 3-1:

Table 8.15 - Temperatures reached by steel due to fire - CVS 300 x 85 - Inc 3-1

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange.	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
10	700	404	345	630	74
20	789	737	591	745	116
30	841	825	707	775	147
40	882	872	766	835	173
50	916	908	832	880	194
<b>60</b>	<b>928</b>	<b>933</b>	<b>887</b>	<b>845</b>	<b>216</b>
70	843	865	864	780	226
80	759	785	806	730	233
90	674	706	752	650	236
100	590	628	688	550	237
110	506	552	598	465	235
120	421	477	505	388	232
130	337	404	415	310	227
140	253	333	330	225	221
150	168	262	248	150	213
160	84	193	170	140	205
170	20	140	114	60	200

Table 8.15 indicates that the bottom flange reached temperatures higher than the profile web, and that the maximum temperature difference between the flanges is in the order of 670 ° C, imposing a high thermal gradient in the profile section

Table 8.16 - Comparison of resistant moments for CVS 300 x 85 - Inc 3-1

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Rodrigues (2013)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	Mfi,Rd (KNm)		Mb.fi,t,Rd (KNm)		Mn(T) (KNm)		Mcr (KNm)		Mcr (KNm)	
0	138.33	100%	143.55	100%	162.90	100%	154.44	100%	157.02	100%
10	106.94	77%	109.92	77%	114.03	70%	137.24	89%	123.22	78%
20	20.84	15%	21.41	15%	26.88	17%	107.30	69%	97.60	62%
30	13.21	10%	13.58	9%	14.66	9%	78.51	51%	80.44	51%
40	11.18	8%	11.55	8%	11.40	7%	73.37	48%	62.06	40%
50	9.02	7%	9.42	7%	11.40	7%	71.56	46%	43.17	27%
<b>60</b>	<b>9.02</b>	<b>7%</b>	<b>9.42</b>	<b>7%</b>	<b>9.77</b>	<b>6%</b>	<b>67.23</b>	<b>44%</b>	<b>34.80</b>	<b>22%</b>
70	11.18	8%	11.55	8%	14.66	9%	67.23	44%	39.29	25%
80	17.12	12%	17.59	12%	17.92	11%	68.22	44%	54.67	35%
90	20.84	15%	21.41	15%	26.88	17%	70.03	45%	80.02	51%
100	48.04	35%	49.37	34%	57.83	36%	79.86	52%	91.50	58%
110	68.84	50%	70.77	49%	79.82	49%	100.54	65%	103.66	66%
120	98.27	71%	101.01	70%	109.15	67%	113.15	73%	119.38	76%
130	106.94	77%	109.92	77%	114.03	70%	121.79	79%	127.49	81%
140	118.12	85%	121.46	85%	127.07	78%	130.41	84%	135.48	86%
150	123.43	89%	126.94	88%	136.84	84%	139.00	90%	141.22	90%
160	133.53	97%	138.15	96%	154.76	95%	143.28	93%	145.63	93%
170	138.33	100%	143.55	100%	162.90	100%	147.56	96%	150.55	96%

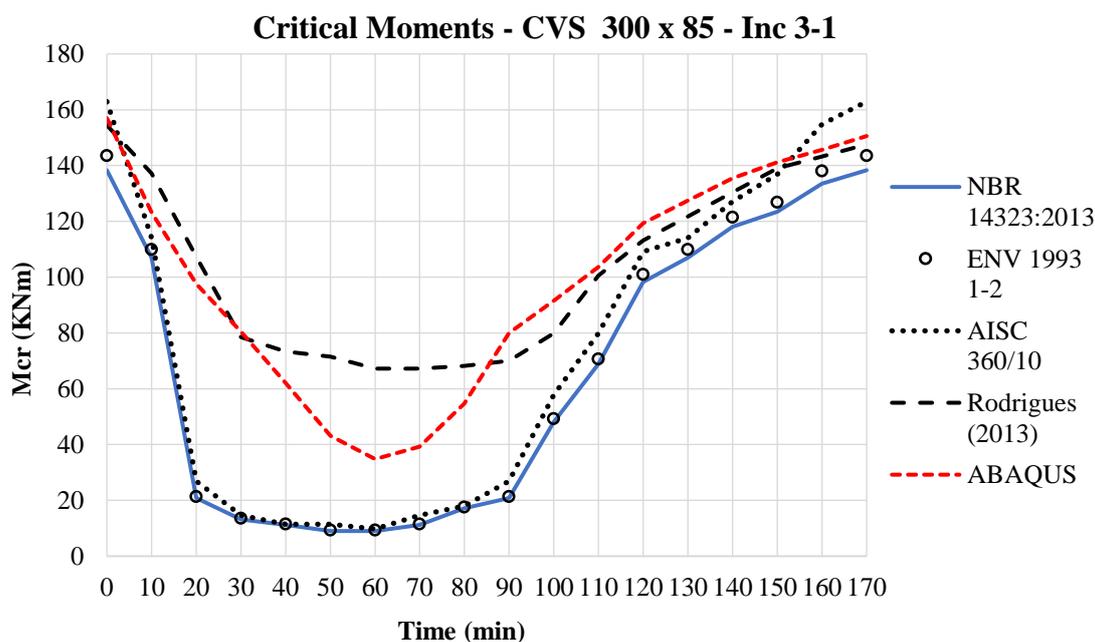


Figure 8.32 - Moment resisting diagram as a function of time for CVS 300 x 85 - Inc 3-1.

It is evident the adequacy of the Rodrigues formulation with the numerical results collected in the ABAQUS, in which the maximum error between them was 21% - with an average error of 6% - while the maximum error between the NBR and the ABAQUS was 47% - with an average error of 16%. However, it should be noted that between the 40 minute and 80-minute moments (where the maximum temperatures of the hottest regions of the profile – bottom flange and web - reach values between 750°C and 860°C, as shown in Table 8.15) the formulation of Rodrigues was not safe for this application.

For this application, a good approximation between the values of the critical moments obtained by the Rodrigues proposal, AISC and the numerical simulation by the ABAQUS was observed at 20°C (0 minutes of fire evolution), being these values higher than the values suggested by the NBR and Eurocode.

### 8.3.2 VS 400 x 68 beam, with unbraced length of 10,00 meters.

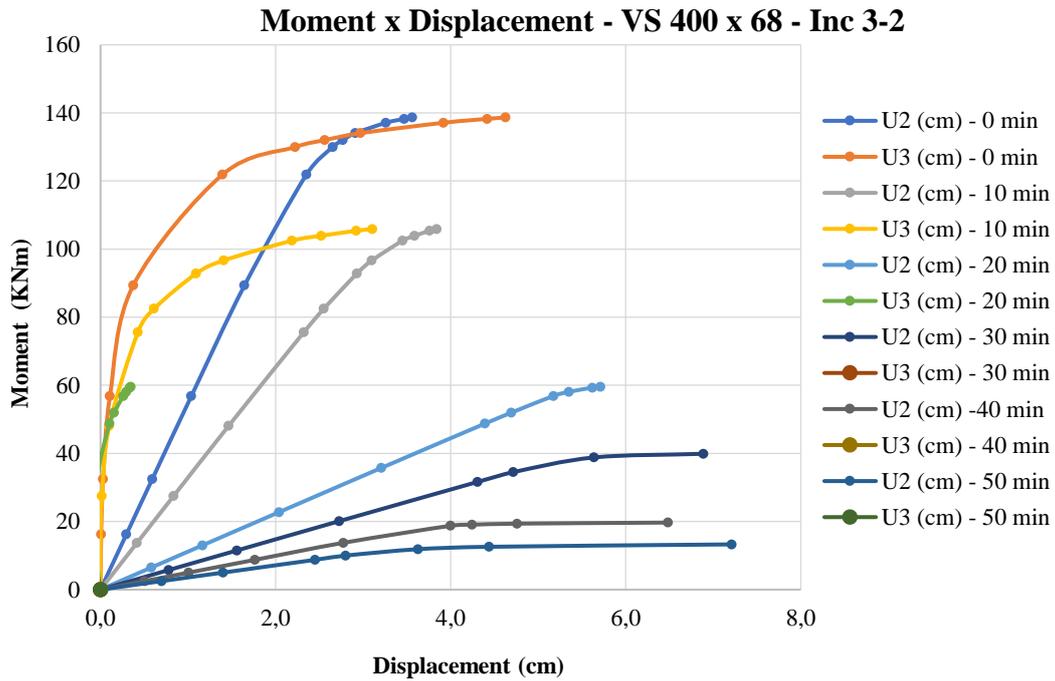


Figure 8.33 - Moment x displacement diagram - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

As previously observed, this application also reflects the phenomenon discussed: gradual reduction of the resistant moment with increased displacements due to the evolution of temperatures. However, after 20 minutes of exposure, there is a great reduction of the horizontal displacements and increase of the vertical displacements, due to the great temperature gradient.

Additionally, for the application of a pair of distributed loads of 5.40 KNm - equivalent to 45% of the resistant moment -  $M_s = 67.5$  KNm - we have the following evolution of the displacements in the steel beam as a function of temperature.

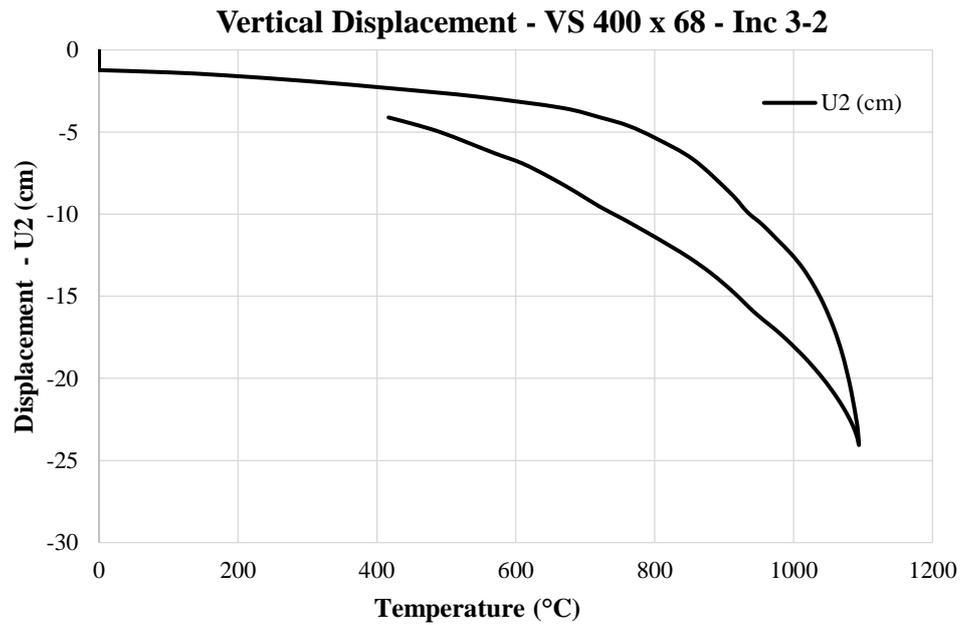


Figure 8.34 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

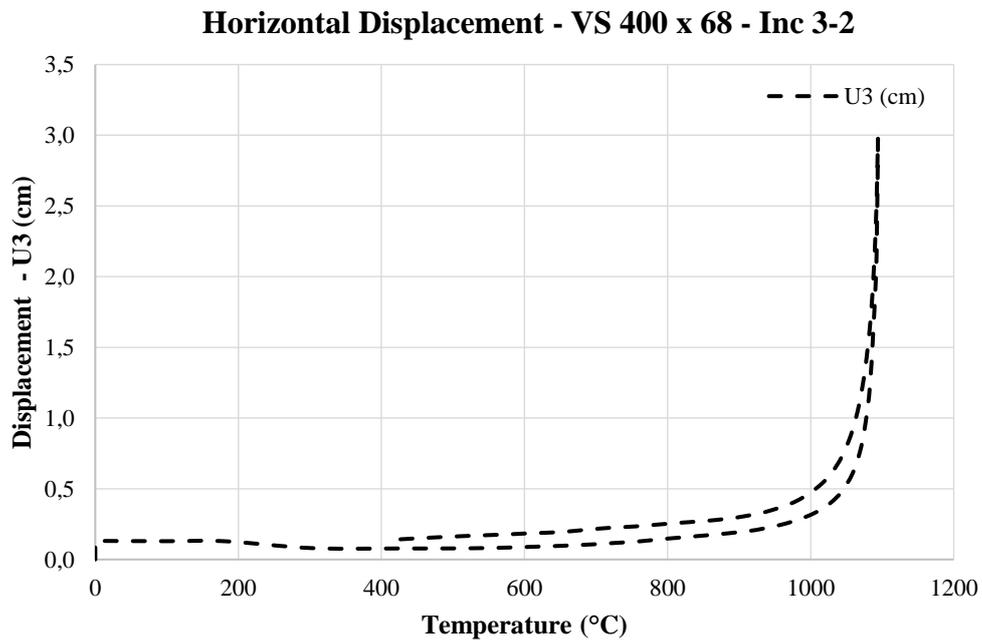


Figure 8.35 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Comparing figures 8.34 and 8.35, we emphasize the previously mentioned point, however, without the occurrence of the small instability of the horizontal displacements observed in the other cases studied.

The temperatures reached by the profile are indicated in table 8.17, while the quantification of the evolution of the resistant moments can be observed in table 8.18 and illustrated in figure 8.36.

Table 8.17 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 400 x 68 - Inc 3-2

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom FLange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
10	882	813	440	690	120
20	988	977	693	914	174
30	1048	1042	824	1002	214
40	1090	1086	962	1064	246
<b>50</b>	<b>1099</b>	<b>1110</b>	<b>1039</b>	<b>1095</b>	<b>272</b>
62	932	955	985	940	284
70	766	799	890	812	283
80	599	647	772	670	275
90	432	501	673	505	263
100	266	363	514	350	247
110	99	231	347	192	228
114	20	168	291	140	221

Table 8.17 indicates that the web of the profile reached temperatures higher than the bottom flange until the instant of 50 minutes, and thereafter the bottom flange becomes warmer as the web loses heat more quickly. It is also observed that the maximum temperature difference between the profile flanges is in the order of 760 ° C, imposing a high thermal gradient in the profile section.

Table 8.18 - Comparison of resistant moments for VS 400 x 68 - Inc 3-2.

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Rodrigues (2013)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	M <sub>fi,Rd</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t,Rd</sub> (KNm)		M <sub>n(T)</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	156.61	100%	162.62	100%	185.02	100%	165.29	100%	138.68	100%
10	14.96	10%	15.38	9%	20.35	11%	134.16	81%	105.93	76%
20	8.50	5%	8.88	5%	11.10	6%	77.78	47%	59.62	43%
30	6.78	4%	7.08	4%	6.48	4%	59.11	36%	39.89	29%
40	5.11	3%	5.34	3%	6.48	4%	54.81	33%	19.69	14%
<b>50</b>	<b>3.44</b>	<b>2%</b>	<b>3.59</b>	<b>2%</b>	<b>3.70</b>	<b>2%</b>	<b>50.67</b>	<b>31%</b>	<b>13.28</b>	<b>10%</b>
62	8.50	5%	8.88	5%	11.10	6%	52.17	32%	16.59	12%
70	19.40	12%	19.94	12%	20.35	11%	55.06	33%	32.46	23%
80	54.43	35%	55.94	34%	65.68	36%	58.98	36%	63.22	46%
90	101.40	65%	104.26	64%	107.31	58%	72.34	44%	92.32	67%
100	127.58	81%	131.17	81%	136.92	74%	117.55	71%	109.90	79%
110	145.58	93%	150.23	92%	166.52	90%	138.51	84%	118.44	85%
114	151.19	97%	156.53	96%	175.77	95%	143.65	87%	122.57	88%

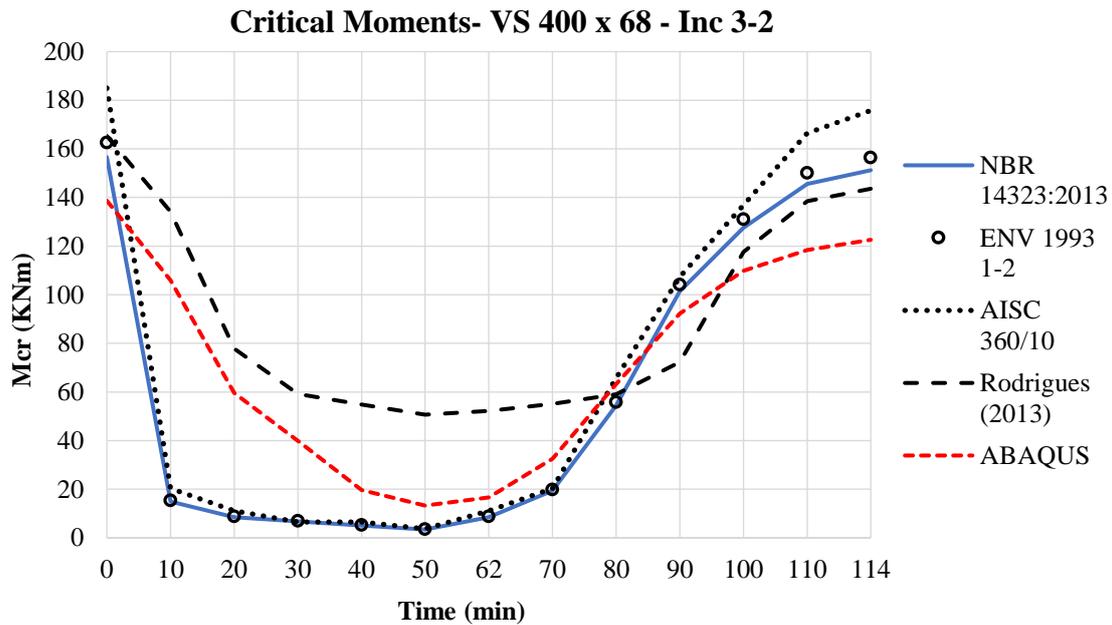


Figure 8.36 - Figure 3 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 400 x 68 - Inc 3-2.

After analyzing the previous information, it is possible to infer that both the Rodrigues proposal and the NBR did not approximate adequately for this case. The maximum error computed between the analytical formulation and the ABAQUS was 23% - with an average error of 10% - while the maximum error between the NBR and the ABAQUS was 67% - and an average error of 15%. Despite this, Rodrigues' proposal for this application was not safe when compared to NBR, even though it was very conservative at the beginning of the fire.

For this application, it was observed at 20°C (0 minutes of fire evolution) little adequacy between all standards, the Rodrigues formulation and the numerical simulations made at ABAQUS.

### 8.3.3 VS 500 x 88 beam, with unbraced length of 12,00 meters.

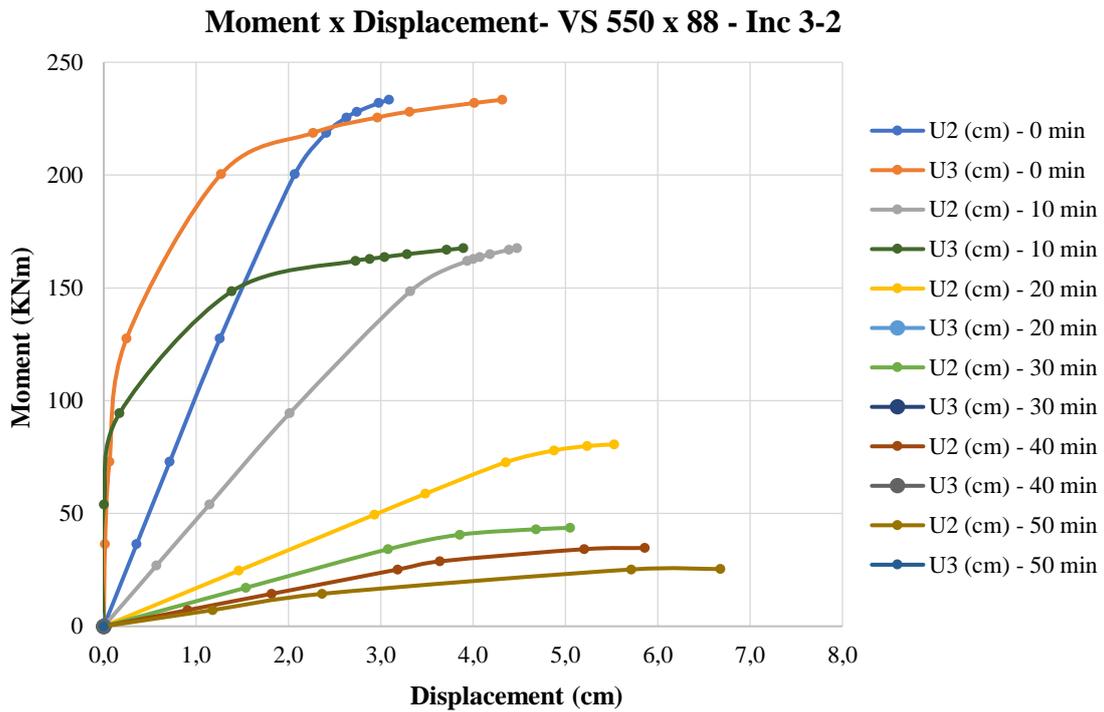


Figure 8.37 - Moment x displacement diagram - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

For this case, the same phenomenon is repeated: reduction of the resistant moments, with increase of the displacements due to the evolution of the temperatures, and after 20 minutes there is reduction of the horizontal displacements and increase of the vertical displacements.

In addition, for the application of a pair of distributed loads of 8.00 KNm - representing 38% of the resistant moment of the beam -  $M_s = 144$  KNm - we have the following evolution of the beam displacements as a function of temperature:

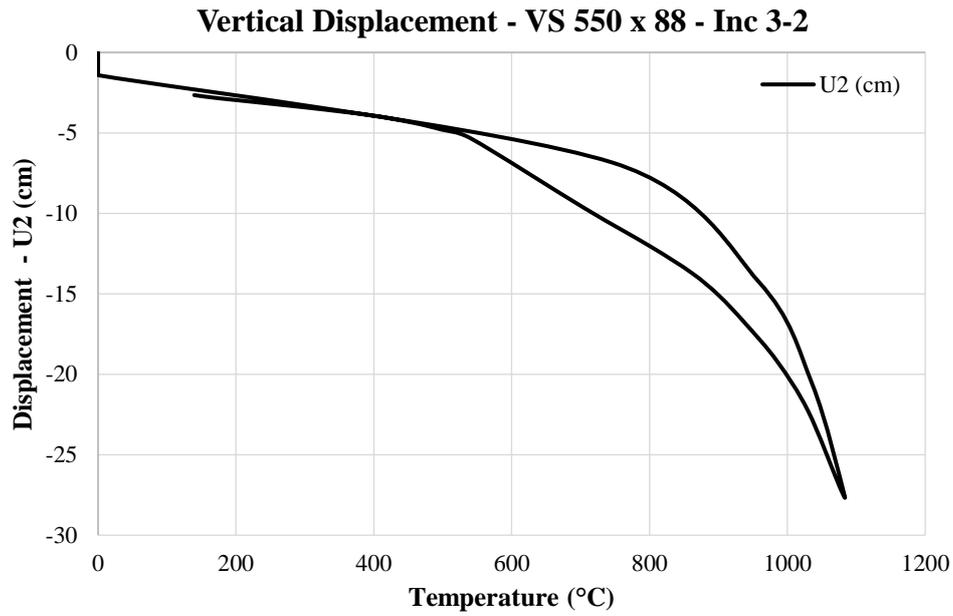


Figure 8.38 - Vertical displacement as a function of temperature - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

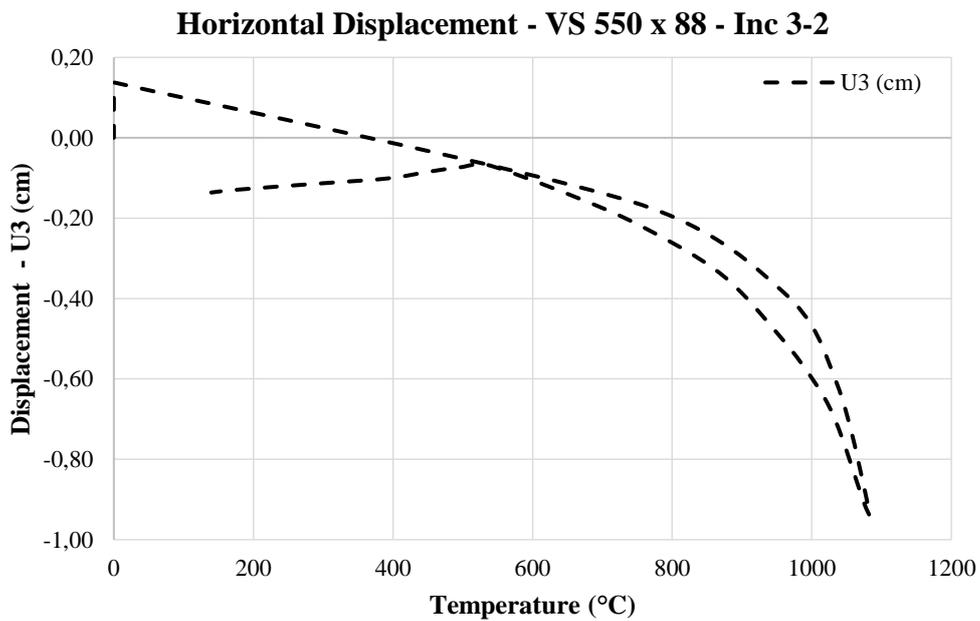


Figure 8.39 - Horizontal displacement as function of temperature - VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Figure 8.39 shows a small instability during the cooling branch of the beam.

The temperatures reached by the profile are indicated in table 8.19, while the quantification of the resistant moments of the beam in this case is indicated in table 8.20 and illustrated in figure 8.40.

Table 8.19 - Temperatures reached by steel due to fire - VS 550 x 88 - Inc 3-2

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
10	882	817	546	700	117
20	988	977	770	928	168
30	1048	1042	940	1005	207
40	1090	1086	1029	1056	238
<b>50</b>	<b>1099</b>	<b>1110</b>	<b>1074</b>	<b>1090</b>	<b>263</b>
62	932	955	974	940	274
70	766	798	856	810	273
80	599	646	741	665	266
90	432	500	599	496	253
100	266	361	423	330	237
110	99	228	258	176	218
114	20	166	204	140	212

Table 8.19 indicates that the web of the profile has reached temperatures higher than the bottom flange until the instant of 50 minutes, and thereafter the bottom flange becomes warmer as the web loses heat more quickly. It is also observed that the maximum temperature difference between the profile flanges is in the order of 811°C, imposing a high thermal gradient in the profile section. This situation is very similar to the previous example, since the profiles were evaluated for the same type of fire (Inc 3-2).

Table 8.20 - Comparison of resistant moments for VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Time (min)	NBR 14323:2013	Reduction	ENV 1993 1-2	Reduction	AISC 360/10	Reduction	Rodrigues (2013)	Reduction	ABAQUS	Reduction
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b,fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	244.51	100%	251.49	100%	273.58	100%	229.73	100%	233.38	100%
10	23.18	9%	23.83	9%	24.62	9%	167.84	73%	167.56	72%
20	13.33	5%	13.79	5%	16.41	6%	76.70	33%	82.13	35%
30	10.63	4%	11.00	4%	9.58	4%	65.08	28%	43.62	19%
40	8.01	3%	8.30	3%	9.58	4%	60.12	26%	34.71	15%
<b>50</b>	<b>5.40</b>	<b>2%</b>	<b>5.59</b>	<b>2%</b>	<b>5.47</b>	<b>2%</b>	<b>54.91</b>	<b>24%</b>	<b>25.37</b>	<b>11%</b>
62	13.33	5%	13.79	5%	16.41	6%	59.81	26%	48.94	21%
70	29.84	12%	30.66	12%	30.09	11%	64.59	28%	81.58	35%
80	83.76	34%	86.07	34%	97.12	36%	75.04	33%	136.34	58%
90	156.79	64%	161.14	64%	158.67	58%	133.64	58%	165.17	71%
100	197.12	81%	202.58	81%	202.45	74%	176.44	77%	198.19	85%
110	226.36	93%	232.74	93%	246.22	90%	199.30	87%	209.91	90%
114	235.56	96%	242.25	96%	259.90	95%	206.75	90%	218.85	94%

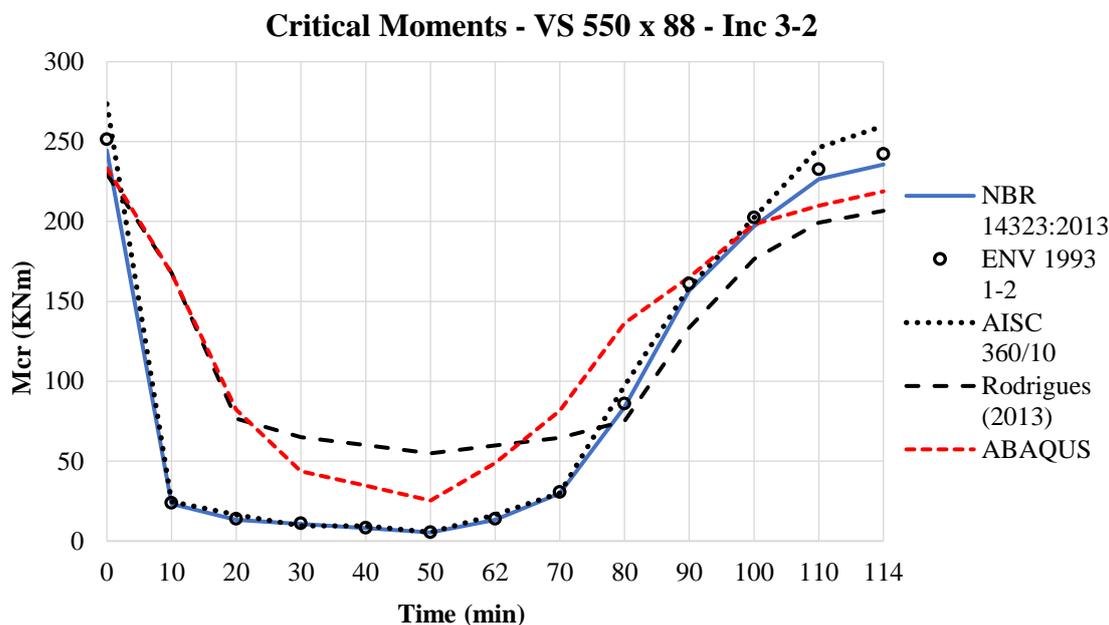


Figure 8.40 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 550 x 88 - Inc 3-2.

Once the table and the graph of the evolution of the critical moments are analyzed, it is possible to infer good adequacy between the Rodrigues formulation and the ABAQUS numerical simulation, pointing out a maximum error between them of 26% - and an average error of 8% - while the maximum error between NBR and ABAQUS was 62% - and an average error of 16%. And for the initial interval (at 20°C), there is great normative agreement with the Rodrigues proposal and the simulation, except for the values obtained by the AISC.

However, the intervals of 30 to 50 minutes of exposure should be noted - where the maximum temperatures of the hottest regions - the bottom flange and web - reached values between 940 ° C and 1090 ° C (table 8.19) - which indicate the non-certainty of Rodrigues's formulation for these instances. It can also be observed that from 70 minutes of exposure, when temperatures fall below 800 ° C, the two formulations (from NBR and Rodrigues) have differences of 24% and 26%, and after that the two proposals tend to approximate with ABAQUS.

### 8.3.4 VS 600 x 210 beam, with unbraced length of 20,00 meters.

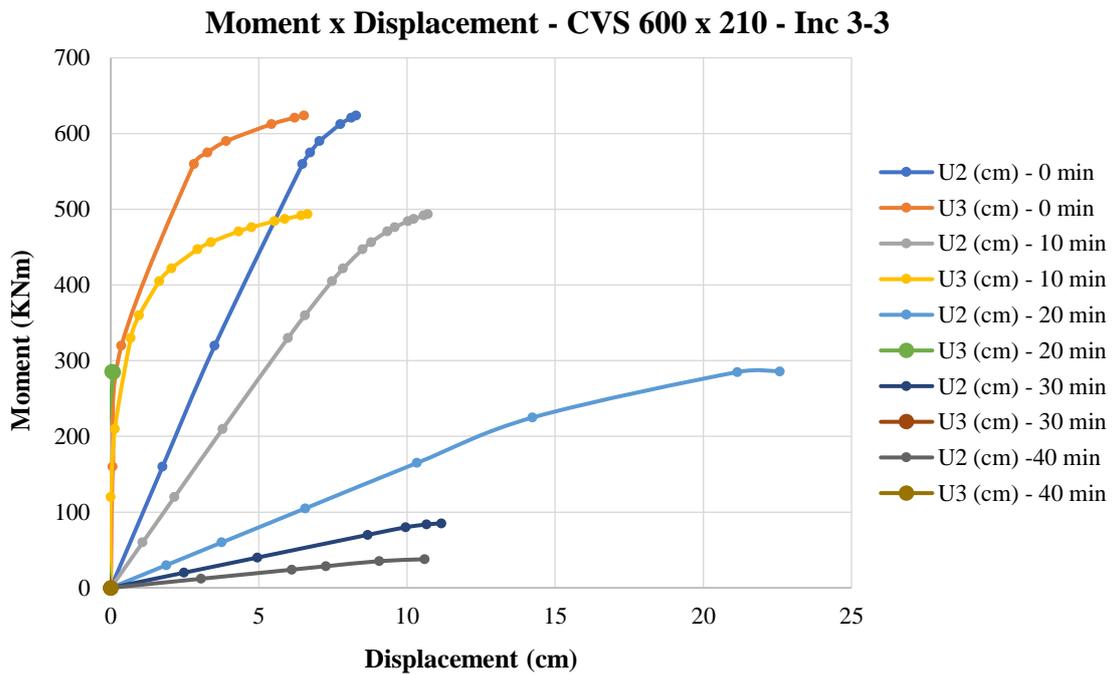


Figure 8.41 - Moment x displacement diagram - CVS 600 x 210 – Inc 3-3.

As the last case to be analyzed, the CVS 600 x 210 beam also presented similar behavior to the other cases - the increase in temperature reduced the critical moments and increased the displacements, while the increase in the thermal gradient reduced the horizontal displacements and increased the vertical displacements.

Additionally, applying a pair of distributed loads of 3.65 KNm - corresponding to 29% of the resistant capacity of the profile -  $M_s = 183$  KNm – there is the following evolution of the displacements as a function of the temperatures:

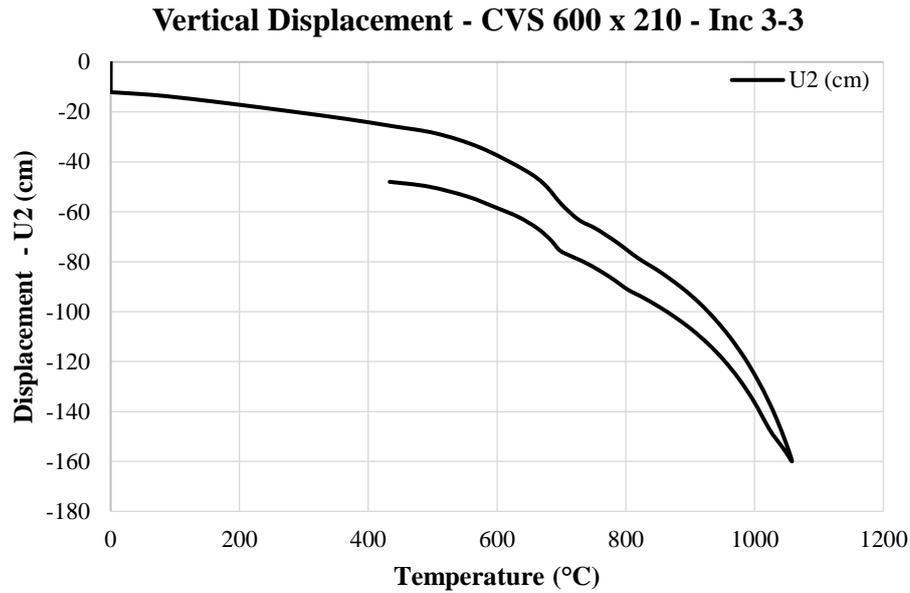


Figure 8.42 - Vertical displacement as a function of temperature - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

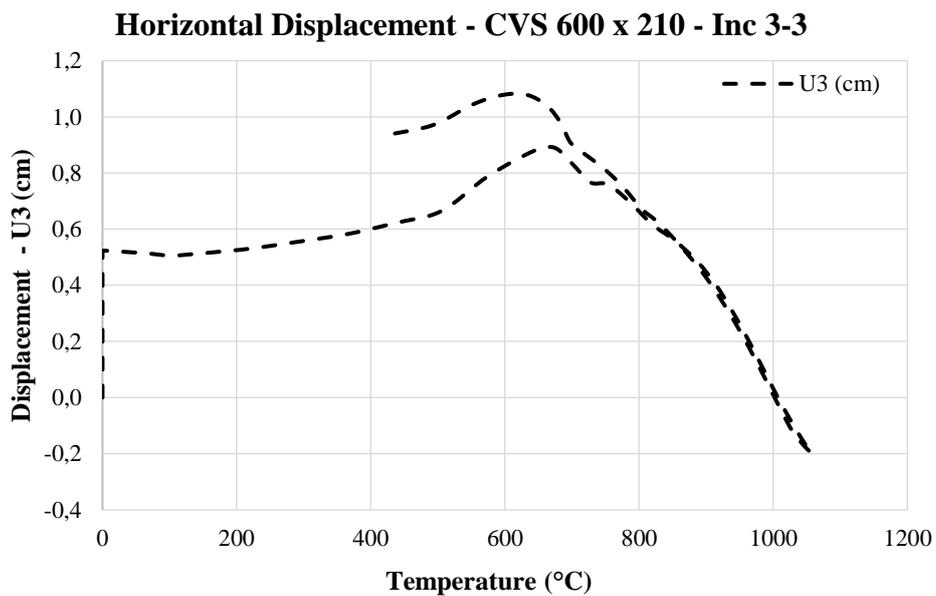


Figure 8.43 - Horizontal displacement as function of temperature - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

Figures 8.42 and 8.43 also show this difference in magnitude between the values of the vertical and horizontal displacements, while a small instability in the horizontal displacements is evidenced.

The temperatures reached by the profile are indicated in table 8.21, while the evolution of the resistant moments of the beam can be quantified and illustrated by table 8.22 and figure 8.44, respectively.

Table 8.21 - Temperatures struck by steel due to fire - CVS 600 x 210 - Inc 3-3.

Time (min)	Fire	Steel Temperature (°C)			
	$\theta_g$	$\theta_a$ - Uniform	Bottom Flange	Web	Top Flange
0	20	20	20	20	20
10	1006	824	533	572	134
20	1108	1089	783	844	194
30	1170	1161	990	1048	238
<b>40</b>	<b>1174</b>	<b>1198</b>	<b>1109</b>	<b>1123</b>	<b>272</b>
50	799	901	990	990	273
60	424	618	739	716	249
70	49	386	546	485	224
80	20	368	361	282	212

Table 8.21 indicates that the profile web has reached temperatures higher than that of the bottom flange until the instant of 50 minutes, and thereafter the bottom flange becomes warmer as the web loses heat more quickly. It is also observed that the maximum temperature difference between the profile flanges is of the order of 830 °C, imposing a high thermal gradient in the section of the profile.

Table 8.22 - Comparison of resistant moments for VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Tempo (min)	NBR 14323:2013	Redução	ENV 1993 1-2	Redução	AISC 360/10	Redução	Rodrigues (2013)	Redução	ABAQUS	Redução
	M <sub>fi</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>b.fi,t</sub> ,R <sub>d</sub> (KNm)		M <sub>n</sub> (T) (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)		M <sub>cr</sub> (KNm)	
0	675.61	100%	699.80	100%	787.41	100%	652.99	100%	624.1	100%
10	64.41	10%	66.23	9%	70.87	9%	485.72	74%	493.5	79%
20	22.06	3%	23.00	3%	27.56	4%	247.43	38%	285.0	46%
30	7.43	1%	7.75	1%	7.88	1%	209.52	32%	85.2	14%
<b>40</b>	<b>7.43</b>	<b>1%</b>	<b>7.75</b>	<b>1%</b>	<b>7.88</b>	<b>1%</b>	<b>181.57</b>	<b>28%</b>	<b>37.8</b>	<b>6%</b>
50	44.12	7%	46.00	7%	55.12	7%	199.54	31%	96.0	15%
60	233.96	35%	240.43	34%	279.53	36%	247.54	38%	265.3	43%
70	548.96	81%	564.32	81%	582.69	74%	462.95	71%	478.3	77%
80	548.96	81%	564.32	81%	582.69	74%	526.09	81%	537.4	86%

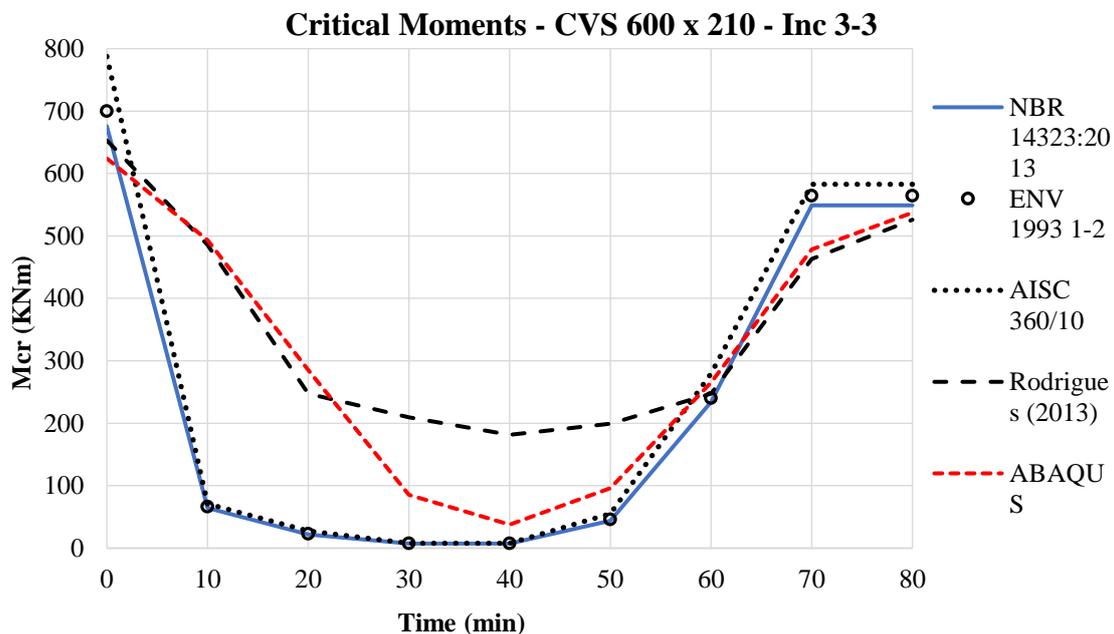


Figure 8.44 - Moment resisting diagram as a function of time for VS 850 x 188 - Inc 1-2.

Finally, good adequacy of the Rodrigues formulation can be inferred, with the exception of the intervals between 30 and 50 minutes, with maximum error between its equation and ABAQUS numerical results of 22% - and an average error of 9% - while the maximum error observed between NBR and ABAQUS was 70% - and an average error of 17%. However, between the intervals of 30 to 50 minutes - where the maximum temperatures of the hottest regions of the profile - bottom flange and web - reached values between 1000°C and 1100°C (according to table 8.21), Rodrigues' proposal was uncertain.

Finally, for the initial moment (at 20 ° C), there is good agreement between the values of critical moments recommended by the norms, the Rodrigues formulation and the numerical simulation in ABAQUS, except for AISC, which obtained values higher than 15%, for this application.

## 9. FINAL CONSIDERATIONS AND FUTURE RESEARCH

Three proposals of resistant moment equations were evaluated for the ultimate limit state of the instability of beams when submitted to high thermal gradients (from thermal analyzes previously presented).

In this context, we can highlight some interesting points in this line of research. The first one is to address the influence of the high thermal gradients observed in the metal beams in the LTB response (the thermal gradient being understood as the temperature difference between the profile flanges). Some authors, such as Yin (2003) and Zhang (2013), cited in the State of Art of this thesis, have identified the importance and non-uniformity of temperature evolution in the section and along the length of metal profiles subject to fire situation.

From this perspective, and considering the definition of lateral torsion buckling exposed in Chapter 4 - which is, in essence, instability due to two components of forces, compression on the top flange and tension on the bottom flange, which cause a tendency to rotate due to partial prevention, or restriction, of the bottom flange - it can be seen from the case studies that the torsion of the profile is diminished by the high thermal gradients (figure 9.1).

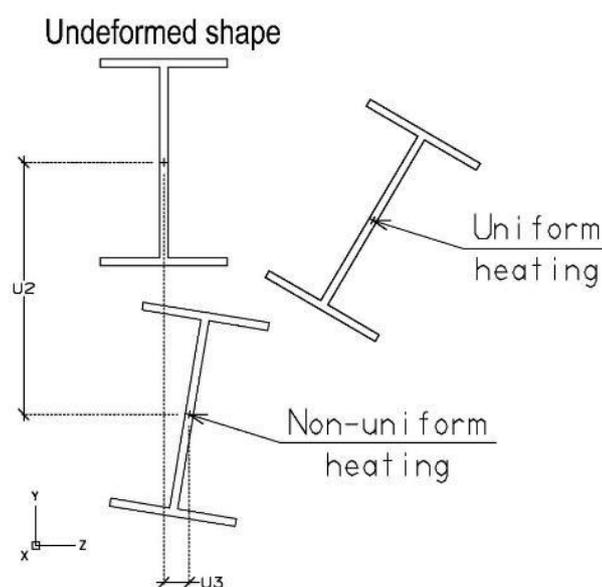


Figure 9.1 - Difference between the deformed shapes due to the uniform and non-uniform heating.

This caused, consequently, increase in the vertical displacements of the profile (U2), and decrease in the horizontal displacements (U3), observed in chapter 8 of this work.

The observed phenomenon occurs due to an intensification of the depreciation of the different parts of the profile and, therefore, the bottom flange (responsible for the tension component, being the partial restriction of the vertical displacement of the beam) does not contribute to the phenomenon of instability. Therefore, the large stiffness difference caused by the high thermal gradient greatly reduces the contribution of the bottom flange and the web in the strength of the beam.

Thus, when the beam is depreciated (non-uniformly heated, considering the elevated temperature in the tension flange) and load is applied, the beam presents considerable displacements on its y-axis (vertical direction), with reduced torsion and horizontal displacement (figure 9.2 - c).

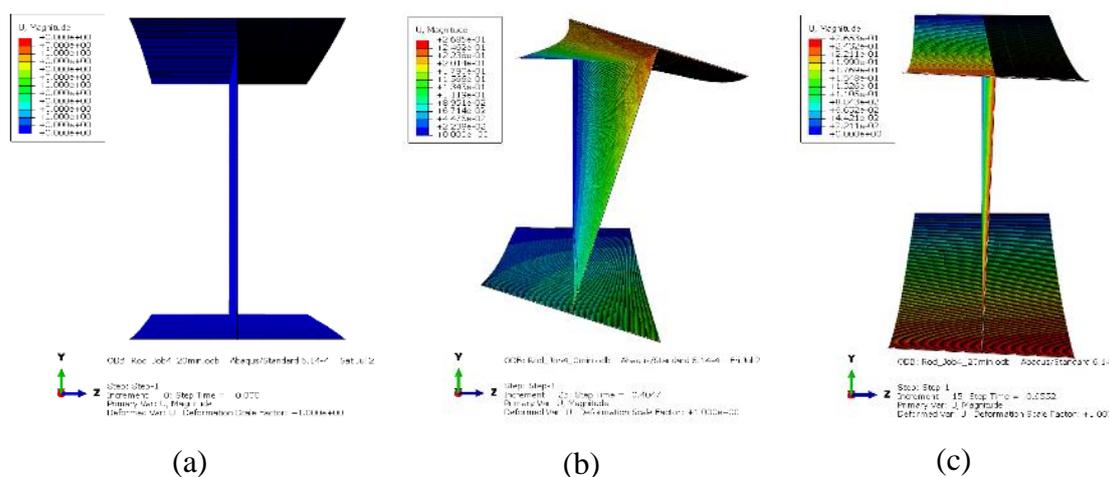


Figure 9.2 - (a) Unloaded beam, (b) loaded beam without thermal gradient, (c) loaded beam with thermal gradient.

Therefore, unequal depreciation generates variation of cross-section stiffness, and for the cases covered, where the temperature of the bottom flange (or tension flange) is much higher than that of the top flange, there was a reduction of the twist of the beams.

Another crucial point in this research was the validation of the proposals of critical moment equations for three load cases: uniform moment, concentrated load in the middle

of the span, and distributed load, in simply supported beams - proposed by the authors of the Postgraduate Program in Structures and Civil Construction (PECC), by the University of Brasília.

Eleven steel beams were evaluated, 3 beams to validate the proposal of Nunes (2005), 4 beams to validate the proposal of Campêlo (2008) and 4 beams to validate the formulation of Rodrigues (2013).

The validation was possible thanks to the use of a numerical model developed in ABAQUS software, which had the main features, premises, assumptions and simplifications widely practiced by the authors mentioned in the State of the Art, highlighting Yin (2003), Vila Real (2002), Takagi (2007) and Zhang (2013), and validated with the experimental done by Vila Real (2004) that was compared with Garcia de Souza (2018).

As indicated in Chapter 8, the results obtained for the formulation of Nunes by the numerical model indicated good adequacy for all the evaluated models, of the behavior of the steel beams when exposed to the thermal gradients. Small errors were pointed out between their proposal and the ABAQUS model, within safe limits.

Campêlo's formulation, on the other hand, presented little adequacy in all the analyzed models, being NBR more adequate, even though very conservative at the beginning of each fire, respecting the limits of safety.

Rodrigues formulation had good convergence, presenting only one case of non-safety when compared to the equations of NBR 14323: 2013. However, in all other cases, it was noticed the occurrence of instants in which the analytical formulation of Rodrigues was not safe - moments when the steel temperature exceeded 750 ° C. In these instants, there was little contribution of resistance of most of the cross-section of the profile - in this case the web and the bottom flange - which reduced the resistant moments projected by the numerical model.

It is understood that, by this analysis, that there is a need for calibration of the Rodrigues formulation, where it is expected to reduce the momentum resistant to these estimated temperature ranges.

Therefore, as mentioned by Takagi (2007), and observed in this thesis, and indicated by Zhang (2013), there is great normative disagreement when trying to portray the response of metal beams without lateral bracing when subjected to fire situations - especially when high thermal gradients are considered. Direct consequence of the complexity of the phenomenon of lateral instability of steel I beams.

As indicated by the graphs of chapter 8, although the standards tend to approximate, few situations indicated approximation with the results of the critical moments determined by the numerical simulations, when considered great thermal gradients. Although the analyzed situation has restricted application, the LTB phenomenon still finds normative divergences and in the literature when considered high thermal gradients caused by fires.

Another important and relevant point in the development of this research concerns the support conditions of the beam, where most of the real connections have at least 2 restricted degrees of freedom (excluding the rotation at each node) thus restricting the movement in the axis of the beam. Therefore, in a fire situation where there is restricted movement of the beam, the intense heat promotes the thermal expansion of the beam by the dilation. Thus, as studied by Gillie (2001), there is the development of normal reactions to the beam that combined with the bending stresses, drastically reduces the strength of the beam, since both the depreciation of the profile properties and flexo-compression of the beam, intensifying the profile buckling phenomena (phenomena classified as thermal buckling - Elghazouli, 2000). Therefore, considering this situation, care must be taken in the evaluation of the exposure time, and its impact considering the overall response of the structure, where premature buckling of the beams must be predicted.

Yet, as highlighted in the State of the Art of this work (mainly of the work of Takagi, 2007, which he obtained errors between 20% to 30% by AISC, and errors between 10% to 20% by Eurocode, in evaluating of unrestrained beams subjected to fire), and observed in the case studies presented in Chapter 8, there is still divergence in the academy

regarding a general formulation that portrays the adequate response of the instability of beams without lateral bracing when exposed to fire situations.

Finally, from this perspective, the following topics are recommended as future research:

- Analysis of the conditions of support in the impact of the resistant moments of metal beams subject to fires;
- Analysis of the joint response of the interaction of the structural parts when subjected to the fire situation;
- Calibration proposal of Campêlo and Rodrigues equations;

Finally, it is understood that the development of experiments involving fires in structures is too complex in Brazil. However, there are few experiments carried out, indicated by the literature, where one can validate more sophisticated numerical models. Therefore, experiments related to the topic are very important in the validation of numerical models, which are of real importance in scientific development, especially in Brazil. Therefore, it is also suggested to develop related research in order to better understand the response of buildings when exposed to high temperatures.

It is hoped that this work has made explicit the disagreement of analytical models that portray this particularity of the phenomenon, being an indication for the encouragement of the constant improvement of mathematical and numerical models that adequately interpret and predict the responses of structures when subjected to fires.

**BIBLIOGRAPHIC REFERENCE**

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. (2011). Steel Construction Manual, AISC, Fourteenth edition, United States of America;

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM E 119 (2010). Standard Test Methods for Fire Tests of Building Constructions and Materials, United States;

ANSI/AISC 360-10 (2011). Specification for structural steel buildings, AISC 2010, Chicago, Illinois;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 8800 (2008).

*Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*, 247 pp., Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14323:2013.

*Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento*, 76 pp., Rio de Janeiro;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14432:2000.

*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*, 14 pp., Rio de Janeiro;

BAILEY, C. G.; BURGESS, I. W.; PLANK, R. J. (1996). The Lateral-torsional Buckling of Unrestrained Steel Beams in Fire. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 36, No. 2, pp. 101-119;

BATHE, K. J. (2006). *Finite element Procedures*, First Edition. Prentice Hall, New Jersey;

BERNUZZI, C.; CORDOVA, B. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*, Wiley Blackwell, First edition, West Sussex, United Kingdom;

BROCKENBROUGH, L. R.; MERRITT, F. S. (1999). *Structural Steel Designer's Handbook*, McGraw-Hill, Third edition, New York, United States of America;

CAMPÊLO, L.S. (2008). *Estudo Numérico e Analítico para a Determinação em Situação de Incêndio Natural da Carga Crítica de Vigas de Aço com Carga Concentrada*, *Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-002A/08*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Brasília, Brasília. 165 p.;

CESARI, F. (1996). *Analisi di Problemi Termici col Metodo degli Elementi Finiti*, Pitagora Editrice Bologna, Bologna, Italia;

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (2005). *Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Eurocode 3, UNI ENV 1993-1-1 Brussels, Belgian;

COMITATO EUROPEO DI NORMAZIONE (2005). *General rules - Structural fire design*, Eurocode 3, UNI ENV 1993-1-2 Brussels, Belgian;

CONTRO, R.; POGGI, C.; CAZZANI, A. (1988). *Local Bucklin in lateral restrained steel beam-columns in case of fire*. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 5, p. 122 – 556;

CPNSP (2005). *Segurança em Instalações e Serviços em eletricidade – Norma regulamentadora n° 10*, São Paulo.

ELGHAZOULI, A. Y.; IZZUDDIN, B. A. (2001). *Analytical assessment of the structural performance of composite floors subject to compartment fires*. *Fire Safety Journal*. Vol. 36, p. 769-793;

FRANSSEN, J. M.; VILA REAL, P. (2010). *Fire Design of Steel Structures*, ECCS, First edition, Europe;

FRUCHTENAGARTEN, J. (2005). *Sobre o estudo da flambagem lateral de vigas de aço por meio da utilização de uma teoria não-linear geometricamente exata. Dissertação de Mestrado em engenharia de estruturas, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP. 251 p.;*

GALAMBOS, T. V.; LIN, F. J.; JOHNSTON, B. G (1996). *Basic Steel Design with LRFD, Prentice Hall, First edition, New Jersey, United States of America;*

GARCIA DE SOUZA, R. A. (2018). *Avaliação numérica do uso de modelos reduzidos para estudo da flambagem lateral por flexo-torção de vigas de aço em situação de incêndio, Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-007A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 203 p.;*

GILLIE, M (2009). *Analysis of heated structures: Nature and modeling bechmarks. Fire Safety Journal. Vol. 44, p. 673-680.*

ISO 834 (1999). *Fire-resistance Tests – Elements of Building construction, Part 1: General Requeriments, ISO – International Organization for Standardization, Genève, Suisse;*

LANDESMANN, A.; BATISTA, E. M.; SIMOES DA SILVA, L.; DRUMMOND ALVES, J. L. (2005). *Implementation of advanced analysis method for steel-framed structures under fire conditions. Fire Safety Journal. Vol. 40, p. 339-366;*

MCCORMAC, J. C.; CSERNAK, S. F. (2013). *Structural Steel Design, Pearson, Fifth edition, United States of America;*

MESQUITA, L. M. R.; PILOTO, P.A.G.; VAZ, M. A. P.; VILA REAL, P. M. M. (2005). *Experimental and numerical research on the critical temperature of laterally unrestrained steel I beams. Journal of Construction Steel Research. Vol. 61, p. 1435-1446;*

NUNES, J. M. de B. (2005). *Uma Abordagem Numérica e Analítica para a Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas de Aço em Situação de Incêndio,*

*Tese de Doutorado em estruturas e construção Civil, Publicação E.TD-006A/05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Brasília, Brasília – DF, 186 p.;*

PFEIL, W.; PFEIL, M. (2009). *Estruturas de Aço – Dimensionamento Prático, Oitava Edição, LTC Editora, Rio de Janeiro, Brasil;*

PIGNATTA E SILVA, V.; VARGAS, M. R.; ONO, R. (2010). *Manual de Construção em Aço – Prevenção Contra Incêndio no Projeto de Arquitetura, Primeira Edição, Instituto Aço Brasil - Brazilian Center for Steel Construction, Rio de Janeiro, Brasil;*

REDDY, J. N. (2006). *An Introduction to the Finite Element Method, Third Edition. McGraw-Hill, USA;*

RODRIGUES, L.D. T. (2013). *Determinação numérica e analítica da carga crítica uniformemente distribuída de vigas de aço em situação de incêndio natural, Dissertação de Mestrado em estruturas e construção Civil, Publicação E.DM-007A/13, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Brasília, Brasília. 219 p.;*

SILVA, L. S.; SIMÕES, R.; GERVÁSIO, H. (1995). *Design of Steel Structures, Second edition. ECCS, New York, USA;*

SILVA, V. P. (1992). *Flambagem Lateral de Vigas de Aço em Regime Elástico-Linear, Master's Thesis, Polytechnic School, USP, São Paulo;*

SILVA, V. P. (1997). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio, Tese de doutorado, Polytechnic School, USP, São Paulo;*

SILVA, V. P.; VARGAS, M. R. (2005). *Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço, Manual de Construção em aço, IBS/CBCA, Rio de Janeiro, RJ;*

SOUZA, T. F. B.; MORAIS, V. L. B. (2006). *Uma Formulação para a Determinação Simplificada do Momento Crítico FLT de Vigas de Aço em Situação de Incêndio Natural, Undergraduation course, University of Brasília, Brasília;*

TAKAGI, J.; DEIERLEIN, G. G. (2007). Strength design criteria for steel members at elevated temperatures. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 63, p. 1036-1050;

TIPLER, P. A.; MOSCA, G. (2009). *Física para Cientistas e Engenheiros, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. Volume 1, Sexta Edição*, Rio de Janeiro;

VARGAS, M. R.; PIGNATTA E SILVA, V. (2005). *Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço, Instituto Brasileira de Siderurgia, Primeira Edição*, Rio de Janeiro, Brasil;

VILA REAL, P. M. M.; FRANSSEN, J. M. (2000). Lateral Torsional Buckling of Steel I-Beams in Case of Fire – Numerical Modelling. *First International Workshop - Structures in Fire -Copenhagen*. June 2000;

VILA REAL, P. M. M.; FRANSSEN, J. M. (2001). Numerical Modeling of Lateral-Torsional Buckling of Steel I-Beams under Fire Conditions — Comparison with Eurocode 3. *Journal of Fire Protection Engineering*. Vol. 11, p. 112-128;

VILA REAL, P. M. M.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2003). A new proposal of a simple model for the lateral-torsional buckling of unrestrained steel I beams in case of fire: experimental and numerical validation. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 59, p. 179-199;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2004). Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire— comparisons with Eurocode 3. *Fire Safety Journal*. Vol. 39, p. 23-39;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2004). Lateral-torsional buckling of unrestrained steel beams under fire conditions: improvement of EC3 proposal. *Computers and Structures*. Vol. 82, p. 1737-1744;

VILA REAL, P. M. M.; LOPES, N.; SIMOES DA SILVA, L.; PILOTO, P.A.G.; FRANSSEN, J. M. (2007). Parametric analysis of the lateral–torsional buckling resistance of steel beams in case of fire. *Fire Safety Journal*. Vol. 42, p. 416-424;

SCHAFFER, B.W; ÁDÁNY, S. (2005). Understanding and classifying local, distortional and global buckling in open thin-walled members. Annual Conference Structural Stability Research Council, Montreal, Canada. 20 pages

TOH, W. S.; FUNG, T. C.; TAN, K. H. (2001). Fire Resistance of Steel Frames Using Classical and Numerical Methods. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 127, p. 829-838;

YIN, Y.Z.; WANG, Y.C. (2003). Numerical simulations of the effects of nonuniform temperature distributions on lateral torsional buckling resistance of steel I-beams. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 59, p. 1009-1033;

YIN, Y.Z.; WANG, Y.C. (2004). A numerical study of large deflection behavior of restrained steel beams at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 60, p. 1029-1047;

ZHANG, C.; GROSS, L. J.; MCALLISTER, P. T. (2013). Experimental behavior of steel beam-columns subjected to fire-induced thermal gradients. *Journal of Construction Steel Research*. Vol. 88, p. 330-338;