

**COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE UMA VIGA
MISTA DE AÇO E CONCRETO EM PERFIL FORMADO
A FRIO EM TEMPERATURA ELEVADA DE UMA
EDIFICAÇÃO DE BAIXO CUSTO**

Márcio Wanderson Rodrigues

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

“COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE UMA VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO EM PERFIL FORMADO A FRIO EM TEMPERATURA ELEVADA DE UMA EDIFICAÇÃO DE BAIXO CUSTO”

Márcio Wanderson Rodrigues

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES - UFMG - (Co-orientador)

Prof. Dr. Estevam Barbosa de Las Casas
DEES – UFMG

Prof. Dr. Eduardo de Miranda Batista
COPPE - UFRJ

R696c	<p>Rodrigues, Márcio Wanderson. Comportamento e resistência de uma viga mista de aço e concreto em perfil formado a frio em temperatura elevada de uma edificação de baixo custo [manuscrito] / Márcio Wanderson Rodrigues. – 2007. xix, 124 f., enc.: il.</p> <p>Orientador: Francisco Carlos Rodrigues. Coorientador: Ricardo Hallal Fakury.</p> <p>Dissertação (mestrado) Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Bibliografia: f. 120-124.</p> <p>1. Engenharia de estruturas - Teses. 2. Construção mista - Teses. 3. Análise térmica - Teses. 4. Método dos elementos finitos - Teses. 5. Incêndios - Teses. 6. Edificações - Teses. I. Rodrigues, Francisco Carlos. II. Fakury, Ricardo Hallal. III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. IV. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 624(043)</p>
-------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Agradecimentos

A Deus, acima de tudo.

Ao Prof. Francisco Carlos Rodrigues, pela confiança, pela amizade, apoio e orientação ao longo deste trabalho.

Ao Prof. Ricardo Hallal Fakury pelas discussões e sugestões que engrandeceram este trabalho.

Aos meus pais, Geraldo e Terezinha, a minha avó Maria (Pretinha), aos meus irmãos, Marcelo, Marcos, Rosilene e Luciene, e a toda minha família pela presença constante e apoio incondicional. A minha mulher, Ludimila, pelo amor e compreensão.

A todos os meus colegas de mestrado, aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, que direta ou indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

A CAPES e à USIMINAS, pela bolsa de pesquisa concedida durante a realização do meu mestrado. À USIMINAS, pelo suporte financeiro para instalação do Núcleo de Estudos Avançados em Engenharia de Segurança Contra Incêndio e em Light Steel Framing da UFMG que foi indispensável para a conclusão deste trabalho.

Sumário

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Justificativas do estudo	2
1.3 Objetivos.....	3
1.4 Organização do texto	3
CAPÍTULO 2: INTRODUÇÃO AOS PERFIS FORMADOS A FRIO.....	5
2.1 Generalidades.....	5
2.2 Breve histórico	6
2.3 Processos de fabricação	8
2.4 Aplicações.....	8
CAPÍTULO 3: PROJETO ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO DE BAIXO CUSTO.....	9
3.1 Generalidades.....	9
3.2 Definição do modelo arquitetônico.....	10
3.3 Definição do modelo estrutural.....	11
CAPÍTULO 4: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
4.1 Generalidades.....	15

4.2	Propriedades mecânicas e térmicas dos materiais estruturais.....	16
4.2.1	Propriedades mecânicas do aço	16
4.2.2	Propriedades térmicas do aço	18
4.2.3	Propriedades mecânicas do concreto	19
4.2.4	Propriedades térmicas do concreto	20
4.3	Pesquisas recentes sobre os PFF em temperatura elevada.....	21
4.3.1	OLLI KAITILA (2000)	21
4.3.2	ANDERS RANBY (1999).....	23
4.3.3	GERLICH (1996) e KLIPPSTEIN (1979).....	26
4.3.4	MAKELAINEN e MILLER (1983)	27
4.3.5	MECOZZI e ZHAO (2005)	28
4.3.6	HANYA e KANNO (2005)	31
4.3.7	RANAWAKA e MAHENDRAN (2006)	33
4.3.8	Comparação dos resultados obtidos pelas diversas pesquisas e normas de dimensionamento	36
4.4	Sobre as classes das seções transversais	36
CAPÍTULO 5: FUNDAMENTOS NORMATIVOS PARA O DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS DE AÇO E DE CONCRETO		43
5.1	Generalidades.....	43
5.1.1	Considerações sobre o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003) ..	44
5.1.2	Considerações sobre o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003 ..	52
CAPÍTULO 6: OBTENÇÃO DA CURVA DE INCÊNDIO: ANÁLISE COMPUTACIONAL FLUÍDO DINÂMICA E MODELO DE INCÊNDIO NATURAL COMPARTIMENTADO.....		61
6.1	Generalidades.....	61
6.2	Análise computacional fluído-dinâmica via SMARTFIRE.....	64
6.2.1	Introdução	64
6.2.2	Modelagem numérica	65
6.2.3	Resultados	74
6.3	Modelo de Incêndio Natural Compartimentado	77

6.3.1	Introdução	77
6.3.2	Temperatura dos gases na fase de aquecimento	78
6.3.3	Fechamento formado por camadas de diferentes materiais	79
6.3.4	Fechamento formado por diferentes materiais.....	80
6.3.5	Temperatura dos gases na fase de resfriamento.....	80
6.3.6	Resultados	81
CAPÍTULO 7: ANÁLISE TÉRMICA VIA SOFTWARE THERSYS		83
7.1	Generalidades.....	83
7.2	Análise térmica via THERSYS.....	84
7.2.1	Introdução	84
7.2.2	Modelagem numérica	85
7.2.3	Resultados	91
CAPÍTULO 8: ANÁLISE ESTRUTURAL VIA SOFTWARE VULCAN E VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL VIA MÉTODO SIMPLIFICADO		97
8.1	Generalidades.....	97
8.2	Análise estrutural via software VULCAN.....	98
8.2.1	Introdução	98
8.2.2	Modelagem numérica	98
8.2.3	Resultados	110
8.3	Verificação estrutural via método simplificado.....	112
8.3.1	Análise dos resultados	113
CAPÍTULO 9: CONCLUSÕES		116
9.1	Conclusões	116
9.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		120

Lista de Figuras

FIGURA 3.1 – Fachada de um edifício residencial de baixo custo de quatro pavimentos.	10
FIGURA 3.2 – Planta baixa de um dos apartamentos.	11
FIGURA 3.3 – Estrutura do prédio.....	12
FIGURA 3.4 – Detalhe das ligações entre vigas e pilares.....	13
FIGURA 3.5 – Seção transversal da viga mista (cotas em mm).	13
FIGURA 4.1 – Gráfico de tensão-deformação para o aço em temperatura elevada.	17
FIGURA 4.2 – Variação dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade dos aços com a temperatura.	18
FIGURA 4.3 – Variação dos fatores de redução dos concretos com a temperatura.....	20
FIGURA 4.4 – Módulo de elasticidade do aço S350GD+Z em função da temperatura, comparação entre diferentes normas e experimentos.	22
FIGURA 4.5 – Resistência ao escoamento do aço S350GD+Z em função da temperatura; comparação entre diferentes normas e experimentos.	23
FIGURA 4.6 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995).....	25
FIGURA 4.7 – Fatores de redução dos aços formados a frio segundo GERLICH (1996) e KLIPPSTEIN (1979).....	27
FIGURA 4.8 – Fatores de redução dos aços formados a frio segundo MAKELAINEN e MILLER (1983).....	28

FIGURA 4.9 – Redução da resistência ao escoamento proposta para o aço tipo A. Deformação a 0,2%.....	30
FIGURA 4.10 – Redução da resistência ao escoamento proposto para o aço tipo B. Deformação a 0,2%.....	30
FIGURA 4.11 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento para diferentes graus de aço e espessuras de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).	34
FIGURA 4.12 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade para diferentes graus de aço e espessuras de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).....	35
FIGURA 4.13 – Comparação dos fatores de redução obtidos com os valores apresentados por algumas normas de dimensionamento.	35
FIGURA 4.14 – Comparação dos fatores de redução obtidos com os valores apresentados por outras pesquisas.	36
FIGURA 4.15 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento dos PFF.	37
FIGURA 4.16 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade dos PFF.	38
FIGURA 4.17 - Fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade longitudinal do aço carbono de todos os perfis Classe 4 (EC3, 2005).	40
FIGURA 5.1 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ - interação completa).	50
FIGURA 5.2 – Divisão da viga de aço para a distribuição de temperatura.....	52
FIGURA 5.3 – Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa.	60
FIGURA 6.1 – Evolução da temperatura dos gases em incêndio.....	62
FIGURA 6.2 – Curva de incêndio padrão a base de materiais celulósicos.	64
FIGURA 6.3 – Modelo analisado via <i>SMARTFIRE</i>	66
FIGURA 6.4 – Curvas de liberação de calor.	68
FIGURA 6.5 – Tela que define o modelo de radiação.	69
FIGURA 6.6 – Tela de definição da malha de volumes finitos.....	70
FIGURA 6.7 – Tela do <i>problem type options</i>	71
FIGURA 6.8 – Tela principal do <i>SMARTFIRE CFD Engine</i>	74
FIGURA 6.9 – Temperatura dos gases obtida via <i>SMARTFIRE</i> (primeira hipótese)...	75
FIGURA 6.10 – Temperatura dos gases obtida via <i>SMARTFIRE</i> (segunda hipótese). 75	

FIGURA 6.11 – Corte horizontal do apartamento mostrando o perfil de temperaturas a 12 min (primeira hipótese).	76
FIGURA 6.12 – Corte horizontal do apartamento mostrando o perfil de temperaturas a 12 min (segunda hipótese).	76
FIGURA 6.13 – Curva de incêndio proposta pelo EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002), aplicada ao compartimento analisado.	82
FIGURA 7.1 – Tela principal do <i>GID</i> mostrando a seção transversal da viga mista.	86
FIGURA 7.2 – Tela de entrada dos dados gerais no <i>THERSYS</i>	87
FIGURA 7.3 – Tela de entrada dos parâmetros térmicos no <i>THERSYS</i>	87
FIGURA 7.4 – Tela de entrada dos coeficientes de condição de contorno no <i>THERSYS</i>	88
FIGURA 7.5 – Tela de definição dos materiais no <i>THERSYS</i>	89
FIGURA 7.6 – Tela de definição das condições iniciais.	90
FIGURA 7.7 – Malha de elementos finitos.	91
FIGURA 7.8 – Tela de monitoramento da análise.	91
FIGURA 7.9 – Pontos escolhidos para a análise térmica.	92
FIGURA 7.10 – Distribuição de temperaturas para 5 min	93
FIGURA 7.11 – Distribuição de temperaturas para 10 min	93
FIGURA 7.12 – Distribuição de temperaturas para 15 min	93
FIGURA 7.13 – Distribuição de temperaturas para 20 min	93
FIGURA 7.14 – Distribuição de temperaturas para 25 min	93
FIGURA 7.15 – Distribuição de temperaturas para 30 min	93
FIGURA 7.16 – Distribuição de temperaturas para 5 min	94
FIGURA 7.17 – Distribuição de temperaturas para 10 min	94
FIGURA 7.18 – Distribuição de temperaturas para 15 min	94
FIGURA 7.19 – Distribuição de temperaturas para 20 min	94
FIGURA 7.20 – Distribuição de temperaturas para 25 min	94
FIGURA 7.21 – Distribuição de temperaturas para 30 min	94
FIGURA 7.22 – Gráfico do aumento de temperatura para o aço (primeira hipótese)...	95
FIGURA 7.23 – Gráfico do aumento de temperatura para a laje de concreto (primeira hipótese).	95
FIGURA 7.24 – Gráfico do aumento de temperatura para o aço (segunda hipótese). ...	96

FIGURA 7.25 – Gráfico do aumento de temperatura para a laje de concreto (segunda hipótese).....	96
FIGURA 8.1 – Vista lateral e transversal da viga mista.....	100
FIGURA 8.2 – Tela principal do <i>VULCAN</i> mostrando a geometria da viga mista em 3D.	101
FIGURA 8.3 – Tela de definição das propriedades do aço.	102
FIGURA 8.4 – Tela de definição das propriedades do concreto.	102
FIGURA 8.5 – Tela de definição das propriedades do aço das armaduras.	103
FIGURA 8.6 – Tela de definição da seção transversal da viga de aço.	103
FIGURA 8.7 – Tela de definição da seção transversal da laje de concreto.....	104
FIGURA 8.8 – Tela de definição da curva de aquecimento da laje de concreto.....	105
FIGURA 8.9 – Tela de definição da curva de aquecimento do aço.	105
FIGURA 8.10 – Tela de definição do padrão de aquecimento da laje de concreto.....	106
FIGURA 8.11 – Tela de definição do padrão de aquecimento do perfil metálico.	106
FIGURA 8.12 – Pontos utilizados para os cálculos de percentuais de aquecimento. ..	107
FIGURA 8.13 – Tela de definição do carregamento.	108
FIGURA 8.14 – Tela de definição das condições de contorno.	108
FIGURA 8.15 – Tela de controle da análise.....	109
FIGURA 8.16 – Tela de análise dos resultados mostrando a deflexão da viga.....	110
FIGURA 8.17 – Flechas obtidas na seção central da viga.....	111
FIGURA 8.18 – Flechas obtidas na seção central da viga.....	111

Lista de Tabelas

TABELA 4.1 – Propriedades térmicas do aço.....	19
TABELA 4.2 – Propriedades térmicas do concreto.	20
TABELA 4.3 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995).....	25
TABELA 4.4 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com MECOZZI e ZHAO (2005).	31
TABELA 4.5 – Fatores de redução da resistência ao escoamento baseado em vários níveis de deformação de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).	34
TABELA 4.6 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento dos PFF.	37
TABELA 4.7 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade dos PFF.	38
TABELA 4.8 - Fatores de redução para o aço carbono para o projeto de seções Classe 4 em temperaturas elevadas (EC3, 2005).	39
TABELA 4.9 – Valores máximos da relação largura-espessura para elementos sujeitos à compressão (EC3, 2005).....	41
TABELA 5.1 – Variação de temperatura na altura das lajes de concreto.	55
TABELA 6.1 – Propriedades físicas dos materiais.	69
TABELA 6.2 – Definição do controle da solução.....	72
TABELA 6.3 – Definição das propriedades físicas.....	72
TABELA 6.4 – Uso recomendado para o <i>Time step size</i>	73
TABELA 7.1 – Coeficientes de convecção médios.	88
TABELA 8.1 – Resumo da análise estrutural.....	115

Lista de Símbolos

Letras romanas maiúsculas

A	- área da seção transversal
A_s	- área da armadura longitudinal
$C_{fi,d}$	- resultante de compressão na laje de concreto de uma viga mista
$C'_{fi,d}$	- resultante de compressão no perfil de aço de uma viga mista
E	- módulo de elasticidade tangente do aço a 20°C
$E_{a,\theta}$	- módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada
E_c	- módulo de elasticidade secante do concreto de densidade normal a 20°C
E_{cb}	- módulo de elasticidade secante do concreto de baixa densidade a 20°C
$E_{c,\theta}$	- módulo de elasticidade secante do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$E_{cb,\theta}$	- módulo de elasticidade secante do concreto de baixa densidade em temperatura elevada
$E_{o,\theta}$	- módulo de elasticidade tangente do aço trefilado
E_s	- módulo de elasticidade do aço da armadura em temperatura ambiente
F_G	- valor nominal da ação permanente
F_Q	- valor nominal das cargas acidentais
$F_{Q,exc}$	- valor nominal da ação transitória excepcional
F_w	- valor nominal das ações devidas ao vento
I	- momento de inércia
L	- vão, comprimento, altura do andar

$M_{fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio
$M_{x,fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em torno do eixo x
$M_{y,fi,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em situação de incêndio, em torno do eixo y
$M_{x,fi,Sd}$	- momento fletor atuante de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo x
$M_{y,fi,Sd}$	- momento fletor atuante de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo y
$M_{x,Rd}$	- momento fletor resistente de cálculo em temperatura ambiente em torno do eixo x
$Q_{fi,Rd}$	- somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo, em situação de incêndio
$R_{fi,d}$	- resistência de cálculo em situação de incêndio
$S_{fi,d}$	- solitação de cálculo em situação de incêndio
T	- temperatura do aço
$T_{fi,d}$	- resultante de tração no perfil de aço de uma viga mista
$V_{fi,Rd}$	- resistência de cálculo à força cortante em situação de incêndio
W	- módulo resistente elástico da seção

Letras romanas minúsculas

a	- espessura comprimida ou considerada efetiva da laje de concreto em vigas mistas
b	- largura efetiva da laje de concreto, largura
b_c	- largura da seção mista
b_f	- largura da mesa do perfil de aço
b_{fi}	- largura da mesa inferior
b_{fs}	- largura da mesa superior
c	- cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural
c_a	- calor específico do aço

c_c	- calor específico do concreto de densidade normal
c_{cb}	- calor específico do concreto de baixa densidade
d	- altura, diâmetro
d_c	- altura da seção mista
f_{ck}	- resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C
f_{ckb}	- resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade a 20°C
$f_{ck,\theta}$	- resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada
$f_{ckb,\theta}$	- resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade em temperatura elevada
f_u	- limite de resistência do aço a temperatura ambiente
f_y	- limite de escoamento a 20°C dos aços laminados
f_{yo}	- limite de escoamento a 20°C dos aços trefilados
$f_{y,\theta}$	- limite de escoamento dos aços laminados em temperatura elevada
$f_{p,\theta}$	- limite de proporcionalidade dos aços em temperatura elevada
$f_{yo,\theta}$	- limite de escoamento dos aços trefilados em temperatura elevada
f_{ys}	- limite de escoamento do aço da armadura em temperatura elevada
h	- altura da alma
h_{ef}	- altura efetiva para laje de concreto com fôrma de aço incorporada
h_F	- altura das nervuras das fôrmas de aço
$k_{c,\theta}$	- fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{cb,\theta}$	- fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de baixa densidade em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{E,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{Ec,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{Eo,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços trefilados em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C

$k_{Ecb,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade do concreto de baixa densidade em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{Es,\theta}$	- fator de redução para o módulo de elasticidade das armaduras
$k_{w,\theta}$	- fator de redução para a resistência da solda, em função da temperatura
$k_{y,\theta}$	- fator de redução para o limite de escoamento dos aços laminados em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{y0,\theta}$	- fator de redução para o limite de escoamento dos aços treilados em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C
$k_{ys,\theta}$	- fator de redução para o limite de escoamento das armaduras
ℓ	- vão, comprimento
$q_{fi,Rd}$	- resistência de cálculo de um conector de cisalhamento em situação de incêndio
t	- tempo de resistência a incêndio, espessura
t_c	- espessura da laje de concreto
t_f	- espessura da mesa do perfil de aço
t_{fi}	- espessura da mesa inferior
t_{fs}	- espessura da mesa superior
t_w	- espessura da alma
u	- perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio
u_f	- distância mínima do eixo da barra da armadura em relação à forma de aço
u_m	- perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio
u_s	- distância mínima da face do concreto ao eixo das barras da armadura
u_{sm}	- média geométrica das distâncias dos eixos das barras até as faces externas do concreto

Letras gregas maiúsculas

Σ	- somatório
----------	-------------

Letras gregas minúsculas

α_c	- coeficiente de transferência de calor por convecção
β_a	- coeficiente usado no dimensionamento da viga mista a temperatura ambiente

$\varepsilon_{p,\theta}$	- deformação para o limite de proporcionalidade do aço em temperatura elevada
ε_{res}	- emissividade resultante
$\varepsilon_{t,\theta}$	- limite de deformação para a resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada
$\varepsilon_{u,\theta}$	- deformação última do aço em temperatura elevada
$\varepsilon_{y,\theta}$	- deformação para a resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada
γ_g	- coeficiente de ponderação para a ação permanente
φ	- valor do fluxo de calor por unidade de área
φ_c	- componente do fluxo de calor devido à convecção
$\varphi_{i,\theta}$	- coeficiente de redução que depende dos efeitos das tensões térmicas
φ_r	- componente do fluxo de calor devido à radiação
λ	- parâmetro de esbeltez
λ_a	- condutividade térmica do aço
λ_c	- condutividade térmica do concreto de densidade normal
λ_{cb}	- condutividade térmica do concreto de baixa densidade
$\lambda_{o,\theta}$	- parâmetro de esbeltez reduzido em situação de incêndio
λ_o	- parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura ambiente
ρ_a	- massa específica do aço
ρ_c	- massa específica do concreto de densidade normal
ρ_{cb}	- massa específica do concreto de baixa densidade
ρ_m	- massa específica do material de proteção contra incêndio
θ_a	- temperatura do aço
θ_c	- temperatura do concreto
θ_g	- temperatura dos gases
θ_s	- temperatura da armadura
$\theta_{a,t}$	- temperatura do aço no tempo t
$\theta_{g,t}$	- temperatura dos gases no tempo t

Resumo

No Brasil, um dos principais problemas sociais a ser solucionado pela sociedade é a questão do déficit habitacional, que hoje gira em torno de 7,9 milhões de moradias. Uma solução premente para a questão é a criação de programas sociais visando à construção de moradias de baixo custo. Para o uso em programas de habitação popular, por exemplo, as moradias devem ter seu custo reduzido ao máximo, sem perda de segurança e funcionalidade, e que seja viável sua produção em série. Com isso, todas as soluções técnicas conhecidas pela engenharia devem ser aplicadas para racionalizar cada vez mais os projetos. Uma das análises que podem ser feitas para reduzir o consumo de aço nas estruturas é o estudo da contribuição das lajes de concreto na resistência das vigas. Neste trabalho é feito um estudo relacionado ao dimensionamento em temperatura elevada de uma viga mista de aço e concreto em perfil formado a frio de um apartamento de baixo custo, projetado segundo o sistema construtivo desenvolvido pela UFMG em parceria tecnológica com a Usiminas. É descrito e modelado o comportamento desta viga submetida ao incêndio natural. A resistência da viga mista em temperatura elevada foi determinada via método simplificado da norma brasileira ABNT NBR 14323: 1999. O modelamento *CFD* do cenário do incêndio foi feito utilizando-se o *software SMARTFIRE*. A análise térmica da estrutura mista em temperatura elevada foi realizada com o *software THERSYS*, e a análise estrutural foi feita utilizando-se o *software VULCAN*. Admitindo-se todas as hipóteses consideradas na análise avançada, concluiu-se que a força resistente da viga analisada em temperatura elevada foi alcançada em 13 min, e que esta apresenta níveis aceitáveis de segurança.

Abstract

In Brazil, one of the main problems to be solved by the society is the housing deficit, that now a day is around 7.9 million houses. A preeminent solution for this question is the creation of social programs that proposes the construction of low cost housing. In the case of low cost housing, for example, the houses must have their cost reduced to a maximum, without compromising its safety and functionality, and its large scale production must be done easily. With this, all the technical solutions known by the engineering must be applied in order to rationalize the projects more each time. One of the analyses that can be done to reduce the use of steel in the structures is the study of the contribution of the concrete floor in the beams resistance. In this assignment a study related to the dimension of a high temperature mixed steel beam and a cold formed steel of a low cost apartment, projected following the constructive system desenvolved by UFMG with a technological partnership with Usiminas. It's described and molded this beam's behavior undergone natural fire. The resistance of this mixed steel beam in high temperature was determined by simplified method of the brazilian regulation ABNT NBR 14323: 1999. The CFD model of the fire scenario was done with the SMARTFIRE software. The thermal analysis of the mixed structure in high temperature was done with the THERSYS software, and the structural analysis was done with the VULCAN software. Taking in consideration all the possibilities in the advanced analysis, it was concluded that the strength of the beam analyzed at high temperature was reached in 13 min, and that it has acceptable levels of safety.

1

Introdução

1.1 Generalidades

No Brasil, um dos principais problemas sociais a ser solucionado pela sociedade é a questão do déficit habitacional, que hoje gira em torno de 7,9 milhões de moradias. Uma solução premente para a questão é a criação de programas sociais visando à construção de moradias de baixo custo.

Para o uso em programas de habitação popular, por exemplo, as moradias devem ter seu custo reduzido ao máximo, sem perda de segurança e funcionalidade, e que seja viável sua produção em série. Com isso, todas as soluções técnicas conhecidas pela engenharia devem ser aplicadas para racionalizar cada vez mais os projetos. Uma das análises que podem ser feitas para reduzir o consumo de aço nas estruturas é o estudo da contribuição das lajes de concreto na resistência das vigas.

Uma questão importante é a verificação da estrutura dos edifícios em temperatura elevada. Para as vigas mistas, a ABNT NBR 14323: 1999 – Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio apresenta procedimentos, que em

diversas situações, incorporam simplificações na determinação das temperaturas atuantes nas diversas partes da seção transversal dos elementos estruturais. Tais simplificações levam a resultados demasiadamente conservadores.

Para a verificação em temperatura elevada, deve se levar em conta que o incêndio é uma ação excepcional, as ações térmicas atuantes e a degenerescência das propriedades mecânicas dos materiais estruturais com o aumento da temperatura. Assim, a obtenção de curvas de incêndio mais reais e a distribuição correta de temperaturas nos elementos estruturais conduzem a resultados mais seguros e econômicos do ponto de vista do dimensionamento.

1.2 Justificativas do estudo

A utilização do sistema misto de aço e concreto no Brasil ficou praticamente estagnada até a década de 1980. Os projetos eram feitos com base em normas estrangeiras e somente em 1986 foi introduzido o assunto com a norma brasileira ABNT NBR 8800: 1986 – Projeto e execução de estruturas de aço em edifícios, e que atualmente se encontra em processo de revisão.

A utilização das vigas mistas sempre se restringiu aos perfis laminados e soldados. Até o momento, as normas específicas para o dimensionamento de estruturas constituídas por perfis formados a frio (PFF), tanto as estrangeiras como a nacional, não contêm um capítulo voltado às estruturas mistas com esses perfis.

Observa-se que as vigas mistas constituídas por PFF têm sido projetadas com base em extrapolações e adaptações do que existe para as estruturas mistas em perfis laminados ou soldados e, muitas vezes, ignorando o seu comportamento em situação de incêndio.

Em temperatura elevada, a verificação das vigas mistas tem sido feito tomando-se por base a ABNT NBR 14323: 1999, e que atualmente se encontra em processo de revisão. Esse texto normativo apresenta um método de cálculo para verificação de vigas mistas

em situação de incêndio, no que se refere ao estado limite último de plastificação total da seção transversal sob atuação do momento fletor positivo.

Dessa maneira, pode-se afirmar que é de suma importância a realização de estudos no sentido de avaliar o comportamento geral das vigas mistas constituídas por PFF em situação de incêndio.

1.3 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal desenvolver um estudo relacionado ao comportamento e ao dimensionamento em temperatura elevada de uma viga mista de aço e concreto em PFF de um apartamento de baixo custo. Assim, será descrito e modelado o comportamento desta viga submetida ao incêndio natural. A capacidade resistente da viga mista em temperatura elevada será determinada via método simplificando da norma brasileira ABNT NBR 14323: 1999, que é baseada no EUROCODE 4 - parte 1.2 (2005). O modelamento *CFD* do cenário do incêndio será feito utilizando-se o *software SMARTFIRE* (2004). A análise térmica da estrutura mista em temperatura elevada será realizada com o *software THERSYS*, e a análise estrutural será feita utilizando-se o *software VULCAN*.

Desta forma, pretende-se obter parâmetros capazes de verificar o método simplificado de dimensionamento, relacionado às vigas mistas constituídas de PFF em temperatura elevada, com base nas filosofias de dimensionamento adotadas pelas últimas revisões das normas ABNT NBR 8800: 1986 e ABNT NBR 14323: 1999 e com base nas prescrições da ABNT NBR 14762: 2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

1.4 Organização do texto

O capítulo 2 apresenta um breve histórico sobre os PFF, as formas de obtenção destes perfis, destacando ainda seu uso na engenharia bem como as vantagens da sua aplicação.

No capítulo 3 é feita uma descrição do projeto arquitetônico e estrutural do apartamento de baixo custo considerado neste trabalho.

No capítulo 4 são apresentadas as propriedades mecânicas e térmicas do aço e do concreto utilizados nas vigas mistas, de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003. Este capítulo apresenta também alguns dos trabalhos mais recentes publicados a respeito dos PFF em temperatura elevada segundo vários autores.

O capítulo 5 mostra de forma resumida as formulações para as vigas mistas em temperatura ambiente e em temperatura elevada de acordo com o projeto de revisão das normas ABNT NBR 8800: 2003 e ABNT NBR 14323: 2003 respectivamente.

O capítulo 6 apresenta a descrição da análise computacional fluído dinâmica via *SMARTFIRE* (2004) e da análise paramétrica via formulação do EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002), visando à obtenção da curva natural de incêndio e da curva parametrizada do incêndio respectivamente.

No capítulo 7 é descrito o procedimento adotado neste trabalho para a realização da análise térmica. Neste capítulo são descritos os principais parâmetros envolvidos na modelagem e as principais características do *software THERSYS* utilizado para este fim.

O capítulo 8 mostra a descrição da análise estrutural da viga mista considerada neste trabalho via *software VULCAN* e da verificação estrutural via método simplificado de dimensionamento de acordo com a formulação apresentada pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003. As conclusões e as recomendações para trabalhos futuros são encontradas no capítulo 9.

2

Introdução aos perfis formados a frio

2.1 Generalidades

Nos últimos anos, a construção metálica no Brasil tem alcançado ganhos significativos no que diz respeito ao uso de novas tecnologias em segmentos da construção até então dominados por outros materiais e soluções.

A falta de produtos de aço não-planos (perfis laminados) no mercado brasileiro levou as grandes empresas do setor a procurarem soluções alternativas a partir da utilização de produtos planos de aço (chapas), resultando na intensificação do uso dos perfis soldados, em substituição aos laminados de médias e grandes dimensões, e os PFF em substituição aos laminados de pequenas dimensões.

A utilização dos PFF em muitas regiões do país, entre elas as regiões metropolitanas de Belo Horizonte e de São Paulo, fez com que esses deixassem de ser utilizados apenas em estruturas de coberturas, mas começassem a ser utilizados em sistemas de pisos (mezaninos, passadiços, plataformas de trabalho, etc), pequenos edifícios residenciais com até 7 pavimentos e pontes vicinais.

Os PFF possuem baixo custo de produção, são de fabricação simples, sem a necessidade de grandes equipamentos (podendo ser produzido fora dos grandes centros siderúrgicos ou fabricas de grande porte), tendo ainda fácil manuseio para montagem em campo devido ao baixo peso, além de rapidez na execução.

No que diz respeito aos efeitos arquitetônicos, a utilização de estruturas metálicas em PFF em construções residenciais de baixo custo possibilita uma grande variedade de soluções na disposição e tamanho dos cômodos e demais espaços.

Os PFF apresentam diferenças significativas de comportamento quando comparados aos perfis tradicionais (laminados e soldados). Tais peculiaridades dão a este tipo de elemento estrutural características únicas de comportamento.

Como em outros tipos de perfis, os PFF devem apresentar um bom desempenho estrutural, seja em temperatura ambiente como em temperatura elevada.

Dentro deste contexto os PFF vêm se mostrando uma boa alternativa para a execução de prédios residenciais, entre eles moradias populares, podendo ajudar a solucionar o problema do déficit habitacional brasileiro.

2.2 Breve histórico

Segundo YU (2000), o emprego dos PFF em construções teve início por volta de 1850 nos Estados Unidos e na Grã-Bretanha, porém apresentaram uma utilização restrita com a ausência de quaisquer informações técnicas a respeito do comportamento estrutural destes elementos.

Os estudos sobre o comportamento dos PFF como elementos estruturais tiveram início nos trabalhos pioneiros do professor WINTER (1959), desenvolvidos a partir de 1939, na *Cornell University*. Em 1946, os resultados destas pesquisas deram origem à primeira especificação para projetos de elementos estruturais formados a frio, publicada pela *American Iron Steel Institute* (AISI). Sua formulação é a mais difundida e é

adotada por diversas normas e especificações referentes ao cálculo das estruturas de elementos esbeltos. O trabalho do Professor WINTER (1959) foi de extrema importância para a difusão do uso de perfis leves, o que incentivou mais pesquisadores a se interessarem pelo tema.

Após 1946 houve um grande crescimento na utilização dos PFF, que não se restringiu à construção civil, mas também foi verificada em outros setores que utilizam estruturas metálicas como solução. Tal crescimento em sua utilização se deve à leveza apresentada pelos perfis obtidos pela conformação a frio, diversidade de aplicações apresentadas pelo produto final, podendo-se obter concepções estruturais esbeltas e eficientes para uso nas edificações com as mais diversas aplicações.

No Brasil, o emprego dos PFF só teve início praticamente no final da década de 60, quando algumas empresas adquiriram equipamentos específicos para a realização das operações de conformação a frio, ou seja, prensas, dobradeiras e mesas de roletes.

Em 1967 foi publicada a primeira norma brasileira sobre o tema, a norma NB-143 (1967) – Cálculo de estruturas de aço, constituídas por perfis leves, cujo texto era baseado na edição de 1962 da especificação do AISI.

Em 1980 foi publicada a norma NBR 6355 (1980) – Perfis estruturais de aço formados a frio, a qual estabelecia uma padronização de perfis formados a frio, apresentando nomenclatura, simbologia, dimensões e tolerâncias a serem respeitadas pelos perfis estruturais.

No entanto, tais normas tiveram uma divulgação muito restrita e não chegaram ao conhecimento de muitos projetistas que, na falta de uma norma brasileira para o cálculo dos PFF, utilizavam normas estrangeiras. Estas muitas vezes geravam incompatibilidades, principalmente quando utilizavam simultaneamente nos projetos a ABNT NBR 8800: 1986.

Em 2001 foi publicada a ABNT NBR 14762: 2001, substituindo a NB-143 (1967). Esse texto normativo, baseado no método dos estados limites, traz coeficientes de ponderação das ações e das resistências, além da nomenclatura e simbologia adequadamente calibradas e ajustadas com outras normas brasileiras, propiciando uniformidade de critérios e maior coerência nos projetos em temperatura ambiente.

Em 2003, foi publicada a revisão da ABNT NBR 6355: 2003.

Não há atualmente, nenhuma norma nacional ou estrangeira que trata do dimensionamento e da verificação em temperatura elevada dos elementos estruturais constituídos por PFF.

2.3 Processos de fabricação

Os PFF podem ser obtidos através de dois métodos distintos de fabricação: a) através de um processo do tipo contínuo denominado de perfilagem, onde o aço é conformado em mesas de roletes ou b) em um processo do tipo não contínuo denominado dobragem, onde o aço é conformado em dobradeiras.

2.4 Aplicações

Devido ao seu ótimo desempenho e praticidade, os PFF podem ser encontrados em coberturas de galpões em geral, edificações residenciais, fôrmas para concretagem, andaimes e escoramentos, defensas rodoviárias, elementos de fixação de tapamentos laterais de galpões, padrões residenciais para energia elétrica, produtos para o setor agropecuário (cercas, porteiras, estábulos, etc.), armações para forro, estrutura para sistemas de fechamento (tipo “Dry-Wall”, por exemplo), estufas para plantas, hangares, ginásios poliesportivos e auditórios, cobertura de postos de abastecimento, pontilhões metálicos e guarda-corpo e, ainda, em estruturas de carrocerias de ônibus e caminhões. Atualmente têm sido amplamente usados em edifícios de pequeno porte destinados à habitação popular, como citado anteriormente.

3

Projeto Arquitetônico e Estrutural do Edifício de Baixo Custo

3.1 Generalidades

Os principais parâmetros para concepção de projetos habitacionais com orçamento reduzido dizem respeito ao melhor aproveitamento da matéria prima (bobinas e chapas de aço) e utilização de vãos e modulação de projeto racionais, com plantas ortogonais e alinhamento das paredes pelos perfis estruturais. Essas características garantem o melhor desempenho econômico da construção.

A construção voltada para a habitação de interesse social obedece a critérios e exigências diferentes dos projetos convencionais. Baixo custo e alta produtividade são características indispensáveis para viabilizar tal construção. Muitos modelos e sistemas construtivos surgiram na busca pela solução ideal. Com o crescimento da utilização de soluções construtivas a partir do uso do aço, as estruturas em PFF vem se mostrando uma solução eficaz para projetos dessa natureza.

A utilização de estruturas metálicas em PFF em construções residenciais de baixo custo possibilita uma grande variedade de soluções arquitetônicas na disposição e tamanho dos cômodos.

Neste capítulo é apresentado o modelo arquitetônico e estrutural do edifício de baixo custo considerado neste trabalho.

3.2 Definição do modelo arquitetônico

O prédio, que tem uma de suas vigas mistas analisada no presente trabalho, é construído segundo o sistema construtivo para prédios de 4 a 7 pavimentos desenvolvido pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) para o Programa Usiminas para Habitação Social.

O prédio, na forma de H, é composto por dois blocos retangulares idênticos e unidos por escada central, tendo quatro pavimentos e quatro apartamentos por pavimento; cada apartamento tem $46,3 \text{ m}^2$ de área total, nos quais estão incluídos dois quartos, sala, banheiro, cozinha e área de serviço. A FIG. 3.1 mostra a fachada de um edifício residencial de baixo custo de quatro pavimentos construído em Belo Horizonte, MG.



FIGURA 3.1 – Fachada de um edifício residencial de baixo custo de quatro pavimentos.

A FIG. 3.2 mostra a planta baixa de um dos apartamentos, com mobiliário básico. O mobiliário utilizado para a obtenção da curva de incêndio natural é descrito no Capítulo 6.

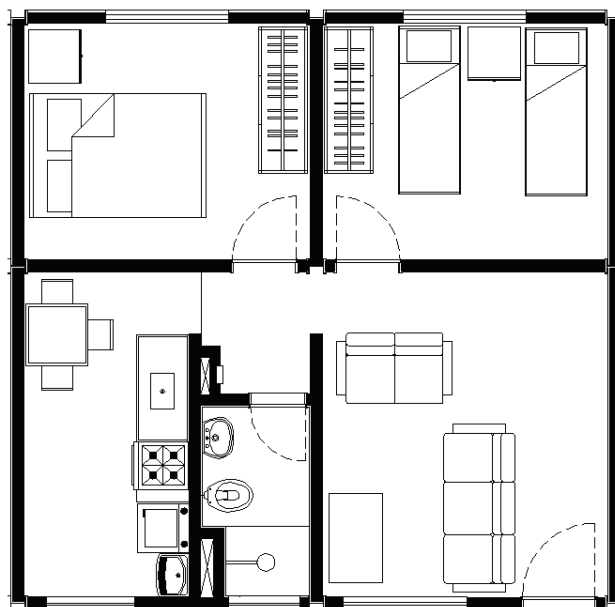


FIGURA 3.2 – Planta baixa de um dos apartamentos.

3.3 Definição do modelo estrutural

A edificação possui estrutura principal constituída por vigas, pilares e contraventamento de PFF, e alvenaria de tijolos cerâmicos ou de concreto, ambos com furos horizontais. Os pilares são perfis do tipo dupla cartola obtidos pela justaposição de dois perfis cartola. As dimensões e o formato dos pilares permitem o encaixe da alvenaria em todas as direções e sentidos, facilitando a solução da interface alvenaria-estrutura. São utilizadas vigas em perfil caixa, formadas pela justaposição de dois perfis “U” enrijecidos (Ue). Para a fabricação dos pilares e das vigas, os perfis de composição são unidos por cordões intermitentes de solda, que pode ser executada em processo automatizado ou não. A laje é de concreto armado de densidade normal e moldado *in loco*, com a espessura de 70 mm, estando conectada às vigas de aço por meio de perfis U simples formados a frio soldados na mesa superior do perfil da viga, formando um sistema misto de aço e concreto. A FIG. 3.3 apresenta a estrutura do prédio com seus

pilares e vigas, sendo também notados os conectores de cisalhamento em perfis U simples formados a frio.



FIGURA 3.3 – Estrutura do prédio.

Os pilares externos que fazem parte do sistema de contraventamento, que constituem os pórticos principais do edifício (em primeiro plano na FIG. 3.1), estão protegidos da ação do fogo por paredes sem aberturas de alvenaria cerâmica ou de blocos de concreto. Os demais pilares externos e os pilares internos pertencem a pórticos com vãos preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos ou de concreto, tendo aberturas de janelas e portas e, portanto, sem proteção parcial contra fogo.

As dimensões da seção transversal das vigas permitem seu encaixe exato dentro do perfil cartola dos pilares. As mesas e as almas das vigas podem ser ligadas aos elementos do perfil cartola que constituem as mesas dos pilares (FIG. 3.4). A solda executada em todo o contorno da viga caixa cria uma situação de semi-rigidez da ligação entre a viga e o pilar. Para que se consiga a flexibilidade na ligação, a solda deve ser executada apenas na união das almas do perfil caixa com a alma do pilar. Desta forma, algumas das ligações entre vigas e pilares da edificação podem ser classificadas como idealmente flexíveis; as demais são classificadas como semi-rígidas.



FIGURA 3.4 – Detalhe das ligações entre vigas e pilares.

De acordo com a FIG. 3.5, a viga mista considerada neste trabalho é constituída por um PFF, com seção Caixa 130 *mm* de largura e 170 *mm* de altura, formada por dois perfis Ue 170x65x25x2 *mm*.

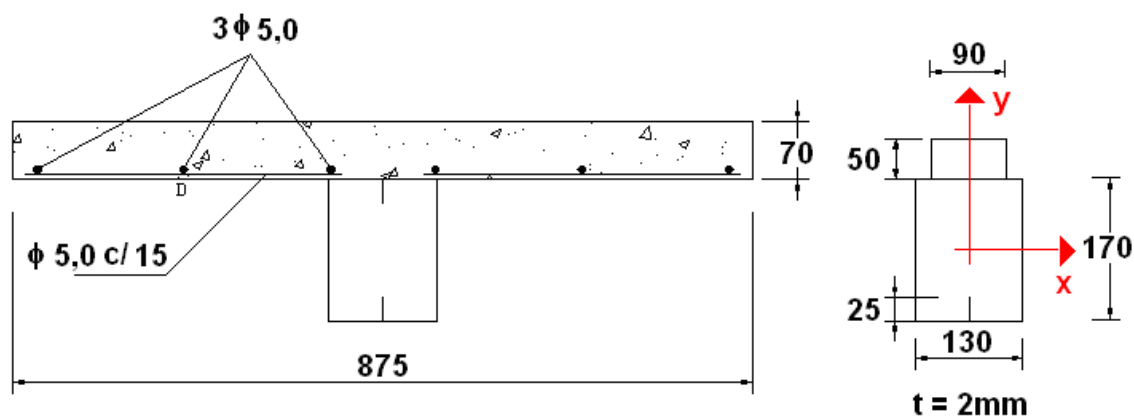


FIGURA 3.5 – Seção transversal da viga mista (cotas em *mm*).

O aço utilizado é o USI SAC-300, fabricado pela USIMINAS, com resistência ao escoamento, f_y , igual a 300 *MPa* e resistência à ruptura na tração, f_u , igual a 450 *MPa*. A laje é maciça, com espessura igual a 70 *mm*, de concreto com densidade normal e resistência característica à compressão, f_{ck} , igual 20 *MPa*. São utilizadas barras de aço

CA-50 com diâmetro de 5 *mm* para as armaduras longitudinal e transversal, tendo esta última a função de controlar a fissuração da laje causada por cisalhamento, na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta. Os conectores de cisalhamento, no total de 14 ao longo de toda a viga, são em perfil U simples formado a frio, estando espaçados igualmente entre si na direção longitudinal da viga. As propriedades do concreto e do aço das armaduras estão de acordo com a ABNT NBR 6118: 2003.

4

Revisão Bibliográfica

4.1 Generalidades

Como ocorre com os perfis oriundos de outros processos de fabricação, um dos aspectos desejáveis para os PFF, do ponto de vista estrutural, é apresentar um bom desempenho quando submetidos também a temperaturas elevadas. No entanto, até agora o conhecimento nesse campo permanece restrito, devido aos poucos trabalhos realizados.

Torna-se então necessário o desenvolvimento de pesquisas visando à proposição de critérios de dimensionamento para os PFF, como os que já existem em normas brasileiras e estrangeiras para os perfis soldados e laminados em temperatura elevada.

Em pesquisas recentes alguns autores chegaram à conclusão de que é possível se lançar mão, para o dimensionamento dos PFF, das mesmas equações existentes para o dimensionamento em temperatura ambiente também em temperatura elevada. A principal diferença entre os dimensionamentos seria a inclusão dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) nas equações

propostas para o dimensionamento em temperatura ambiente, fatores esses que refletem a perda de resistência e de rigidez da estrutura quando submetida a altas temperaturas.

Visando a conceituação do tema, neste capítulo são apresentadas de forma resumida as propriedades mecânicas e térmicas do aço e do concreto, bem como vários resultados de trabalhos desenvolvidos por alguns pesquisadores e que apresentam em seu escopo as novas tendências mundiais a respeito da avaliação do comportamento dos PFF em temperatura elevada.

4.2 Propriedades mecânicas e térmicas dos materiais estruturais

4.2.1 Propriedades mecânicas do aço

4.2.1.1 Resistência ao escoamento e módulo de elasticidade

Sob condições de incêndio, além de se expandirem, os materiais estruturais utilizados em uma edificação têm sua resistência diminuída. A perda da resistência do aço pode ser representada pela variação da curva tensão-deformação com a temperatura. A FIG. 4.1 mostra o gráfico tensão-deformação para o aço de acordo com o EUROCODE 3 – parte 1-2 (2005).

Segundo RANBY (1999), o aço começa perder a sua resistência a partir de $100^{\circ}C$, e esta perda se mantém em uma taxa estável com o aumento da temperatura até aproximadamente $800^{\circ}C$. A partir daí, a resistência residual do aço embora pequena, começa a apresentar perdas mais acentuadas até atingir a temperatura de liquefação do aço que é de aproximadamente $1500^{\circ}C$. É importante destacar que a grande perda de resistência do aço ocorre em temperaturas na faixa de $400^{\circ}C$ até $1500^{\circ}C$.

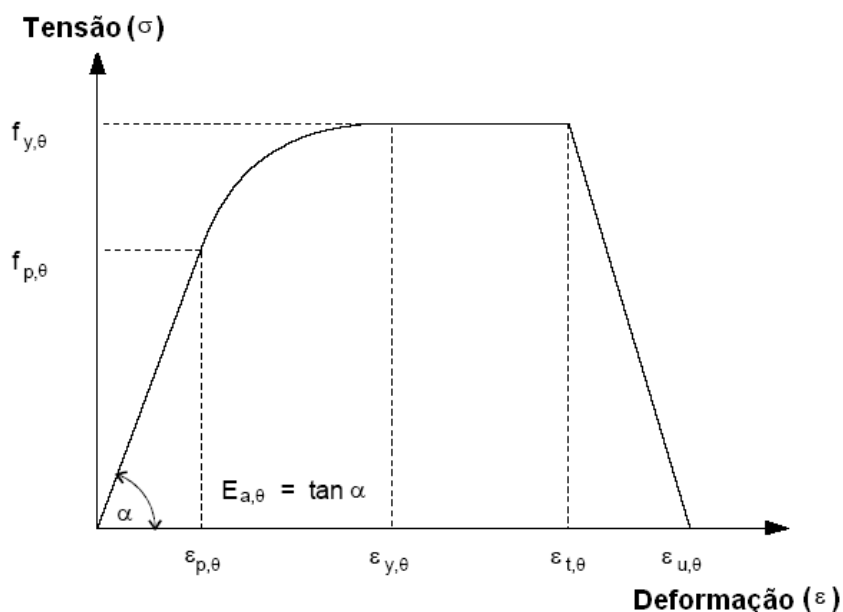


FIGURA 4.1 – Gráfico de tensão-deformação para o aço em temperatura elevada.

Fonte: EUROCODE 3 – parte 1-2 (2005).

Na FIG. 4.1 temos que:

- $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento dos aços a uma temperatura θ_a ;
- $f_{p,\theta}$ é o limite de proporcionalidade do aço a uma temperatura θ_a ;
- $E_{a,\theta}$ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ_a ;
- $\varepsilon_{p,\theta}$ é a deformação para o limite de proporcionalidade do aço a uma temperatura θ_a ;
- $\varepsilon_{y,\theta}$ é a deformação para a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ;
- $\varepsilon_{t,\theta}$ é o limite de deformação para a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ;
- $\varepsilon_{u,\theta}$ é a deformação última do aço a uma temperatura θ_a .

Para taxas de aquecimento entre $2^\circ\text{C}/\text{min}$ e $50^\circ\text{C}/\text{min}$, a FIG. 4.2 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20°C , para a resistência ao escoamento dos aços laminados e formados a frio, para o módulo de elasticidade dos aços laminados e

formados a frio, em temperatura elevada, de acordo com os valores recomendados pelo EUROCODE 3 – parte 1-2 (2005).

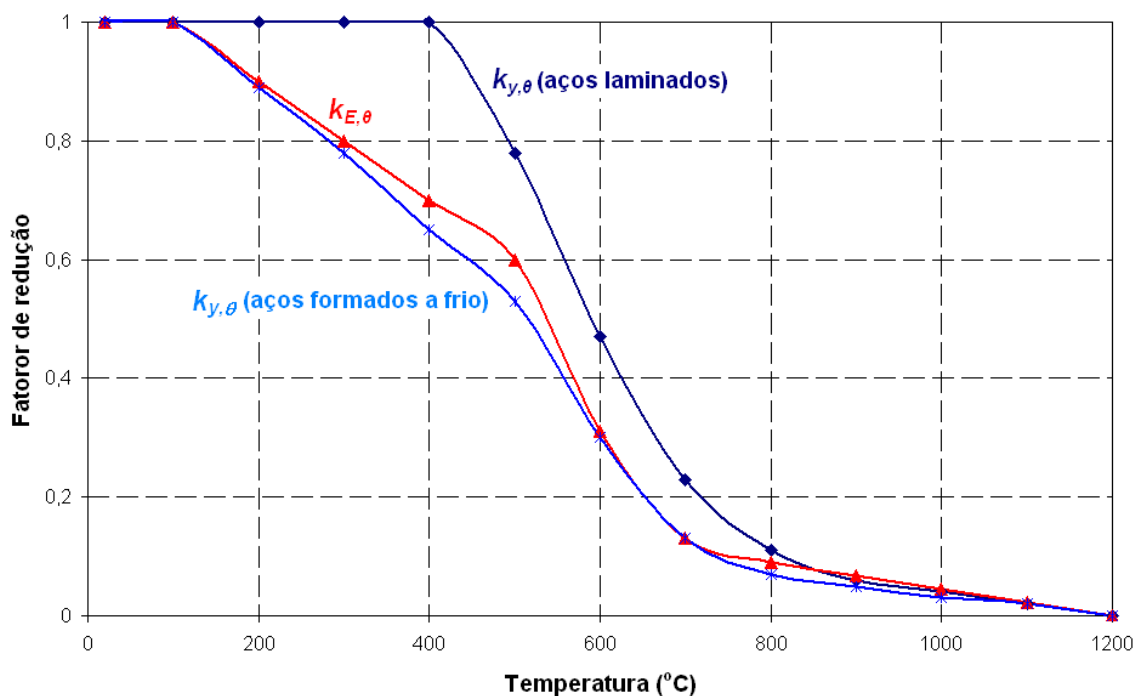


FIGURA 4.2 – Variação dos fatores de redução para a resistência ao escoamento e módulo de elasticidade dos aços com a temperatura.

No final deste capítulo são apresentados os fatores de redução do módulo de elasticidade e da resistência ao escoamento para os aços formados a frio de acordo com vários autores.

4.2.1.2 Massa específica

A massa específica do aço (ρ_a) pode ser considerada independente da temperatura e igual a 7850 kg/m^3 .

4.2.2 Propriedades térmicas do aço

As propriedades térmicas do aço são apresentadas de forma simplificada na TAB. 4.1, de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003.

TABELA 4.1 – Propriedades térmicas do aço.

Alongamento	$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$
Calor Específico	$c_a = 600 \frac{J}{kg \cdot ^\circ C}$
Condutividade Térmica	$\lambda_a = 45 \frac{W}{m \cdot ^\circ C}$

4.2.3 Propriedades mecânicas do concreto

4.2.3.1 Resistência característica a compressão e módulo de elasticidade

Também o concreto armado quando submetido a um aumento de temperatura, apresenta problemas de degradação de suas propriedades mecânicas. A FIG. 4.3 apresenta os fatores de redução, relativos aos valores a $20^\circ C$, para a resistência característica à compressão dos concretos de densidade normal ($k_{cn,\theta}$) e de baixa densidade ($k_{cb,\theta}$) e para o módulo de elasticidade dos concretos de densidade normal ($k_{Ecn,\theta}$) e de baixa densidade ($k_{Ecb,\theta}$), em temperatura elevada, de acordo com o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003.

4.2.3.2 Massa específica

A massa específica do concreto de densidade normal (ρ_{cn}) pode ser considerada independente da temperatura, tendo seu valor igual a 2400 kg/m^3 .

A massa específica do concreto de baixa densidade (ρ_{cb}) deve ser obtida através de ensaios apropriados, devendo seu valor situar-se entre 1600 kg/m^3 e 2000 kg/m^3 .

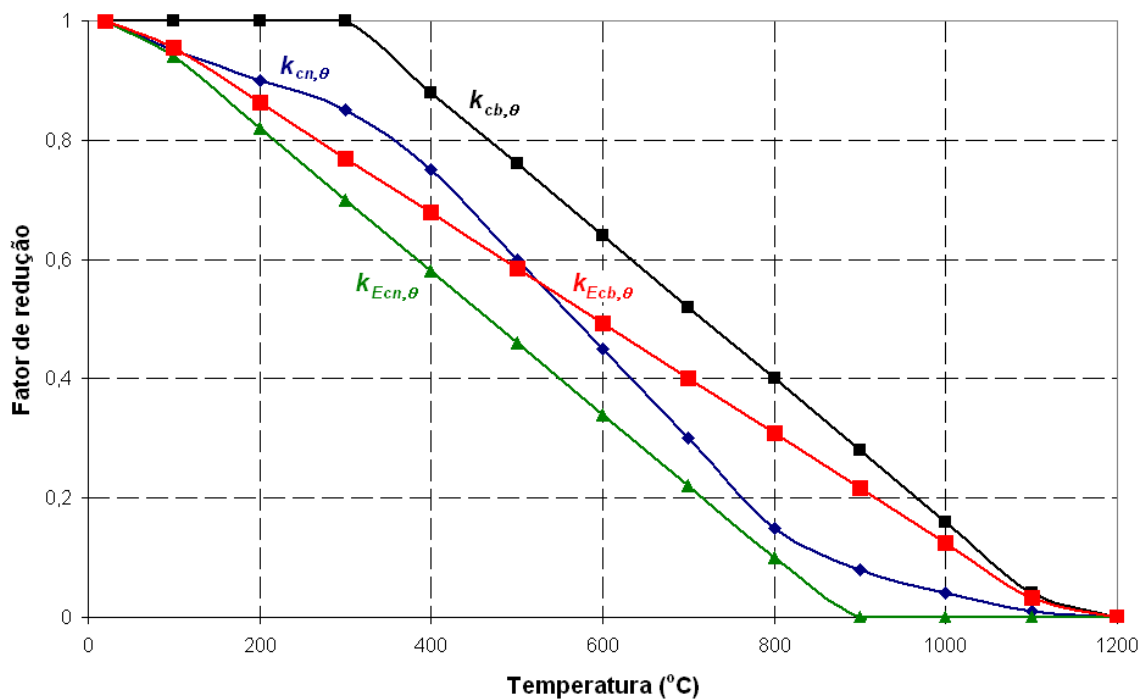


FIGURA 4.3 – Variação dos fatores de redução dos concretos com a temperatura.

4.2.4 Propriedades térmicas do concreto

As propriedades térmicas do concreto são apresentadas de forma simplificada na TAB. 4.2.

TABELA 4.2 – Propriedades térmicas do concreto.

Alongamento	$\frac{\Delta l_{cn}}{l_{cn}} = 18 \times 10^{-6} (\theta_c - 20)$
Calor Específico	$c_{cn} = 1000 \frac{J}{kg \cdot C}$
Condutividade Térmica	$\lambda_{cn} = 1,60 \frac{W}{m \cdot C}$

4.3 Pesquisas recentes sobre os PFF em temperatura elevada

4.3.1 OLLI KAITILA (2000)

KAITILA (2000) resumiu o procedimento de cálculo simplificado do EUROCODE 3 – parte 1-2 (1995) e fez uma breve descrição do modelo avançado de cálculo. Foram explicadas características especiais essenciais ao comportamento da estrutura em geral e dos elementos estruturais de aço constituídos por PFF, em particular. Em seu trabalho, foram descritos os métodos de cálculos e as diretrizes oferecidas pelo EUROCODE 3 – parte 1-2 (1995).

Segundo KAITILA (2000), a distribuição da temperatura na estrutura é de grande importância, não só por causa da degradação das propriedades dos materiais em zonas aquecidas, mas também por causa dos efeitos secundários causados pela dilatação térmica.

No modelo simplificado de cálculo foi assumida uma distribuição uniforme da temperatura ao longo da seção transversal e do comprimento do elemento. Vigas e pilares aquecidos apenas de um lado normalmente desenvolvem um gradiente térmico ao longo da seção transversal que conduz à flambagem da viga ou pilar para o lado da fonte de calor, pois o lado mais quente do elemento está sujeito a uma dilatação térmica maior.

A dilatação térmica global conduz, possivelmente, ao surgimento de importantes esforços nas extremidades dos elementos e compartimentos estruturais adjacentes, que estão a uma temperatura mais baixa e que podem resistir à expansão das partes aquecidas. Isto causa momentos de primeira ordem adicionais e subsequentemente também momentos de segunda ordem no elemento. Um efeito do aumento desigual da temperatura e da variação das propriedades materiais dos elementos adjacentes pode ser também o colapso dos elementos de aço e das ligações, por exemplo, entre placas de gesso.

Em seu trabalho, KAITILA (2000) apresenta em gráficos (FIG. 4.4 e FIG. 4.5) alguns resultados de pesquisas e prescrições de normas para o aço S350GD+Z, galvanizado a quente, empregados na fabricação dos PFF europeus.

Note-se no gráfico da FIG. 4.4 os resultados experimentais dos ensaios realizados segundo dois procedimentos: *steady-state* e *transient state test*. No primeiro procedimento, a temperatura é elevada até certo nível, após o qual o corpo de prova é submetido à tração. No segundo procedimento, a temperatura é levada a um determinado valor e, em seguida, o carregamento é elevado em pequenas quantidades de cargas.

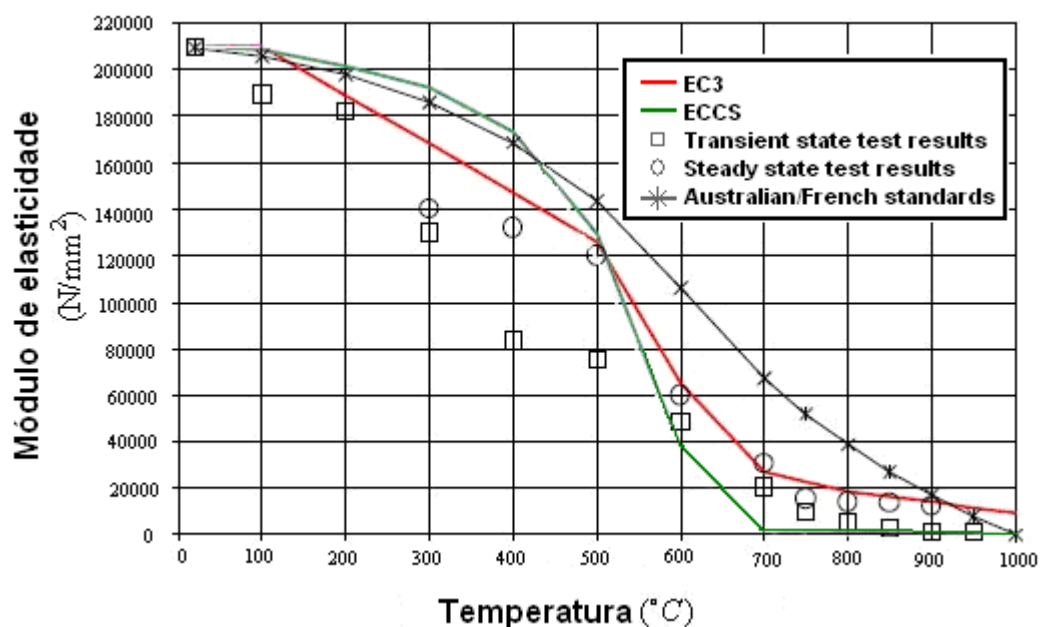


FIGURA 4.4 – Módulo de elasticidade do aço S350GD+Z em função da temperatura, comparação entre diferentes normas e experimentos.

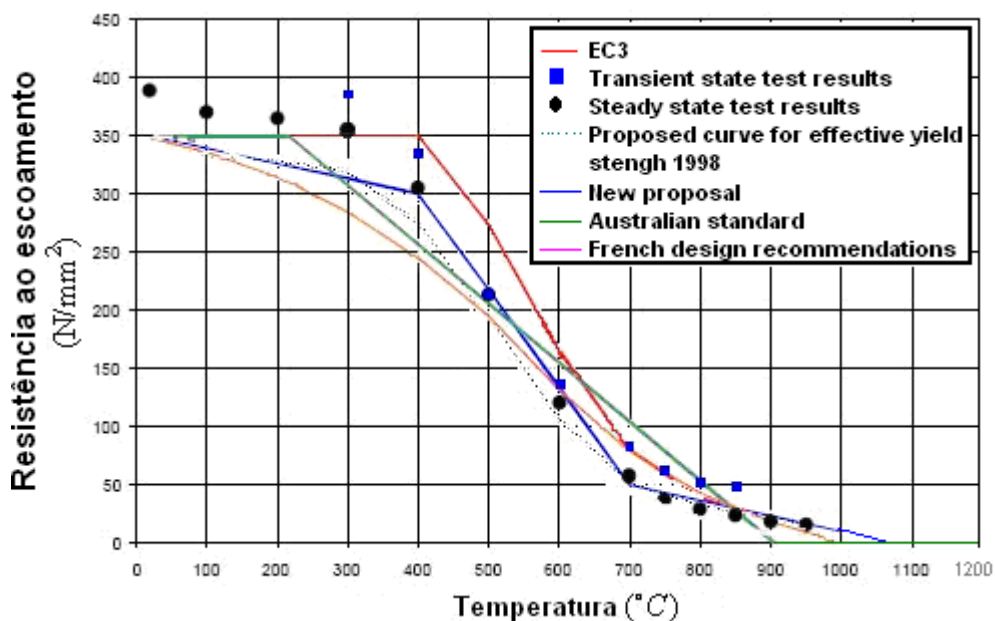


FIGURA 4.5 – Resistência ao escoamento do aço S350GD+Z em função da temperatura; comparação entre diferentes normas e experimentos.

4.3.2 ANDERS RANBY (1999)

RANBY (1999) estudou o comportamento de chapas finas de aço estrutural em situação de incêndio; verificou como a temperatura varia ao longo da seção transversal; estudou o fenômeno da flambagem local do aço em temperatura elevada, e os efeitos do gradiente térmico ao longo da seção transversal do perfil.

Pela teoria de NYLANDER (1951), foi estudado o efeito da flambagem inicial em temperaturas elevadas. Os resultados mostraram que flambagens iniciais têm a mesma influência relativa na resistência em temperatura ambiente e em temperatura elevada. A teoria originou resultados conforme as normas do EUROCODE 3, parte 1-3 (1996).

Foram usados métodos teóricos e empíricos para determinar a resistência de quatro placas com relações b/t iguais a 100, 67, 50 e 40. Os cálculos foram realizados de acordo com a norma sueca StBK-N5 (1980) e o EUROCODE 3, parte 1-3 (1996). A análise numérica por Elementos Finitos mostrou resultados bem compatíveis com as soluções empíricas, que foram confirmadas através de ensaios.

Observou-se que a diferença entre a resistência determinada por ensaios e pela análise via Método dos Elementos Finitos apresentou-se da mesma ordem de grandeza da diferença entre os valores calculados empiricamente e pela análise de elementos finitos. Ficou claro que não importa muito o uso da deformação de 0,1% ou 0,2% para a escolha dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada.

Na Suécia é usada a resistência ao escoamento do aço correspondente a 0,2% de deformação. Porém, o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995) define a resistência de escoamento como sendo a tensão correspondente a 2,0% de deformação total. Recomendações anteriores da *European Convention for Constructional Steelwork* (ECCS) são para se adotar a tensão correspondente a 0,5% de deformação. As duas definições podem ser pertinentes quando nenhuma instabilidade influencia o comportamento da estrutura, mas são conservadoras nesse caso. Os fatores de reduções do f_y e do E , de acordo com o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995), são apresentadas na FIG. 4.6 e na TAB. 4.3.

Para os perfis laminados ou soldados, o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995) estabelece a resistência ao escoamento correspondente a uma deformação de 2,0%. Para os PFF este mesmo texto normativo estabelece que resistência ao escoamento deva corresponder a uma deformação de 0,2%.

RANBY (1999) concluiu que o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio em situação de incêndio pode ser realizado com o uso das equações do dimensionamento em temperatura ambiente, porém com resistência ao escoamento, f_y , e o módulo de elasticidade, E , reduzidos correspondentes à deformação de 0,2%.

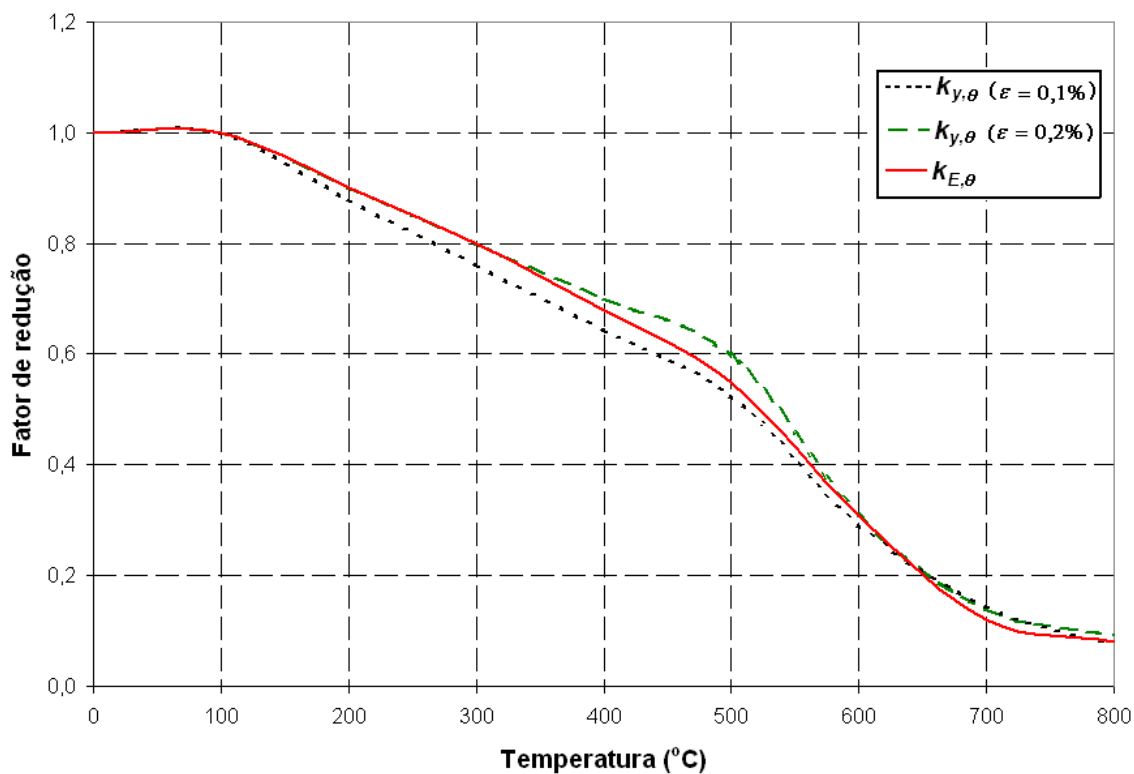


FIGURA 4.6 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995).

TABELA 4.3 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com o EUROCODE 3, parte 1-2 (1995).

Fatores de Redução – EUROCODE 3, parte 1-2			
Temperatura do aço (°C)	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$ ($\epsilon=0,1\%$)	$k_{y,\theta}$ ($\epsilon=0,2\%$)
0	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	0,900	0,880	0,900
300	0,800	0,762	0,800
400	0,700	0,644	0,680
500	0,600	0,526	0,550
600	0,310	0,293	0,310
700	0,138	0,144	0,120
800	0,091	0,076	0,080

4.3.3 GERLICH (1996) e KLIPPSTEIN (1979)

KLIPPSTEIN (1979) realizou uma série de ensaios em perfis de aço formados a frio e GERLICH (1996) formulou as seguintes expressões empíricas para os valores de $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ (para temperaturas inferiores a 650°C):

$$k_{y,\theta} = 1,0 - 5,3 \cdot 10^{-4} \cdot T + 4,0 \cdot 10^{-6} \cdot T^2 - 1,9 \cdot 10^{-8} \cdot T^3 + 1,7 \cdot 10^{-11} \cdot T^4 \quad (4.1)$$

$$k_{E,\theta} = 1,0 - 3,0 \cdot 10^{-4} \cdot T + 3,7 \cdot 10^{-7} \cdot T^2 - 6,1 \cdot 10^{-9} \cdot T^3 + 5,4 \cdot 10^{-12} \cdot T^4 \quad (4.2)$$

onde:

- $k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada;
- $k_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada;
- T é a temperatura do aço, em °C.

A FIG. 4.7 apresenta os fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade dos aços formados a frio de acordo com GERLICH (1996) e KLIPPSTEIN (1976).

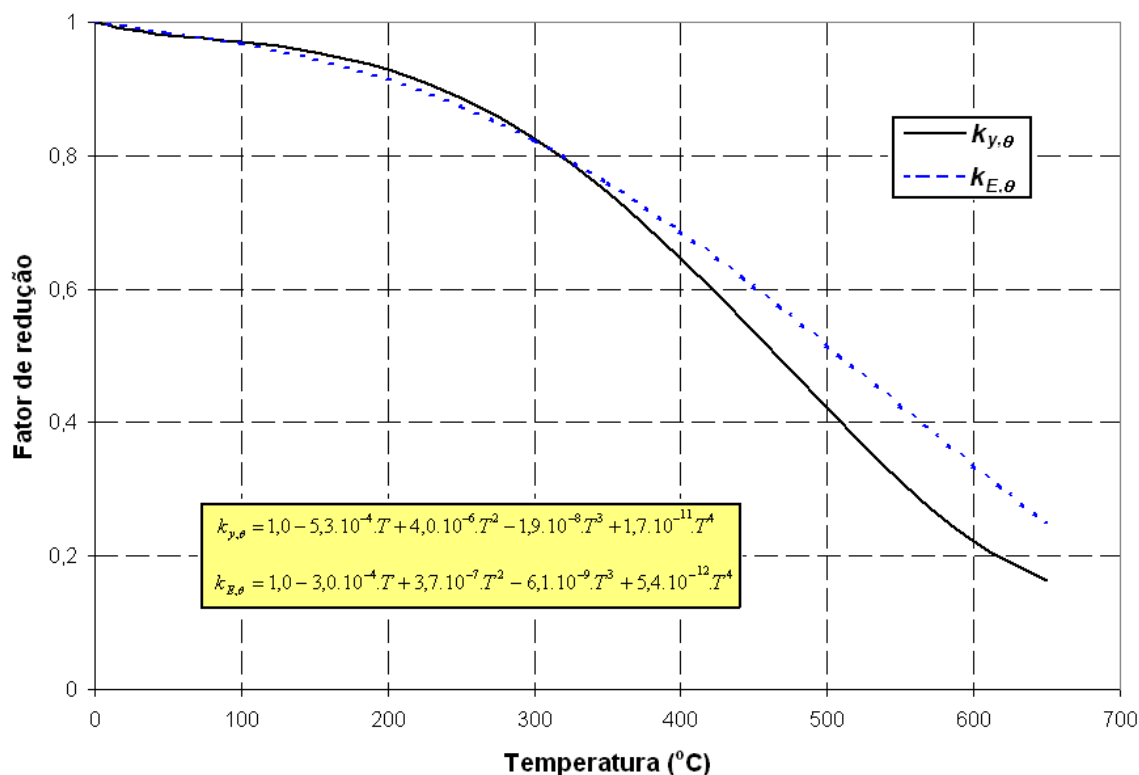


FIGURA 4.7 – Fatores de redução dos aços formados a frio segundo GERLICH (1996) e KLIPPSTEIN (1979).

4.3.4 MAKELAINEN e MILLER (1983)

Por meio de ensaios realizados em chapas de aço galvanizado (Z32) de perfis formados a frio foram derivadas as seguintes expressões para a determinação dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade.

$$k_{y,\theta} = 1,088 - 0,1314 \exp[0,0047(T - 148,3)] \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \quad (4.3)$$

$$k_{y,\theta} = 104 \cdot (1,0 - T/1135) / (T - 356) \text{ para } 500^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C} \quad (4.4)$$

$$k_{E,\theta} = 1,01 - 0,139 \exp[0,007(T - 346)] \text{ para } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C} \quad (4.5)$$

Os valores de $k_{y,\theta}$ na Eq.(4.3) e na Eq.(4.4) são baseados na deformação igual a 0,2%. Os ensaios mencionados foram conduzidos com uma taxa de aquecimento de $10^\circ\text{C}/\text{min}$.

A FIG. 4.8 apresenta os fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade dos aços formados a frio segundo MAKELAINEN e MILLER (1983).

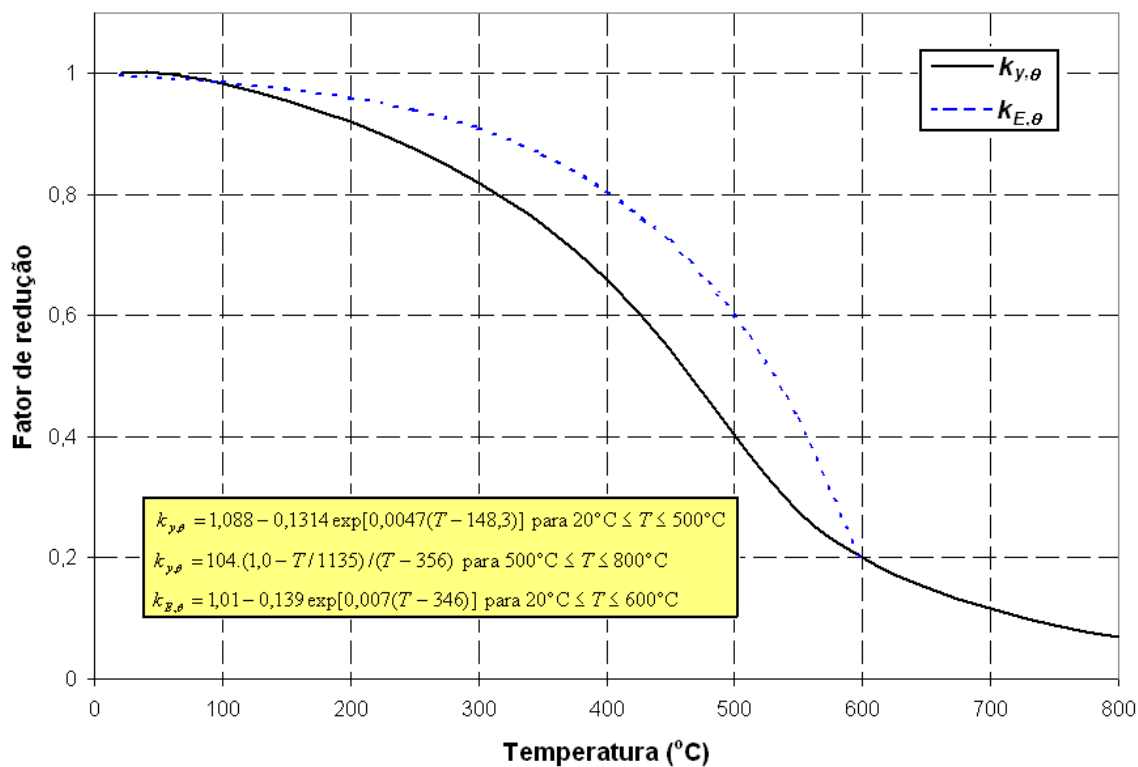


FIGURA 4.8 – Fatores de redução dos aços formados a frio segundo MAKELAINEN e MILLER (1983).

4.3.5 MECOZZI e ZHAO (2005)

MECOZZI e ZHAO (2005) desenvolveram um trabalho experimental para a investigação das propriedades mecânicas do aço e do comportamento das estruturas constituídas por PFF em temperatura elevada.

Foi realizada uma série de ensaios, em particular em duas diferentes classes de aço, S280 e S350, em três tipos de seções transversais. Uma seção pequena com o aço de classe S280, usada somente para elementos sem fins estruturais e uma seção média e outra grande, com o aço de classe S350. Os dados obtidos por ensaios realizados pela

Helsinki University para os aços estruturais S350GD+Z, foram também levados em conta.

Os ensaios foram feitos a uma taxa de aquecimento de $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ até 800°C ou até seu colapso, com diferentes níveis de carregamento de 10% até 90% dos 0,2% de deformação para a resistência ao escoamento.

Com base nos resultados experimentais obtidos foi proposto um modelo matemático, baseado no EUROCODE 3 parte 1-2 (1995), para descrever as relações de tensão-deformação para os PFF em temperaturas até 1000°C .

Os resultados desse trabalho mostram claramente que a resistência ao fogo do aço utilizado para elementos estruturais é muito melhor que a resistência do aço utilizado para fins não estruturais.

Para fins de apresentação dos resultados, os autores classificaram os tipos de aço em duas categorias: Tipo A, que se refere aos aços de grau S280 para seções pequenas e Tipo B, referindo-se aos aços de grau S350 para seções médias, grandes e S350GD+Z.

Na FIG.4.9 são mostrados os fatores de redução propostos para a resistência ao escoamento ($k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$), para o aço Tipo A, junto com as recomendações do EUROCODE 3 parte 1-2 (1995).

A FIG. 4.10 mostra os fatores de redução propostos para a resistência ao escoamento ($k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$), para o aço Tipo B, para seções médias e grandes, junto com as recomendações do EUROCODE 3 parte 1-2 (1995).

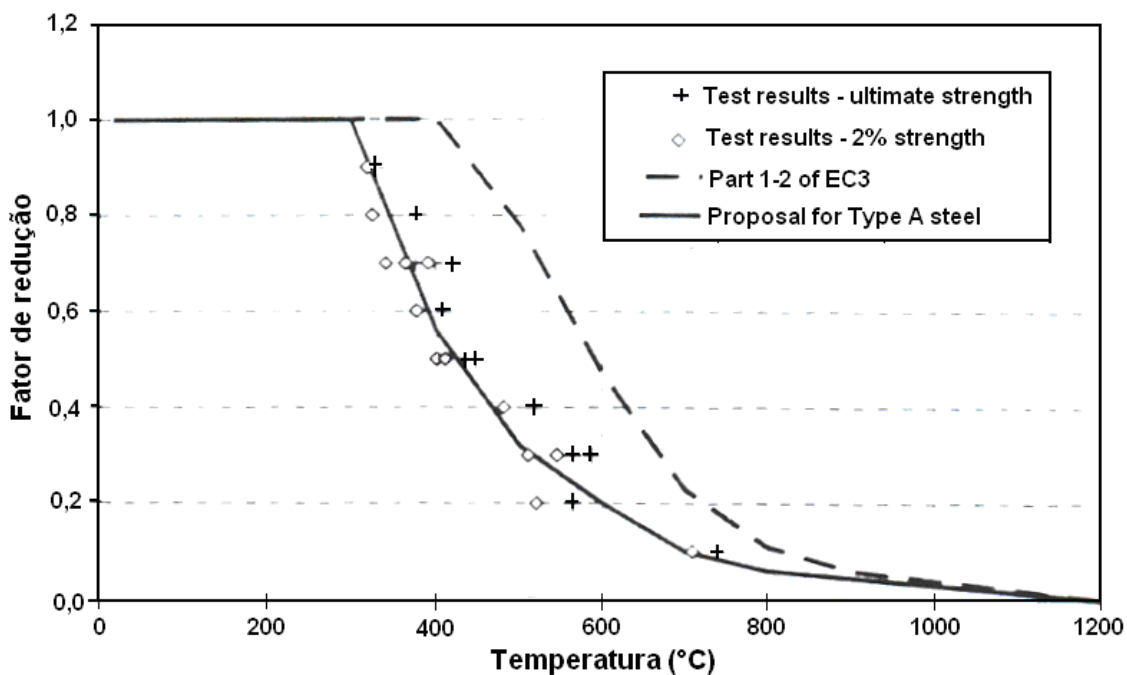


FIGURA 4.9 – Redução da resistência ao escoamento proposta para o aço tipo A. Deformação a 0,2%.

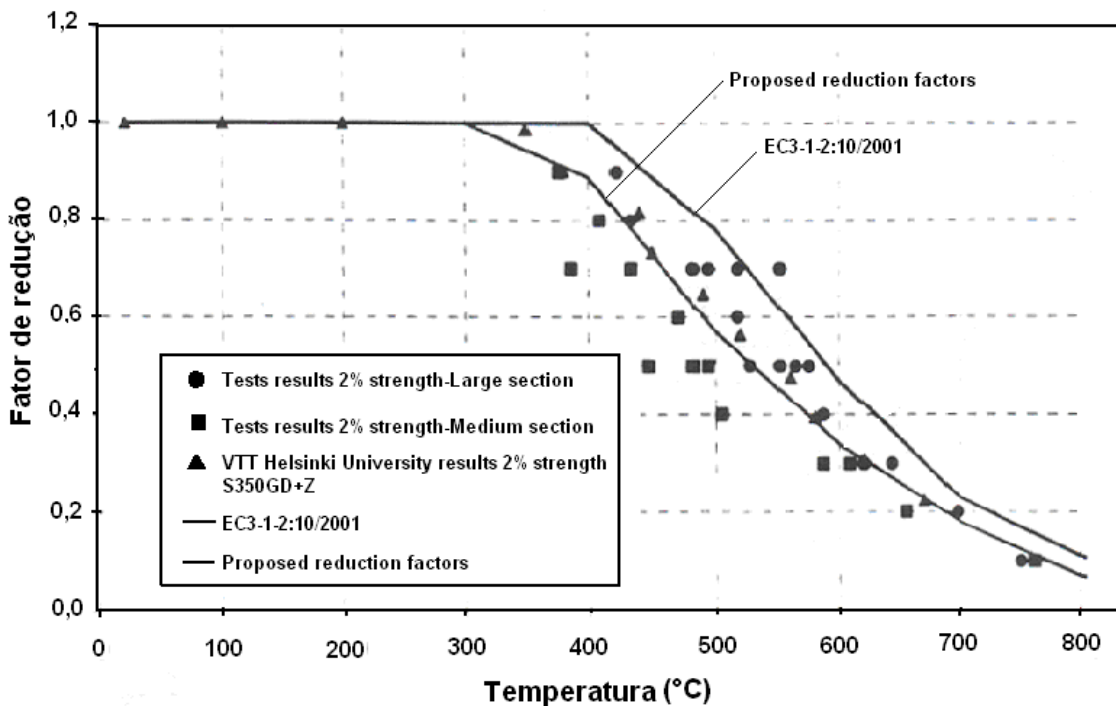


FIGURA 4.10 – Redução da resistência ao escoamento proposto para o aço tipo B. Deformação a 0,2%.

TABELA 4.4 – Fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço de acordo com MECOZZI e ZHAO (2005).

Temperatura do aço (°C)	Aço Tipo A		Aço Tipo B	
	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
20	1,000	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,900	1,000	0,900
300	1,000	0,650	1,000	0,800
400	0,560	0,400	0,890	0,680
500	0,320	0,270	0,570	0,450
600	0,200	0,150	0,340	0,250
700	0,100	0,100	0,180	0,110
800	0,060	0,060	0,070	0,080
900	0,040	0,045	0,053	0,060
1000	0,027	0,030	0,035	0,040
1100	0,013	0,015	0,018	0,020
1200	0,000	0,000	0,000	0,000

4.3.6 HANYA e KANNO (2005)

No trabalho desses autores foram descritas as propriedades de resistência em temperatura elevada e as características de flambagem dos PFF, baseado em ensaios de tração e de compressão, tanto para coluna curta como para coluna longa. As temperaturas consideradas nos ensaios variaram desde a temperatura ambiente até 600°C. Os ensaios abrangeram perfis de espessuras a partir de 0,5 mm até 1,6 mm. Foi também discutido se a formulação de resistência à flambagem para temperatura ambiente pode ser usada para avaliar a resistência em temperatura elevada.

Os corpos de prova para os ensaios de tração foram feitos a partir de 12 lotes diferentes de bobinas de aço com espessuras variando a partir de 0,5mm até 1,6mm. Todos os lotes de aço estavam de acordo com as normas japonesas. Nos ensaios foram incluídos a temperatura ambiente e alguns valores mais altos no intervalo entre 300°C e 600°C.

Os ensaios de compressão foram realizados em corpos de prova com perfis tipo U enrijecido. As variáveis desse teste incluíram o índice de esbeltez e o tipo de aço. Foram

utilizados índices de esbeltez de 10, 100 e 150 para investigar sua influência na resistência a flambagem. O índice de esbeltez de 10 foi considerado como coluna curta e os outros índices de esbeltez coluna longa.

Não foram observados nos testes de tração qualquer fenômeno especial devido à baixa espessura, tal como o colapso precoce ou redução abrupta na resistência. Até 400°C, a resistência ao escoamento e o módulo de elasticidade mostraram uma deterioração similar aos tradicionais perfis de espessura reduzida fabricados a quente e usados em larga escala. À temperatura de 500°C e superior, no entanto, o aço conformado a frio apresentou valores menores para a resistência ao escoamento que o aço laminado a quente. Atualmente, não se tem uma explicação plausível para esta diferença a temperaturas superiores a 500°C.

A flambagem local na alma foi principalmente observada nos testes de compressão para colunas curtas. Ambos os modos de flambagem, local e global (Euler) foram observados para as colunas longas. Em ambos os testes, as resistências diminuíram com o aumento da temperatura. Foi também mostrado que o aço com o aumento da resistência ao escoamento melhorou a resistência a flambagem local dos perfis, mas não para a resistência de colunas longas. Nem as colunas longas nem as colunas curtas mostraram mudanças peculiares no modo de flambagem devido aos testes de temperatura.

A resistência à flambagem foi determinada por substituição da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade para cada temperatura. Por substituição da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos para a temperatura elevada, a fórmula apresentou uma resposta razoável para os propósitos de projeto.

A fórmula de resistência utilizada para comparação foi a fórmula apresentada para os PFF pelo AISI (1997).

4.3.7 RANAWAKA e MAHENDRAN (2006)

RANAWAKA e MAHENDRAN (2006) trataram em seu trabalho do estudo da perda de resistência dos perfis leves em temperatura elevada. Para tal, foi investigado o comportamento da flambagem local dos perfis leves sob compressão axial.

Três tipos de ensaios foram utilizados para investigar o comportamento das estruturas de aço sob altas temperaturas. *Steady-state test*, *transient-state test* e *ISO test*. Ambos *transient state test* e *ISO test*, são baseados na variação de temperatura sob carregamento constante, enquanto o *steady state test* (a curva de tensão-deformação foi obtida para espessuras de 0,6, 0,8 e 0,95, feitos ambos para graus de aço de G250 e G550) tem como base temperatura constante com pequenos incrementos de carregamento. Nessa pesquisa o *steady state method* (temperaturas variando de 20 a 800°C) foi utilizado para determinar as propriedades mecânicas, devido à sua simplicidade e confiabilidade na aquisição de dados.

LEE et al. (2003) desenvolveram um trabalho onde é apresentada uma série de corpos de prova à tração em temperatura elevada para determinar as propriedades mecânicas dos perfis leves. No entanto, foi verificado que as medidas de deformação e de temperatura que eles adotaram nos experimentos não foram adequadas, sendo que os resultados e as equações obtidas não estavam adequadamente calibrados. Para eliminar tais inconvenientes, um extensômetro à laser, desenvolvido pela *Austrian Company Messphysik GmbH*, foi usado neste projeto. Este novo dispositivo deu maior confiabilidade aos resultados mesmo em temperaturas elevadas. Um total de 115 ensaios foram realizados nesse trabalho.

Os fatores de redução foram obtidos a partir de vários níveis de deformação. A TAB 4.5 mostra os fatores de redução da resistência de escoamento para o aço de grau G550 de 0,6 mm de espessura para vários níveis de deformação, enquanto a FIG. 4.11 apresenta os fatores de redução da resistência ao escoamento, baseado em 0,2%, de deformação para todos os aços testados neste trabalho.

TABELA 4.5 – Fatores de redução da resistência ao escoamento baseado em vários níveis de deformação de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).

Temperatura (°C)	0,6 mm G550 Steel			
	0,20%	0,50%	1,50%	2,00%
20	1,000	1,000	1,000	1,000
100	0,970	0,968	1,000	1,000
200	0,956	0,947	0,996	0,994
350	0,838	0,814	0,897	0,896
500	0,403	0,402	0,461	0,471
600	0,118	—	—	—
650	0,097	0,099	0,105	0,107
800	0,030	0,030	0,031	0,031

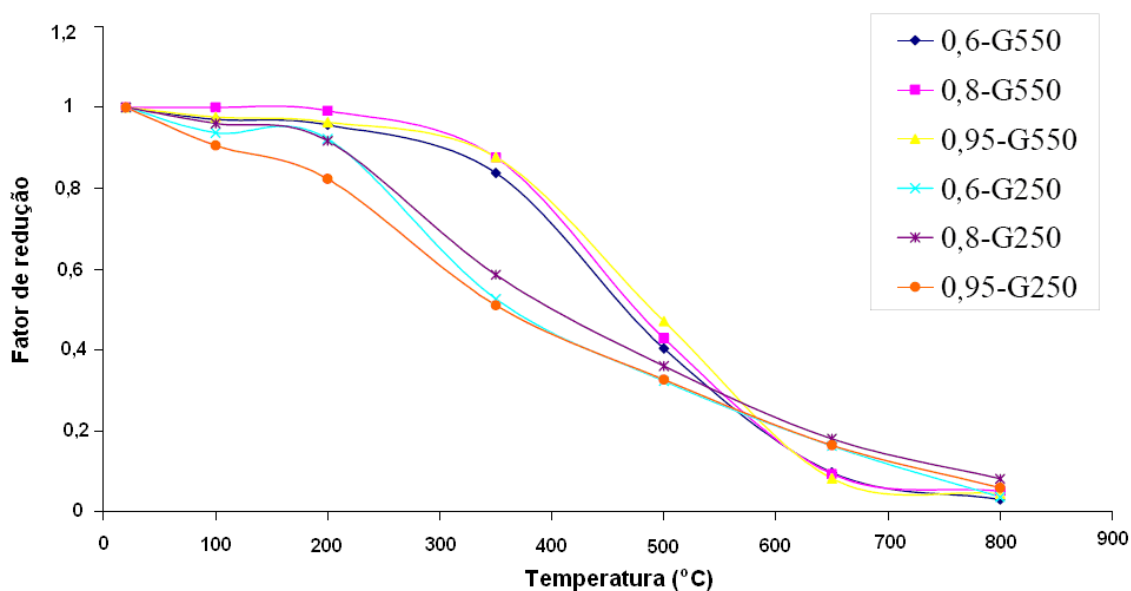


FIGURA 4.11 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento para diferentes graus de aço e espessuras de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).

A FIG. 4.12 mostra os fatores de redução para o módulo de elasticidade em função da temperatura. De acordo com a FIG. 4.12 a influência do grau do aço ou da espessura é insignificante.

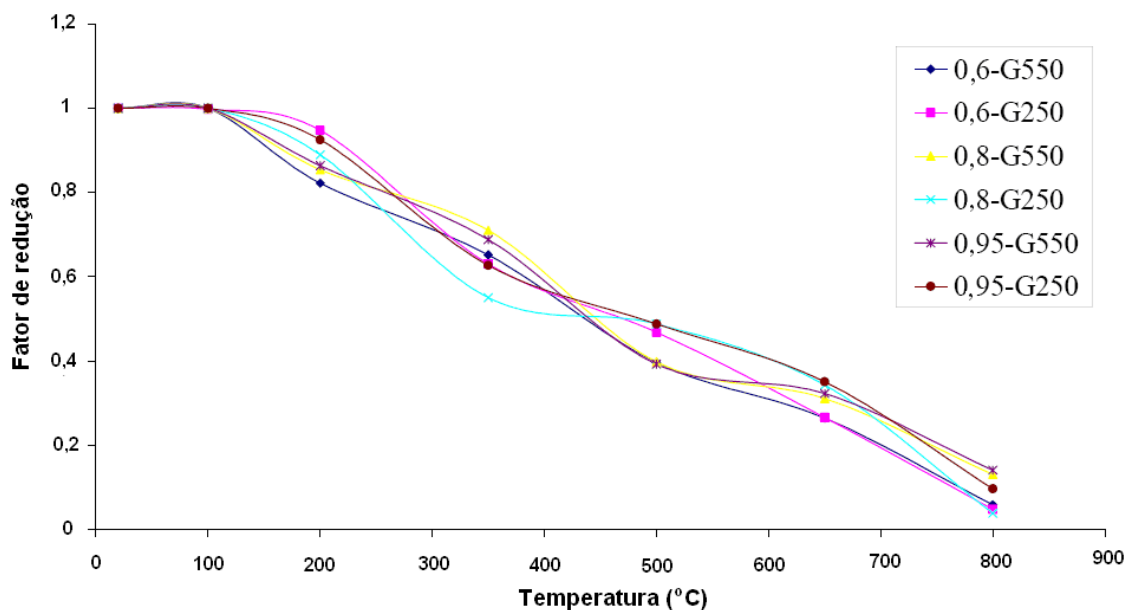


FIGURA 4.12 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade para diferentes graus de aço e espessuras de acordo com RANAWAKA e MAHENDRAN (2006).

Na FIG.4.13 é apresentada uma comparação entre os resultados obtidos nessa pesquisa e os valores apresentados por algumas normas de dimensionamento.

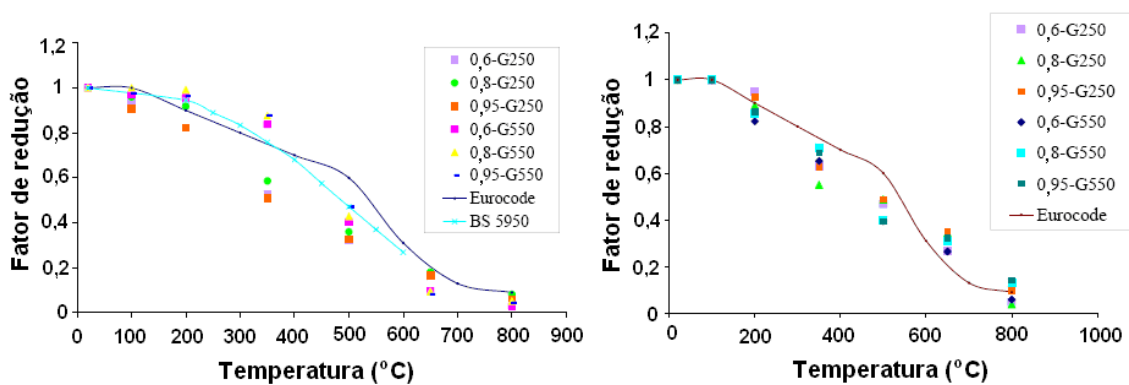


FIGURA 4.13 – Comparação dos fatores de redução obtidos com os valores apresentados por algumas normas de dimensionamento.

A FIG 4.14 apresenta dos fatores de redução obtidos nessa pesquisa e os fatores de redução obtidos em outras pesquisas.

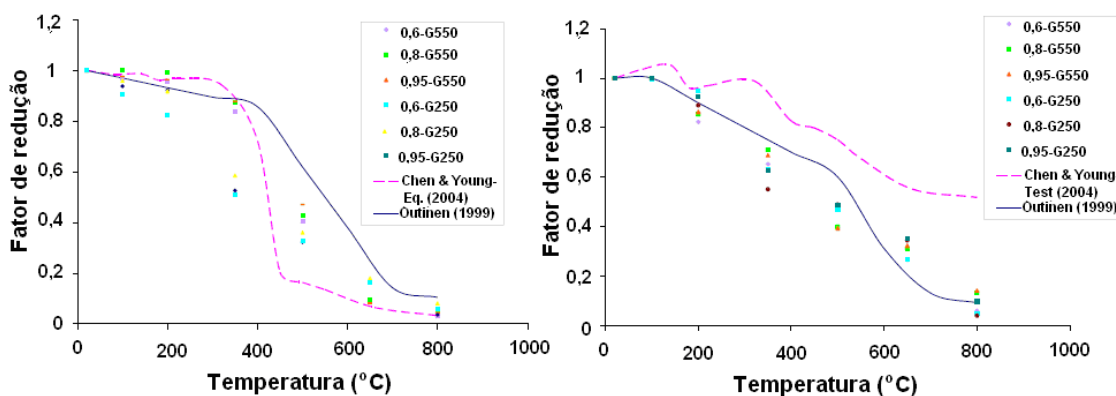


FIGURA 4.14 – Comparação dos fatores de redução obtidos com os valores apresentados por outras pesquisas.

4.3.8 Comparação dos resultados obtidos pelas diversas pesquisas e normas de dimensionamento

As FIG. 4.15 e 4.16 e as TAB. 4.6 e TAB. 4.7 apresentam uma comparação entre os resultados dos trabalhos apresentados ao longo do item 4.3 e as recomendações do EUROCODE 3 – parte 1.2: 2003, mostrando claramente a tendência dos trabalhos mais recentes de apresentar os aços estruturais utilizados em PFF perdendo resistência para valores de temperaturas a partir de 300°C.

4.4 Sobre as classes das seções transversais

Consultando o Anexo E do EUROCODE 3: 2005, encontra-se a TAB. 4.8, que apresenta os valores dos fatores de redução $k_{y,\theta}$ para seções Classe 4, tanto para perfis formados a frio quanto para os perfis soldados ou laminados.

Na FIG. 4.17 são apresentadas em diagramas os fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade longitudinal para todos os perfis Classe 4.

Observe-se que os valores de $k_{y,\theta}$ são menores que 1 a partir de 100°C, para qualquer tipo de perfil.

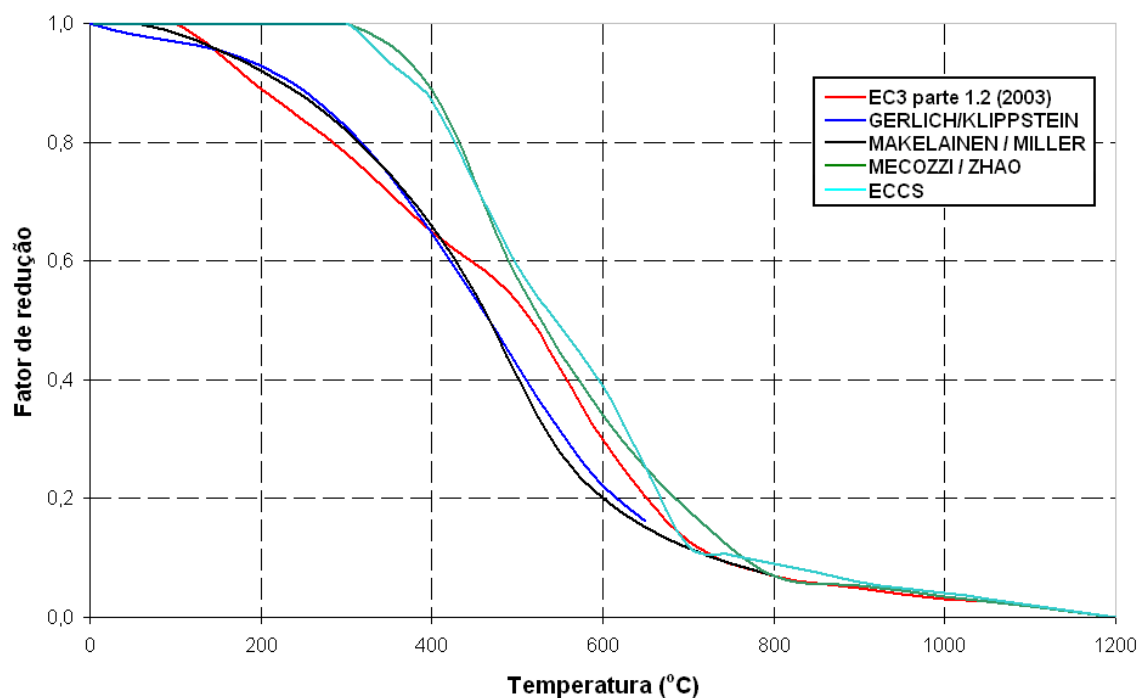


FIGURA 4.15 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento dos PFF.

TABELA 4.6 – Fatores de redução para a resistência ao escoamento dos PFF.

Temperatura	EC3, parte 1-2 (2003) (para seções esbeltas)	GERLICH / KLIPPSTEIN	MAKELAINEN / MILLER	MECOZZI / ZHAO	ECCS
20	1,0000	0,9909	1,0000	1,0000	1,0000
50	1,0000	0,9812	1,0000	1,0000	1,0000
100	1,0000	0,9697	0,9833	1,0000	1,0000
150	0,9450	0,9550	0,9555	1,0000	1,0000
200	0,8900	0,9292	0,9205	1,0000	1,0000
250	0,8350	0,8870	0,8761	1,0000	1,0000
300	0,7800	0,8257	0,8199	1,0000	1,0000
350	0,7150	0,7450	0,7489	0,9450	0,9350
400	0,6500	0,6472	0,6591	0,8900	0,8700
450	0,5900	0,5372	0,5455	0,7300	0,7300
500	0,5300	0,4225	0,4041	0,5700	0,5900
550	0,4150	0,3130	0,2763	0,4550	0,4900
600	0,3000	0,2212	0,2009	0,3400	0,3900
650	0,2150	0,1622	0,1512	0,2600	0,2550
700	0,1300		0,1159	0,1800	0,1200
750	0,1000		0,0895	0,1250	0,1050
800	0,0700		0,0691	0,0700	0,0900
850	0,0600			0,0615	0,0750
900	0,0500			0,0530	0,0600
950	0,0400			0,0440	0,0500
1000	0,0300			0,0350	0,0400
1050	0,0250			0,0265	0,0300
1100	0,0200			0,0180	0,0200
1150	0,0100			0,0090	0,0100
1200	0,0000			0,0000	0,0000

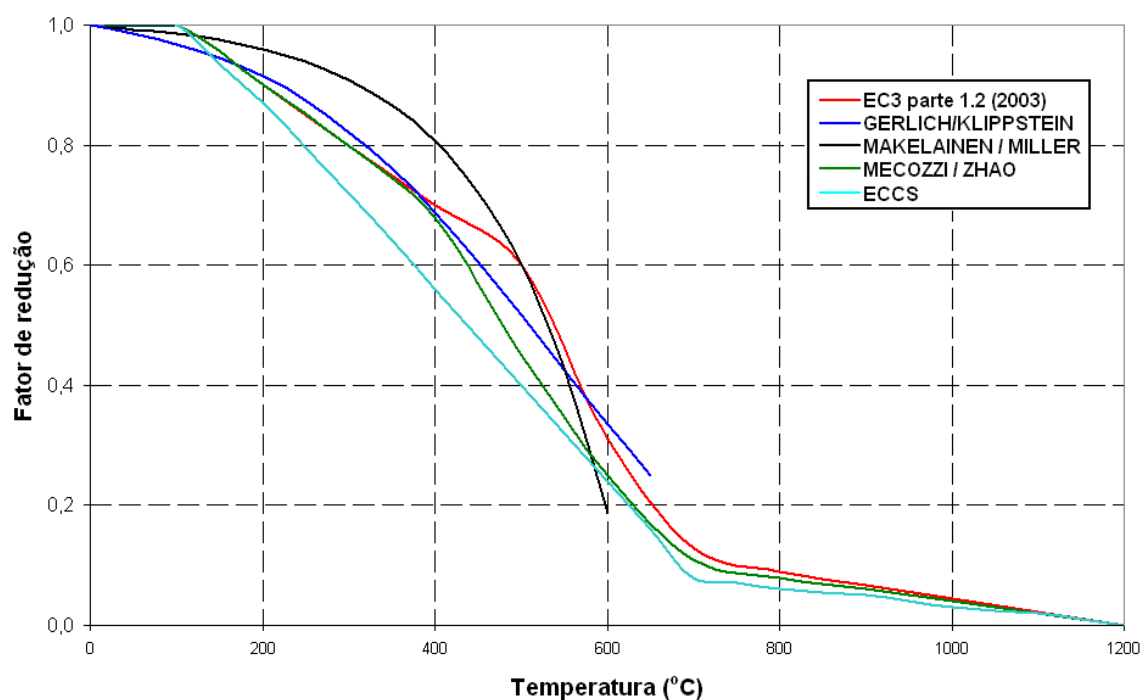


FIGURA 4.16 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade dos PFF.

TABELA 4.7 – Fatores de redução para o módulo de elasticidade dos PFF.

Temperatura	EC3, parte 1-2 (2003) (para seções esbeltas)	GERLICH / KLIPPSTEIN	MAKELAINEN / MILLER	MECOZZI / ZHAO	ECCS
20	1,0000	0,9941	0,9958	1,0000	1,0000
50	1,0000	0,9852	0,9925	1,0000	1,0000
100	1,0000	0,9681	0,9852	1,0000	1,0000
150	0,9500	0,9455	0,9747	0,9500	0,9350
200	0,9000	0,9146	0,9600	0,9000	0,8700
250	0,8500	0,8739	0,9390	0,8500	0,7950
300	0,8000	0,8223	0,9093	0,8000	0,7200
350	0,7500	0,7598	0,8671	0,7400	0,6400
400	0,7000	0,6870	0,8071	0,6800	0,5600
450	0,6500	0,6055	0,7221	0,5650	0,4800
500	0,6000	0,5175	0,6015	0,4500	0,4000
550	0,4550	0,4262	0,4303	0,3500	0,3200
600	0,3100	0,3354	0,1874	0,2500	0,2400
650	0,2200	0,2500		0,1800	0,1600
700	0,1300			0,1100	0,0800
750	0,1100			0,0950	0,0700
800	0,0900			0,0800	0,0600
850	0,0788			0,0700	0,0550
900	0,0675			0,0600	0,0500
950	0,0563			0,0500	0,0400
1000	0,0450			0,0400	0,0300
1050	0,0338			0,0300	0,0250
1100	0,0225			0,0200	0,0200
1150	0,0113			0,0100	0,0100
1200	0,0000			0,0000	0,0000

TABELA 4.8 - Fatores de redução para o aço carbono para o projeto de seções Classe 4 em temperaturas elevadas (EC3, 2005).

Temperatura do Aço θ_a	Fator de Redução (relativo a f_y) para a resistência ao escoamento de projeto dos perfis laminados e soldados das seções inclusas na classe 4 $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_y$	Fator de redução (relativo a f_{yb}) para a resistência ao escoamento de projeto dos perfis formados a frio de seções inclusas na classe 4 $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_{yb}$
20°C	1,00	
100°C	1,00	
200°C	0,89	
300°C	0,78	
400°C	0,65	
500°C	0,53	
600°C	0,30	
700°C	0,13	
800°C	0,07	
900°C	0,05	
1000°C	0,03	
1100°C	0,02	
1200°C	0,00	
<p>NOTA 1: Para valores indeterminados de temperatura do aço, interpolação linear pode ser usada.</p> <p>NOTA 2: A definição para f_{yb} pode ser obtido apartir de EN 1993-1-3</p>		

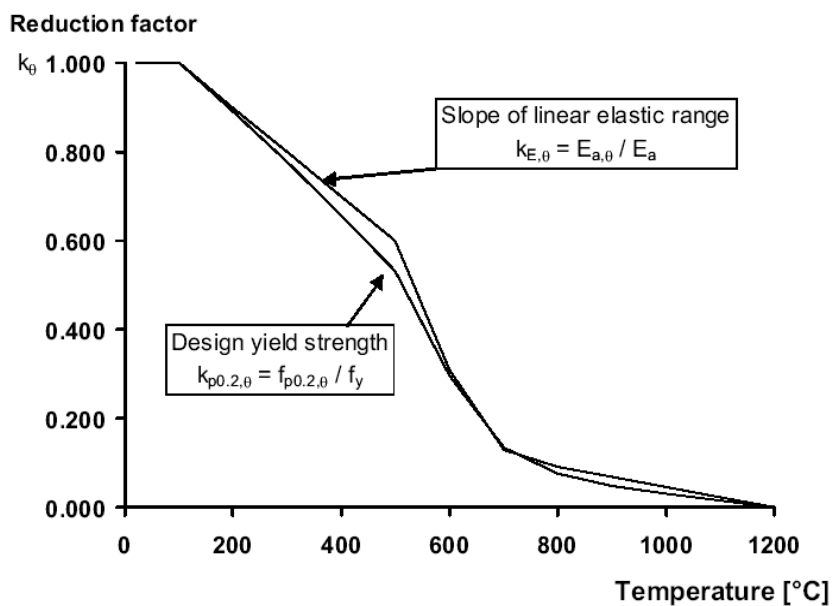


FIGURA 4.17 - Fatores de redução para a resistência ao escoamento e para o módulo de elasticidade longitudinal do aço carbono de todos os perfis Classe 4 (EC3, 2005).

A classificação das seções transversais é feita segundo o EUROCODE 3: Design of steel structures - Parte 1-1: General rules and rules for buildings (2005), conforme TAB 4.9.

Na TAB. 4.9, tem-se que:

Seções Classe 3:

Para elementos sujeitos à flexão:

$$c/t \leq 124\varepsilon \quad (4.6)$$

Para elementos sujeitos à compressão:

$$c/t \leq 42\varepsilon \quad (4.7)$$

Sendo:

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} \quad (4.8)$$

TABELA 4.9 – Valores máximos da relação largura-espessura para elementos sujeitos à compressão (EC3, 2005).

Partes comprimidas internamente						
				Eixo de Flexão		
				Eixo de Flexão		
Classe	Parte sujeita a flexão	Parte sujeita a compressão	Parte sujeita a flexão e compressão			
Distribuição de tensão (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Distribuição de tensão (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$*): $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ Se aplica também onde as tensões de compressão $\sigma \leq f_y$ ou a tensão de tração $\varepsilon_y > f_y/E$

Para valores maiores que 124ε e 42ε , as seções transversais pertencerão à **Classe 4**.

Nas **Seções de classe 3** a tensão na fibra extrema comprimida do perfil – assumindo uma distribuição elástica de tensões – pode alcançar a resistência ao escoamento, porém a flambagem local é a responsável por inibir o desenvolvimento do momento resistente plástico da seção.

Nas **Seções de Classe 4** a flambagem local pode ocorrer antes de ser atingida a resistência ao escoamento em uma ou mais partes da seção transversal.

Ocorre que a maioria das seções transversais empregadas para os aços formados a frio, especialmente nos prédios de baixo custo com até 7 pavimentos, pertence à **Classe 3**.

Por isto, pode-se inferir destas informações que, para os perfis formados à frio Classe 3, os valores de $k_{y,\theta}$ devem ser tomados da mesma tabela que a dos perfis laminados e soldados também de Classe 3, isto é, com valores menores que 1 a partir de 400°C.

Então, para o perfil adotado neste trabalho, temos que:

$$c/t \leq 124\varepsilon = 124 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 124 \sqrt{\frac{235}{300}} = 109,75 \quad (4.9)$$

$$c = 170 - 4.t = 170 - 4.2 = 162mm \quad (4.10)$$

Então:

$$\left(\frac{c}{t}\right)_{alma} = \frac{162}{2} = 81 \quad (4.11)$$

Logo o perfil estudado neste trabalho é classificado como classe 3.

5

Fundamentos Normativos para o Dimensionamento das Vigas Mistas de Aço e de Concreto

5.1 Generalidades

Com o aumento da produção de aço no Brasil e visando a busca por novas soluções arquitetônicas e estruturais, a utilização das vigas mistas vem crescendo consideravelmente na construção civil.

A utilização deste sistema é viável e tem muitas vantagens, pois o aço apresenta uma boa resposta aos esforços de tração, enquanto que o concreto apresenta uma boa resposta aos esforços de compressão. Além disso, a associação dos materiais aço e concreto resulta em um acréscimo de resistência e rigidez para o sistema misto, proporcionando a redução da altura dos elementos estruturais e, conseqüentemente, a economia de materiais.

O emprego de vigas mistas no lugar de vigas de aço convencionais permite uma redução no consumo de aço que pode ser ainda menor no caso da utilização de perfis

metálicos assimétricos em relação ao eixo perpendicular da alma, com a mesa superior com menor área que a mesa inferior, uma vez que a mesa superior recebe ajuda da laje de concreto na resistência aos esforços de compressão e praticamente não trabalha.

O funcionamento das vigas mistas de aço e concreto é garantido com a utilização de elementos mecânicos apropriados, denominados conectores de cisalhamento, de modo que o conjunto trabalhe para resistir aos esforços de flexão.

Neste capítulo é apresentado, de forma resumida, o procedimento de cálculo para a obtenção do momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos. A metodologia apresentada é aplicável para as vigas mistas biapoiadas, com interação completa entre a laje de concreto e a viga metálica, utilizando-se como conector de cisalhamento perfis U formados a frio e considerando-se construção escorada. Em temperatura ambiente, é mostrado o procedimento de cálculo conforme o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003) e em temperatura elevada, conforme o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003.

Apesar de já se encontrar em discussão o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2007), neste trabalho optou-se pelo uso da versão do ano de 2003 pelo fato de que o texto normativo aplicável as estruturas mistas em situação de incêndio, projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003, estar relacionada à versão de 2003 do projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003).

5.1.1 Considerações sobre o projeto de revisão da ABNT NBR 8800 (2003)

5.1.1.1 Seção transversal

As vigas mistas devem ser constituídas de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, um perfil caixão, um perfil tubular retangular ou uma treliça, sobreposto por laje de concreto moldada “*in loco*” acima de sua face superior, havendo ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação, a flexão deve ocorrer no plano

que passa pelos centróides das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

5.1.1.2 Largura efetiva

Para as vigas mistas biapoiadas, aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas, a largura efetiva da mesa de concreto b , de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

5.1.1.3 Conectores de cisalhamento

Os elementos que asseguram o funcionamento da viga mista, ou seja, a ação conjunta do perfil metálico e da laje de concreto são os conectores de cisalhamento. Na superfície de contato entre os dois materiais (aço e concreto) se desenvolve um esforço horizontal V_{hRd} , que atua entre a seção de momento máximo (onde o deslizamento relativo é nulo) e cada seção adjacente de momento nulo (onde o deslizamento relativo é máximo). O valor deste esforço cortante deve ser obtido supondo-se que a seção de momento máximo encontra-se totalmente plastificada, ou seja, com sua resistência nominal esgotada. Assim, o esforço cortante V_{hRd} deve ser tomado como o menor ente os dois valores apresentados pelas expressões 5.1 e 5.2:

$$(A_{fy})_a / 1,10 \quad (5.1)$$

$$0,85 f_{ckn} b t_c / 1,40 \quad (5.2)$$

onde:

- $(A_{fy})_a$ é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento;
- f_{ckn} é a resistência característica do concreto à compressão;

- b é a largura efetiva da laje de concreto;
- t_c é a espessura da laje de concreto.

A resistência de cálculo, em kN, de um conector de cisalhamento em perfil U formado a frio, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada na Eq.(5.3).

$$q_n = \frac{0,3(1,5t)L_{cs}\sqrt{f_{ckn}E_{cn}}}{\gamma_{cs}} \quad (5.3)$$

onde:

- γ_{cs} é o coeficiente de ponderação de resistência do conector, igual a 1,25;
- t é a espessura do conector, em milímetro;
- L_{cs} é o comprimento do perfil U, em milímetro;
- f_{ckn} é a resistência característica do concreto de densidade normal à compressão, em megapascal;
- E_{cn} é o módulo de elasticidade do concreto ($E_{cn} = 4760\sqrt{f_{ckn}}$).

Para interação completa, o número de conectores de cisalhamento n necessários de cada lado da seção de momento máximo é dado pela Eq.(5.4).

$$n = \frac{V_{hRd}}{q_n} \quad (5.4)$$

Os conectores de cisalhamento colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo podem ser uniformemente espaçados entre esta seção e as seções adjacentes de momento nulo, desde que não haja cargas concentradas atuando nestas seções, não devendo, porém, o espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores excederem a oito vezes a espessura total da laje. O espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores deve ser tomado como a maior dimensão entre a altura e o comprimento do conector (L_{cs}).

5.1.1.4 Momento fletor resistente de cálculo em regiões de momentos positivos

5.1.1.4.1 Vigas com $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$

a) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é:

$$Q_{Rd} \geq \frac{(Af_y)_a}{1,10} \quad (5.5)$$

$$\frac{0,85f_{ckn}bt_c}{1,40} \geq \frac{(Af_y)_a}{1,10} \quad (5.6)$$

Cumpridas estas condições:

$$C_d = \frac{0,85f_{ckn}ba}{1,40} \quad (5.7)$$

$$T_d = \frac{(Af_y)_a}{1,10} \quad (5.8)$$

$$a = \frac{T_d}{\frac{0,85f_{ckn}b}{1,40}} \leq t_c \quad (5.9)$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm}T_d \left[d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right] \quad (5.10)$$

b) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço, isto é:

$$Q_{Rd} \geq \frac{0,85f_{ckn}bt_c}{1,40} \quad (5.11)$$

$$\frac{(Af_y)_a}{1,10} \geq \frac{0,85 f_{ckn} b t_c}{1,40} \quad (5.12)$$

Cumpridas estas condições:

$$C_d = \frac{0,85 f_{ckn} b t_c}{1,40} \quad (5.13)$$

$$C'_d = \frac{1}{2} \left[\frac{(Af_y)_a}{1,10} - C_d \right] \quad (5.14)$$

$$T_d = C_d + C'_d \quad (5.15)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço pode ser determinada como a seguir indicado:

Para $C'_d = \frac{(Af_y)_{tf}}{1,10}$ - linha neutra na mesa superior:

$$y_p = \frac{C'_d}{\frac{(Af_y)_{tf}}{1,10}} t_f \quad (5.16)$$

Para $C'_d \geq \frac{(Af_y)_{tf}}{1,10}$ - linha neutra na alma:

$$y_p = t_f + h \left(\frac{C'_d - \frac{(Af_y)_{tf}}{1,10}}{\frac{(Af_y)_w}{1,10}} \right) \quad (5.17)$$

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C'_d (d - y_t - y_c) + C_d \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (5.18)$$

onde:

- h_F , d , h , t_w conforme FIG. 5.1, $h_F = 0$ quando a face inferior da laje for plana e assentar-se diretamente sobre o perfil de aço;
- C_d é a resistência de cálculo da espessura comprimida da laje;
- T_d é a resistência de cálculo da região tracionada do perfil de aço;
- C'_d é a resistência de cálculo da região comprimida do perfil de aço;
- b é a largura efetiva da laje de concreto;
- t_c é a espessura da laje de concreto;
- a é a espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;
- f_{ckn} é a resistência característica do concreto de densidade normal à compressão;
- $Q_{Rd} = \sum q_{Rd}$ é o somatório das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;
- V_{hRd} é o menor valor entre $(Af_y)_a / 1,10$ ou $0,85 f_{ck} b t_c / 1,40$;
- d_1 é a distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;
- d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;
- y_c é a distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;
- y_t é a distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga;
- y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;
- t_f é a espessura da mesa superior da viga de aço;
- $(Af_y)_a$ é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento;

- $(Af_y)_{tf}$ é o produto da área da mesa superior da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;
- $(Af_y)_w$ é o produto da área da alma da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;

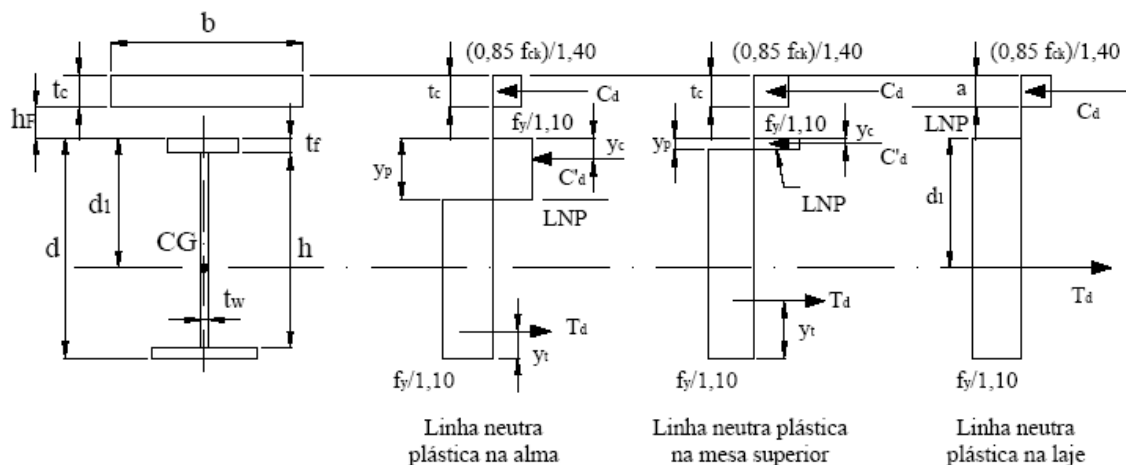


FIGURA 5.1 – Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ - interação completa).

5.1.1.4.2 Vigas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$

Os valores para a tensão de tração de cálculo na face inferior da viga de aço e para a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não podem ultrapassar $f_y/1,10$ e $f_{ck}/1,40$ respectivamente.

Para interação completa, isto é, Q_{Rd} igual ou superior ao menor dos dois valores entre Eq.(5.19) e Eq.(5.20):

$$(Af_y)_a / 1,10 \quad (5.19)$$

$$0,85 f_{ck} b t_c / 1,40 \quad (5.20)$$

Na determinação das tensões correspondentes ao momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} deve ser usado processo elástico, com base nas propriedades da seção mista transformada, obtida através da homogeneização teórica da seção. Para a obtenção da seção transformada, a largura efetiva da laje deve ser dividida por $n_E = E/E_{cn}$, sendo E_{cn} o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, e deve ser ignorada a participação do concreto na zona tracionada. As tensões de cálculo são dadas pela FIG. 5.22 e FIG. 5.23:

$$f_{dt} = \frac{M_{sd}}{(W_{tr})_i} \quad (5.21)$$

$$f_{dc} = \frac{M_{sd}}{[n_E (W_{tr})_s]} \quad (5.22)$$

Uma exigência adicional para as vigas mistas com $3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$ é que a verificação da Eq.(5.23) deve ser feita para a mesa inferior da seção mais solicitada da viga.

$$\frac{(M_{sd,G})}{W_a} + \frac{(M_{sd,L})}{W_{ef}} \leq \frac{f_y}{1,10} \quad (5.23)$$

onde:

- f_{dt} é tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço;
- f_{dc} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;
- $M_{sd,G}$ e $M_{sd,L}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir a $0,75f_{ck}$;
- $(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;
- $(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;
- W_a é o módulo de resistência elástico inferior da seção da viga de aço;
- $W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_{Rd}}{V_{hRd}}} [(W_{tr})_i - W_a]$, com V_{hRd} definido em 5.1.1.3.

Os demais termos têm os significados dados em 5.1.1.4.1.

5.1.2 Considerações sobre o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003

Neste sub-ítem é apresentado a formulação para o dimensionamento pelo método simplificado de vigas mistas de aço e concreto.

5.1.2.1 Seção transversal

A seção transversal da viga mista a ser considerada deve ser constituída por um perfil de aço, tipo I, e pela laje de concreto sobreposta. Essa laje pode ser maciça, de espessura constante t_c , ou possuir uma fôrma de aço incorporada, situação em que se considera a espessura t_c acima das nervuras.

A FIG. 5.2 apresenta esquematicamente o artifício considerado quanto a distribuição de temperatura na seção da viga de aço, que é a divisão desta em elementos isolados: mesas inferior e superior e alma.

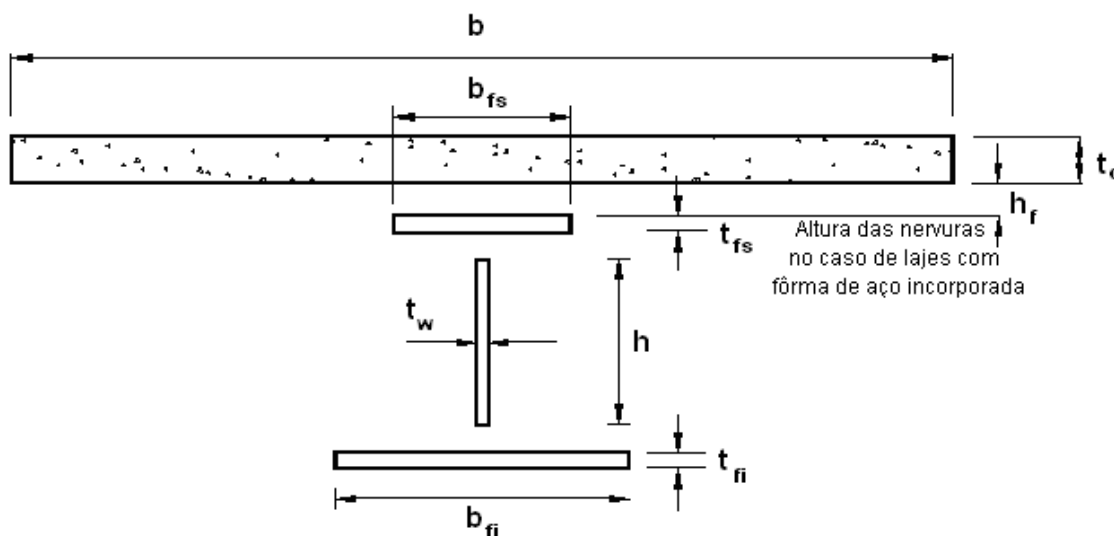


FIGURA 5.2 – Divisão da viga de aço para a distribuição de temperatura

Fonte: projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003.

5.1.2.2 Aplicabilidade do método

O componente de aço em perfil I deve possuir a relação entre a altura da alma (h) e a espessura da alma (t_w) de modo a atender a Eq.(5.24):

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.24)$$

onde: h e t_w são definidos na FIG. 5.2.

5.1.2.3 Conectores de cisalhamento

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento em situação de incêndio, $q_{fi,Rd}$, deve ser determinada como em 5.1.1.3, tomando-se o coeficiente de resistência γ_{cs} igual a 1,00, e substituindo-se:

- Os valores da resistência característica à compressão, f_{ckn} , e do módulo de elasticidade, E_{cn} , do concreto de densidade normal à temperatura ambiente por $k_{cn,\theta} f_{ckn}$ e $k_{Ecn,\theta} E_{cn,\theta}$, respectivamente, onde os fatores de redução em temperatura elevada da resistência característica à compressão e do módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, $k_{cn,\theta}$ e $k_{Ecn,\theta}$, devem ser obtidos na FIG. 4.3, ambos para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior da viga de aço;
- O valor da resistência à ruptura do aço do conector à temperatura ambiente, f_u , pelo produto $k_{y,\theta} f_u$, onde $k_{y,\theta}$ deve ser obtido na FIG. 4.2 para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

5.1.2.4 Aquecimento da seção transversal e redução da resistência

5.1.2.4.1 Requisitos de dimensionamento

Considera-se que a viga mista deverá suportar um tempo de incêndio t , tomado a partir do início do mesmo, sem que ocorra colapso em decorrência do momento fletor positivo solicitante de cálculo. Nesse tempo, o aquecimento da seção transversal se fará tendo

como referência a temperatura dos gases no compartimento, obtida por meio da curva-padrão, definida pela ABNT NBR 5628 (1980).

5.1.2.4.2 Componente de aço em perfil I

A distribuição de temperatura no perfil de aço sem proteção contra incêndio ou com proteção tipo contorno pode ser tomada como não-uniforme, com a seção transversal dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a FIG 5.2, considerando que não ocorre transferência de calor entre essas partes e nem entre a mesa superior e a laje de concreto e que a temperatura da alma é igual à temperatura da mesa inferior. O detalhamento do procedimento encontra-se no projeto de revisão da NBR 14323 (2003).

Com o aumento da temperatura o aço perde resistência e rigidez. O valor da resistência ao escoamento f_y do aço fica reduzido pelo fator $k_{y,\theta}$, e o seu módulo de elasticidade pelo fator $k_{E,\theta}$ fornecidos pelo EUROCODE 3 – parte 1.2 (2005), e que são os mesmos apresentados pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003. Esses fatores são mostrados na FIG. 4.2 do capítulo 4.

5.1.2.4.3 Laje de concreto

Considera-se que a laje de concreto sofra variação uniforme de temperatura ao longo da largura efetiva b (FIG. 5.2). Por sua vez, a variação de temperatura ao longo da altura deve ser obtida da TAB. 5.1, dividindo-se a espessura efetiva da laje, h_{ef} , em um máximo de 14 fatias.

TABELA 5.1 – Variação de temperatura na altura das lajes de concreto.

Fatia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de			
		30	60	90	120
1	≤ 5	535	705	754	-
2	5 a 10	470	642	738	754
3	10 a 15	415	581	681	754
4	15 a 20	350	525	627	697
5	20 a 25	300	469	571	642
6	25 a 30	250	421	519	591
7	30 a 35	210	374	473	542
8	35 a 40	180	327	428	493
9	40 a 45	160	289	387	454
10	45 a 50	140	250	345	415
11	50 a 55	125	200	294	369
12	55 a 60	110	175	271	342
13	60 a 80	80	140	220	270
14	≥ 80	60	100	160	210

A espessura efetiva h_{ef} para laje de concreto com fôrma de aço incorporada deve ser obtida no projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003. No caso de laje maciça de concreto, a espessura efetiva é igual à própria espessura da laje, t_c .

Com a elevação da temperatura, a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal, f_{ckn} , tem seu valor reduzido, e passa a ser igual ao produto $k_{c,\theta} f_{ckn}$, onde $k_{c,\theta}$ é um fator de redução fornecido pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003 e mostrado na FIG. 4.3 do capítulo 4.

5.1.2.5 Momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos

O momento fletor resistente de cálculo das vigas mistas em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$, nas regiões de momentos fletores positivos, pode ser determinado por teoria plástica, considerando-se a distribuição de temperatura na seção transversal como

apresentado em 5.1.2.4, e levando-se em conta a variação das propriedades dos materiais com a temperatura, de acordo com as FIG. 4.2 e FIG. 4.3.

A temperatura ao longo da altura da laje de concreto de densidade normal pode ser considerada, de forma simplificada, como sendo uniforme e igual a:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (5.25)$$

onde:

- h_{ef} é definido na TAB 1;
- n é o número de fatias em que a laje foi dividida;
- $\theta_{c,j}$ e e_j , respectivamente, a temperatura e a espessura das n fatias.

Com este procedimento, o momento fletor resistente de cálculo, $M_{fi,Rd}$, pode ser determinado de acordo com as expressões a seguir, a que for aplicável:

a) Componente de aço em perfil I com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (FIG. 5.4)

Ocorre se 5.26 e 5.27 forem verificadas de forma simultânea.

$$Q_{fi,Rd} \geq (A f_y)_{fi,a} \quad (5.26)$$

$$0,85 k_{cn,\theta} f_{ckl} b t_c \geq (A f_y)_{fi,a} \quad (5.27)$$

com

$$(A f_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i} (b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta s} (b_{fs} t_{fs})] f_y \quad (5.28)$$

onde:

- k_{y,θ_i} e k_{y,θ_s} são os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço às temperaturas θ_i e θ_s , respectivamente, obtidos conforme o procedimento estabelecido pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003;
- θ_i e θ_s são as temperaturas da mesa inferior e alma e da mesa superior da viga de aço, respectivamente, obtidas de acordo com o procedimento estabelecido pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003.

Neste caso, tem-se que:

$$T_{f_i,d} = (A f_y)_{f_i,a} \quad (5.29)$$

$$C_{f_i,d} = 0,85 k_{c_n,\theta} f_{c_kn} b a \quad (5.30)$$

e, deve ser atendida a condição de equilíbrio

$$T_{f_i,d} = C_{f_i,d} \quad (5.31)$$

Assim:

$$a = \frac{(A f_y)_{f_i,a}}{0,85 k_{c_n,\theta} f_{c_kn} b} \leq t_c \quad (5.32)$$

onde a é definido como sendo a espessura da laje comprimida.

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a k_{y,\theta_i} f_y \left[(b_{f_i} t_{f_i}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{f_i} + a}{2} \right) + (h t_w) \left(t_{f_s} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + k_{y,\theta_s} f_y (b_{f_s} t_{f_s}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{f_s} - a}{2} \right) \quad (5.33)$$

a) Componente de aço em perfil I ou caixão com interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço (FIG. 5.4).

Ocorre se a Eq.(5.34) e a Eq.(5.35) forem verificadas de forma simultânea.

$$Q_{f_i,Rd} \geq C_{f_i,d} \quad (5.34)$$

$$(Af_y)_{f_i,a} \geq 0,85 k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \quad (5.35)$$

com

$$C_{f_i,d} = 0,85 k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \quad (5.36)$$

$$(Af_y)_{f_i,a} = [k_{y,\theta i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) + k_{y,\theta s} (b_{f_s} t_{f_s})] f_y \quad (5.37)$$

Neste caso, com relação às resultantes de compressão e de tração na viga de aço, representadas por $C'_{f_i,d}$ e $T_{f_i,d}$, respectivamente, deve-se ter:

$$T_{f_i,d} = C_{f_i,d} + C'_{f_i,d} \quad (5.38)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço, y_p , e o momento fletor resistente de cálculo, $M_{f_i,Rd}$, podem ser assim determinadas:

Se a expressão apresentada na Eq.(5.39) for satisfeita, a linha neutra se situará na mesa superior.

$$C_{f_i,d} + k_{y,\theta s} (b_{f_s} t_{f_s}) f_y > k_{y,\theta i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) f_y \quad (5.39)$$

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{(Af_y)_{f_i,a} - C_{f_i,d}}{k_{y,\theta s} b_{f_s} f_y} \quad (5.40)$$

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a \left\{ \begin{aligned} & C_{f_i,d} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{f_s} \left[\frac{y_p^2 + (t_{f_s} - y_p)^2}{2} \right] + \\ & + k_{y,\theta_i} f_y \left[(b_{f_i} t_{f_i}) \left(d - \frac{t_{f_i}}{2} - y_p \right) + (h t_w) \left(\frac{h}{2} + t_{f_s} - y_p \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (5.41)$$

Com $y_c = t_c$

Se a expressão apresentada na Eq.(5.42) for satisfeita, a linha neutra se situará na alma.

$$C_{f_i,d} + k_{y,\theta_s} (b_{f_s} t_{f_s}) f_y < k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w) f_y \quad (5.42)$$

$$y_p = \frac{1}{2} \frac{[k_{y,\theta_i} (b_{f_i} t_{f_i} + h t_w + 2 t_{f_s} t_w) - k_{y,\theta_s} b_{f_s} t_{f_s}] f_y - C_{f_i,d}}{k_{y,\theta_i} t_w f_y} \quad (5.43)$$

$$M_{f_i,Rd} = \beta_a \left\{ \begin{aligned} & C_{f_i,d} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta_s} f_y b_{f_s} t_{f_s} \left(y_p - \frac{t_{f_s}}{2} \right) + \\ & + k_{y,\theta_i} f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_{f_s})^2 + (h - y_p + t_{f_s})^2}{2} + b_{f_i} t_{f_i} \left(d - \frac{t_{f_i}}{2} - y_p \right) \right] \end{aligned} \right\} \quad (5.44)$$

Com $y_c = t_c$

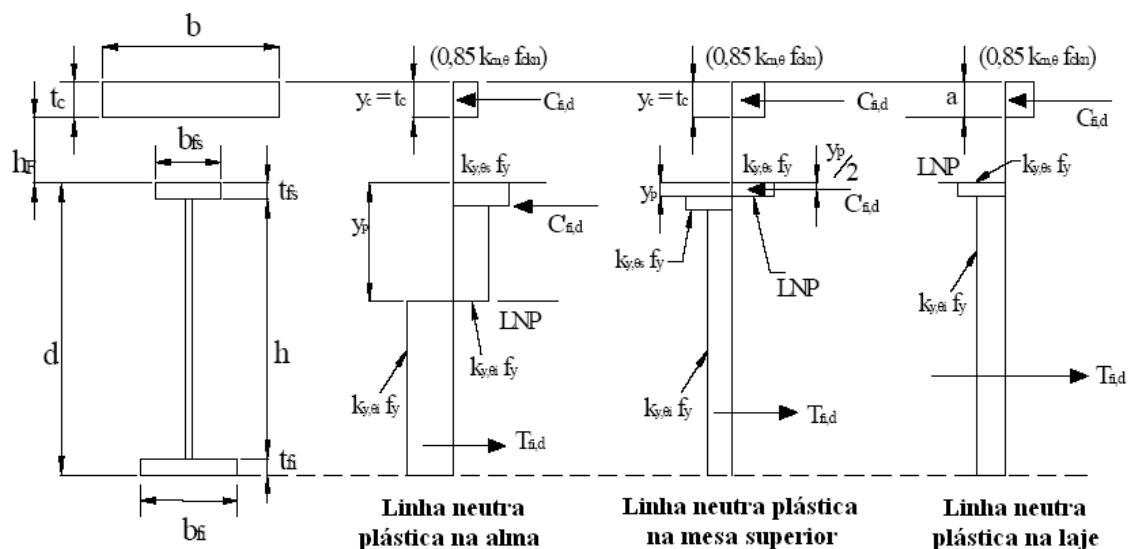


FIGURA 5.3 – Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa.

onde:

- b é a largura efetiva da laje;
- a é a espessura comprimida da laje;
- f_{ckn} é a resistência característica do concreto de densidade normal à compressão;
- $Q_{fi,Rd}$ é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais em incêndio, $q_{fi,Rd}$, dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;
- h_F é a altura das nervuras da fôrma de aço (igual a 1,00 para lajes maciças);
- y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;
- $k_{cn,\theta}$ é o fator de redução da resistência característica do concreto de densidade normal à compressão em temperatura elevada, para a temperatura atingida pela laje de concreto;
- $k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço em temperatura elevada;
- t_w é a espessura da alma nos perfis I ou a soma das espessuras das almas nos perfis caixão;
- β_a é o coeficiente usado no dimensionamento da viga mista em temperatura ambiente (igual a 1,00 para laje maciça).

6

Obtenção da Curva de Incêndio: Análise Computacional Fluido Dinâmica e Modelo de Incêndio Natural Compartmentado

6.1 Generalidades

A curva de aquecimento dos gases é a principal característica de um incêndio, do ponto de vista estrutural, pois a partir dos dados obtidos através dessa curva podem ser determinados parâmetros como a máxima temperatura atingida pela estrutura, fator determinante para a análise da sua perda de resistência e rigidez (SILVA, 2001).

A FIG. 6.1 mostra a evolução da temperatura dos gases em um incêndio, de forma genérica. Na fase inicial da curva (*pré-flashover*) o material combustível começa a ser consumido, a temperatura ainda apresenta valores baixos, considerados sem riscos à vida humana e à estrutura, e o incêndio se propaga de forma gradual. Após essa fase, ocorre um aumento acentuado na inclinação da curva, implicando num elevado aumento da temperatura dos gases. Nesta fase as temperaturas chegam a alcançar de 300°C até 500°C. Na fase, denominada *flashover*, praticamente toda a carga combustível presente

no ambiente entra em ignição e o incêndio assume grandes proporções. A temperatura dos gases aumenta rapidamente, e o compartimento incendiado experimenta temperaturas a partir de 500°C e que frequentemente excedem 1000°C . Com o final da queima do material combustível, a temperatura sofre uma redução gradativa.

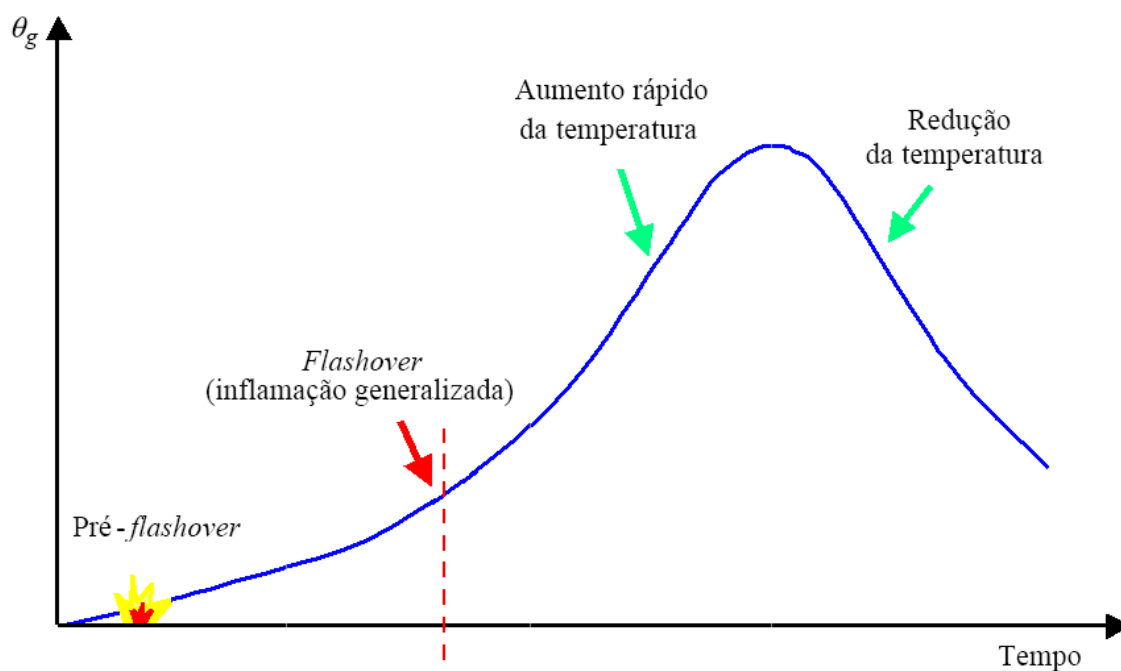


FIGURA 6.1 – Evolução da temperatura dos gases em incêndio.

A elevação da temperatura dos gases está diretamente relacionada às características dos materiais de vedação, ao grau de ventilação do ambiente onde está ocorrendo o incêndio, à geometria do compartimento incendiado e à quantidade de material combustível disponível para queima.

Por simplicidade, a maioria das normas internacionais utiliza o conceito de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) no dimensionamento das estruturas. Por exemplo, no Brasil, esse TRRF é definido pela ABNT NBR 14432 (2000) como um tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio-padrão. Os TRRF devem ser entendidos como “uma ação térmica convencional e constituem uma referência que permite estabelecer exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos em termos de um tempo padronizado,

considerando a exposição ao incêndio-padrão. Esse tempo não coincide, em geral, com o instante em que se alcança a temperatura máxima dos gases quentes ou do elemento em questão, nem se relaciona diretamente com o tempo necessário para a desocupação do edifício”. As curvas temperatura-tempo padronizadas são definidas de forma similar em diversas normas internacionais.

Diferentemente da curva que descreve o incêndio natural, a curva de incêndio-padrão caracteriza-se por possuir apenas um ramo ascendente, admitindo-se, portanto que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo e, além disso, independente das características do ambiente e da carga de incêndio. A FIG. 6.2 mostra a curva de incêndio-padrão, para incêndios à base de materiais celulósicos, de acordo com a Eq.(6.1) apresentada pela ABNT NBR 5628 (1980).

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (6.1)$$

onde:

- θ_g é a temperatura dos gases no tempo t , em °C;
- θ_o é a temperatura ambiente inicial, geralmente adotada igual a 20 °C;
- t é o tempo, em minuto.

O valor determinado de resistência ao fogo por meio dessa curva não indica, portanto, o tempo verdadeiro que a estrutura resistirá ao incêndio, mas é um patamar de comparação para verificar a severidade do fogo que essa estrutura conseguirá suportar.

Neste capítulo é feito um estudo visando à obtenção da curva do incêndio para o apartamento de baixo custo que tem uma de suas vigas mistas analisada, através de uma análise computacional fluído-dinâmica via *SMARTFIRE* (2004) e através da formulação apresentada pelo EUROCODE 1 – parte 1-2 (2002) para a análise paramétrica de um incêndio.

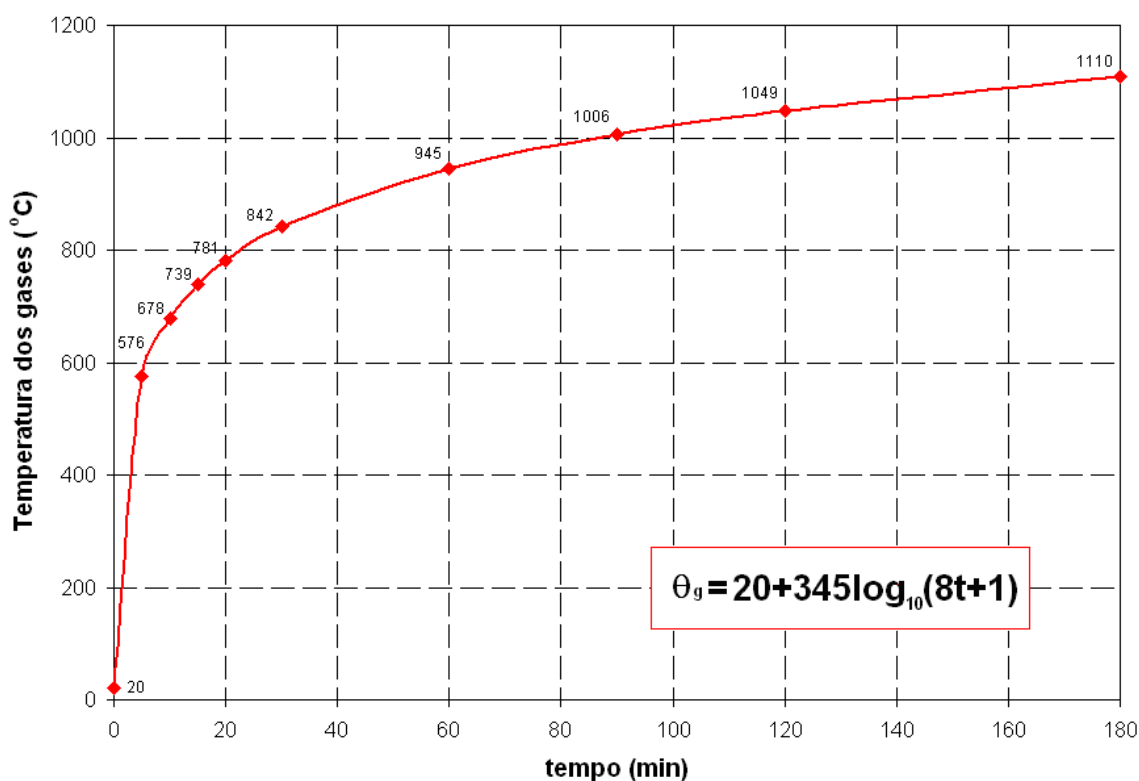


FIGURA 6.2 – Curva de incêndio padrão a base de materiais celulósicos.

6.2 Análise computacional fluído-dinâmica via *SMARTFIRE*

6.2.1 Introdução

O *SMARTFIRE* (2004) é um programa avançado com base na dinâmica computacional de fluidos (*Computational Fluid Dynamics – CFD*) e que possui um ambiente completo de modelagem de incêndio que emprega o estado-da-arte de métodos de volume finitos. Este *software* provê a interação dinâmica do usuário e um sofisticado arranjo das ferramentas que facilita a simulação e ajuda a garantir soluções mais precisas. O *software* utiliza opções de configuração física, numérica e intuitiva do estado-da-arte para criar modelos de simulação mais reais (EWER et al., 2004).

Diferentemente de outros *softwares* usados para simular incêndio, esse programa foi desenvolvido especificamente como uma ferramenta de simulação de incêndio para ser usada por engenheiros que atuam na área, sendo baseado em mais de 20 anos de

experiência em modelagem de incêndio (CFD), englobando um número razoável de ferramentas que torna mais fácil e confiável a simulação.

O *SMARTFIRE* (2004) permite a geração detalhada da geometria do compartimento, da simulação do cenário do incêndio, de uma malha de elementos finitos, via CFD, e, desta forma, simular os efeitos do incêndio ao longo do tempo.

6.2.2 Modelagem numérica

O primeiro passo para o modelamento tratou da construção, em escala, do ambiente do apartamento. No módulo do *SMARTFIRE* (2004) denominado *Case Specification Environment* é apresentada uma região de forma retangular onde foram geradas paredes, lajes, aberturas, combustíveis, etc. Para facilitar a coleta de dados foram introduzidos no modelo dois objetos disponíveis ao usuário neste módulo chamados de *monitor line*.

Estes objetos permitem a captura de dados em forma de tabelas, que podem ser exportadas para o *MICROSOFT EXCEL*, permitindo a geração de gráficos (temperatura x altura) em determinados momentos da análise. Para compor o cenário do incêndio, além dos obstáculos que definem as repartições internas do modelo, foram introduzidos três outros objetos de forma retangular (que é a única forma admitida pelo *software*) de modo a simular o material combustível, sendo eles: um sofá de dois lugares, um sofá de três lugares e uma estante de TV. Por simplicidade não foram introduzidos no cenário do incêndio pequenos objetos do apartamento analisado, como cortinas, tapetes, persianas etc.

Para simular a condição de contorno de viga exposta ao incêndio por três lados, evitando complexidades na análise que não fazem parte do escopo deste trabalho, foi considerada uma esquadria com vidro de 800 mm de altura sob a viga, na divisa entre os dois apartamentos vizinhos, conforme mostrado na FIG. 6.3.

A FIG. 6.3 apresenta também, em azul claro, dois objetos do tipo *monitor line* (usados para auxiliar na captura de dados); em amarelo, a viga considerada nesta análise e ainda, em vermelho, os objetos considerados como material combustível.

Por hipótese, foi admitido para o início do incêndio que o fogo teve início em um curto circuito atingindo primeiramente a estante de TV e depois se propagando para os demais objetos. A queima dos objetos selecionados (estante de TV, sofá de dois lugares e sofá de três lugares) foi acionada por meio do uso de duas condições possíveis: temperatura máxima de $573K$ (aproximadamente $300\text{ }^{\circ}\text{C}$) ou fluxo máximo de radiação (Y negativo) maior do que 22000 W/m^2 (o fluxo radiante que incide sobre o objeto a partir dos gases quentes confinados no teto, que é provavelmente o mecanismo mais comum para a ignição de um objeto remoto) (SILVA et al., 2006). Foi assumido o modelo de radiação “*six-flux*”, e, para turbulência, o modelo *K-Epsilon*.

A natureza da simulação depende do modelo de radiação adotado. O modelo de radiação, *Six Flux Model*, usado nesta modelagem, calcula o fluxo de radiação em seis direções ortogonais para cada célula (EWER et al., 2004).

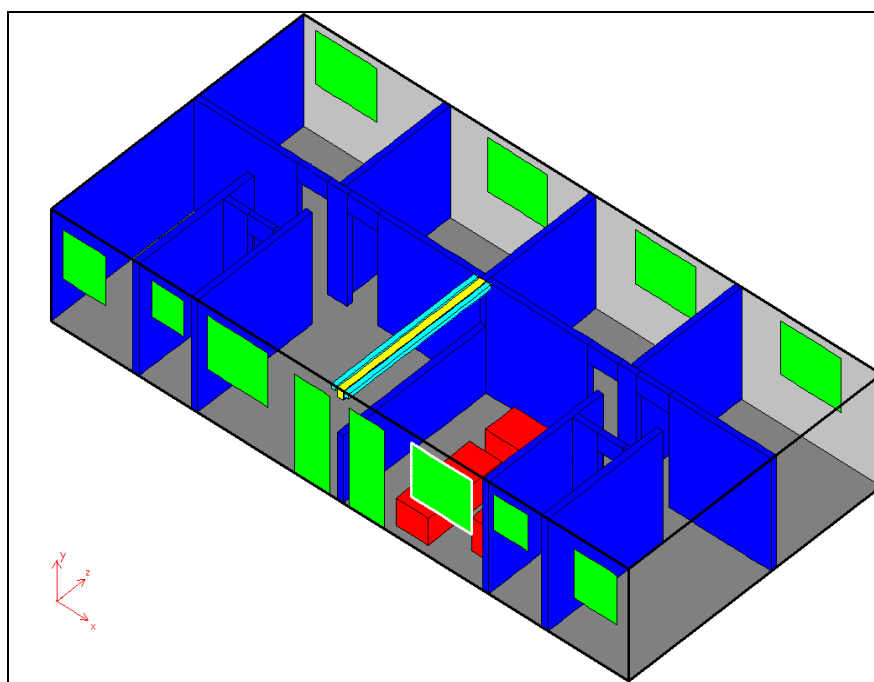
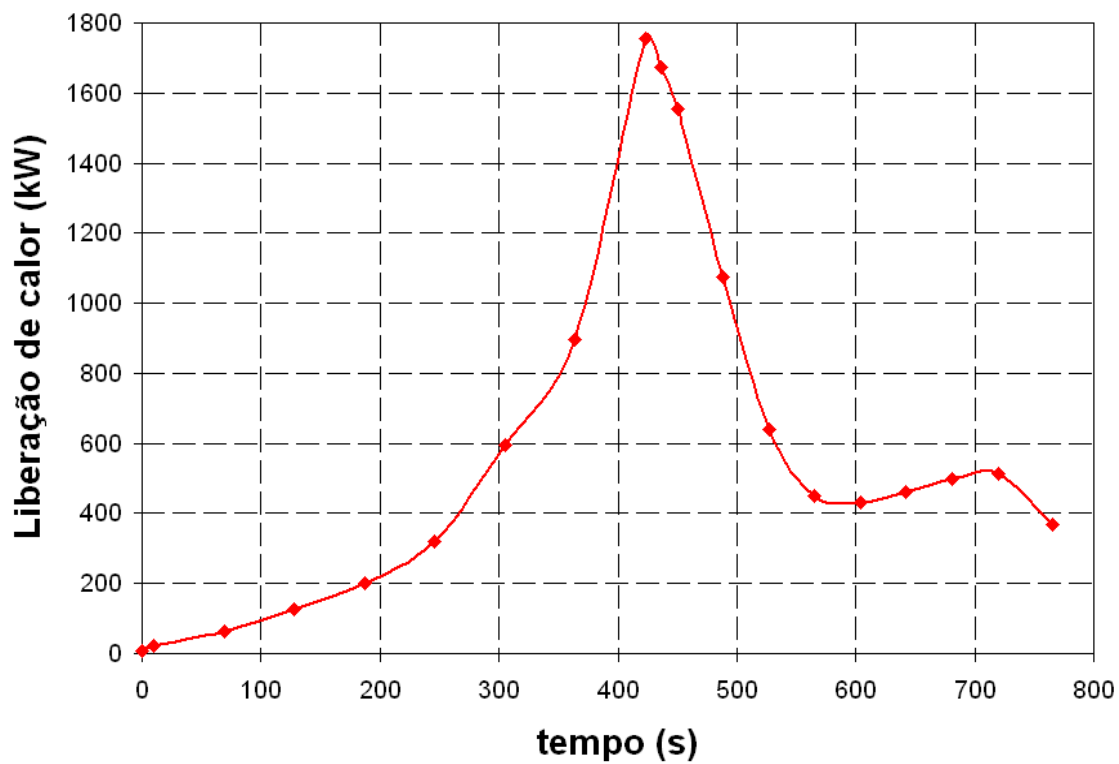
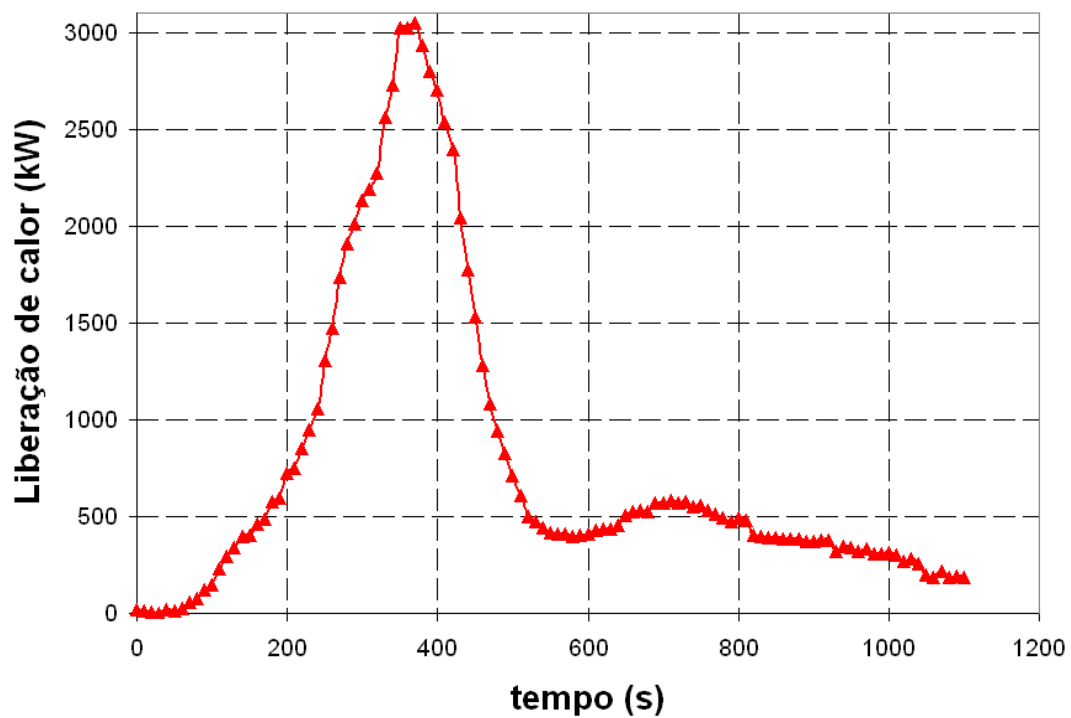


FIGURA 6.3 – Modelo analisado via *SMARTFIRE*.

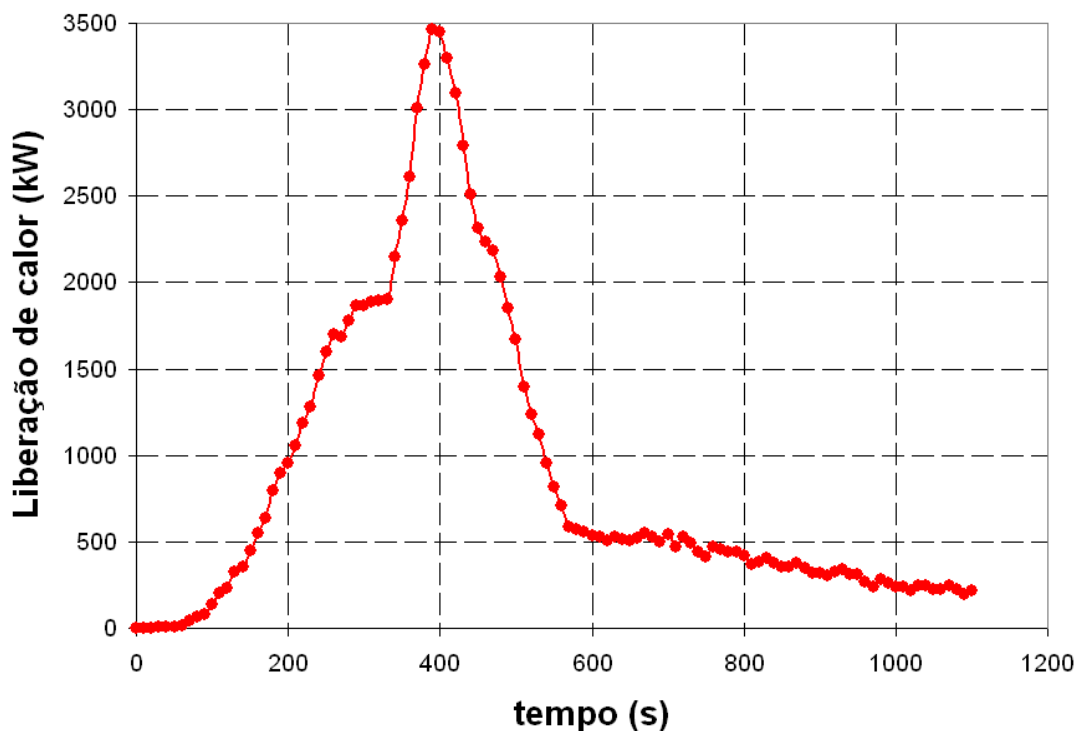
A FIG. 6.4 apresenta as curvas de liberação de calor para os materiais combustíveis.



a) Estante de TV



b) Sofá de dois lugares



c) Sofá de três lugares

FIGURA 6.4 – Curvas de liberação de calor.

(Fonte: NIST, 2007)

A FIG. 6.5 apresenta a tela do *SMARTFIRE* (2004) que define as opções de modelos de radiação que podem ser usados em uma modelagem. As outras opções disponíveis, *Scattering Coefficient*, *Default Wall Emissivity*, *Absorption @ 700K* e *Absorption @ 1400K*, são constantes de radiação que são utilizadas como padrão pelo *software*.

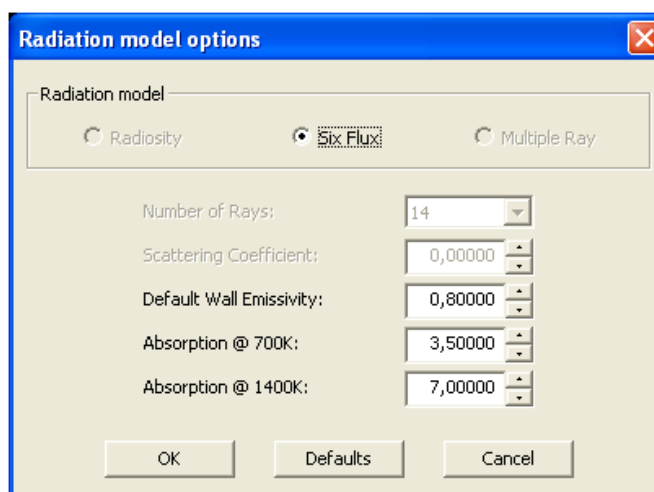


FIGURA 6.5 – Tela que define o modelo de radiação.

O *SMARTFIRE* (2004) apresenta como padrão (na biblioteca do *SMARTFIRE Case Specification Environment*) as seguintes propriedades físicas dos materiais utilizados nas análises (TAB 6.1).

TABELA 6.1 – Propriedades físicas dos materiais.

Materiais	Propriedades			
	Condutividade (W / mK)	Calor Específico (J / kgK)	Densidade (kg / m ³)	Viscosidade Laminar (Pas)
Aço	45,8000	460,0000	7850,0000	10000000000
Concreto	1,4000	880,0000	2300,0000	10000000000
Tijolo comum	0,6900	840,0000	1600,0000	10000000000
Vidro	0,7600	840,0000	2700,0000	10000000000
Madeira mole	0,1400	2850,0000	640,0000	10000000000
Madeira dura	0,1700	2380,0000	800,0000	10000000000
Ar	0,0262	1045,7800	1,1774	0,00002

Em seguida, foi gerada a malha de volumes finitos, conforme mostra a FIG. 6.6. O *SMARTFIRE* (2004) possui um sistema de interação que é uma ferramenta de

especificação automática de malhas com um manual de edição embutido. As rotinas de malhas automatizadas são capazes de criar soluções para uma grande variedade de cenários. A ferramenta está embutida no *SMARTFIRE (2004) Case Specification Environment*. As rotinas de malhas automatizadas usam uma combinação (apropriadas para simulações de incêndios) e parâmetros, através de uma biblioteca, para determinar a malha mais adequada para cada tipo de cenário de incêndio (EWER et al., 2004).

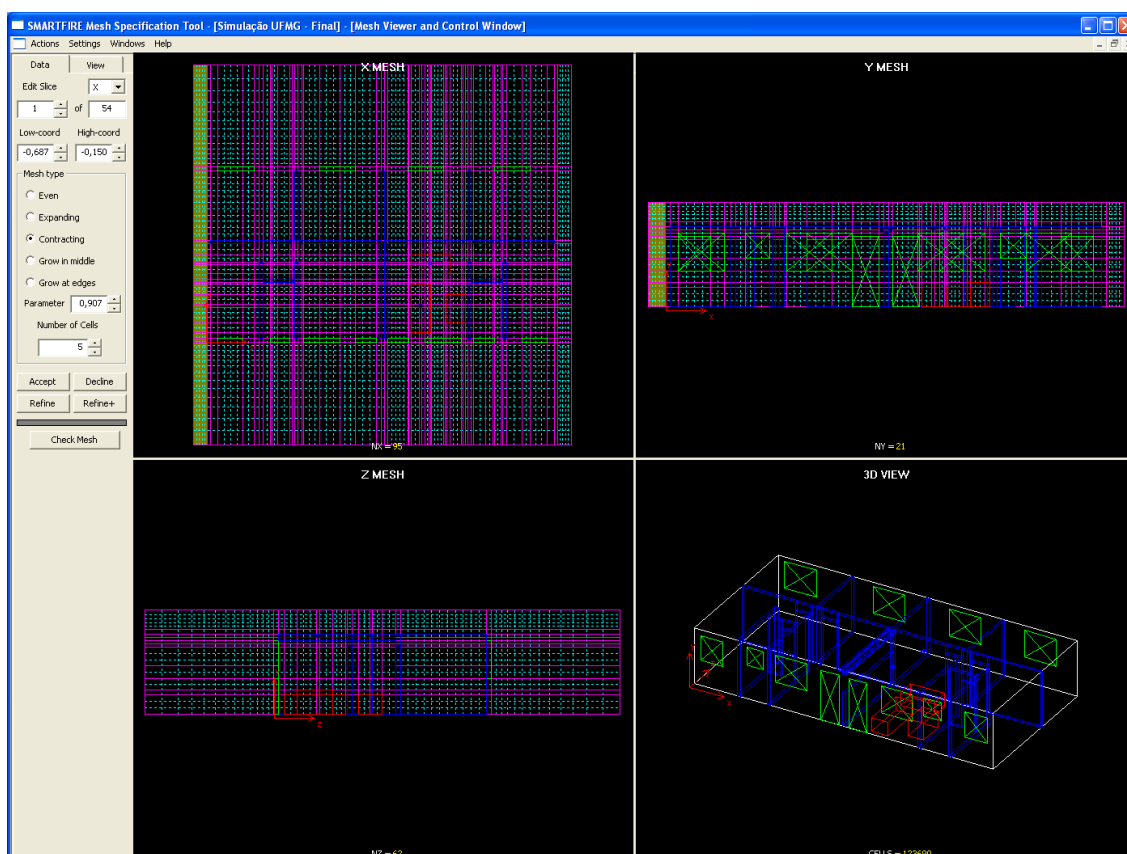


FIGURA 6.6 – Tela de definição da malha de volumes finitos.

Depois de definida a geometria do modelo, determinada as propriedades físicas dos materiais utilizados, criada a malha adequada ao volume de controle e definido o material combustível a ser consumido durante o incêndio – com a devida curva de liberação de calor –, o passo seguinte é a definição do controle físico e da natureza da simulação.

A FIG. 6.7 apresenta a tela *problem type options* onde tais propriedades são definidas.

No presente estudo, as opções *Flow model*, *Radiation model* e *Heat model* do módulo de ativação, foram mantidas e ligadas. As demais opções foram desligadas por não interessar à presente análise.

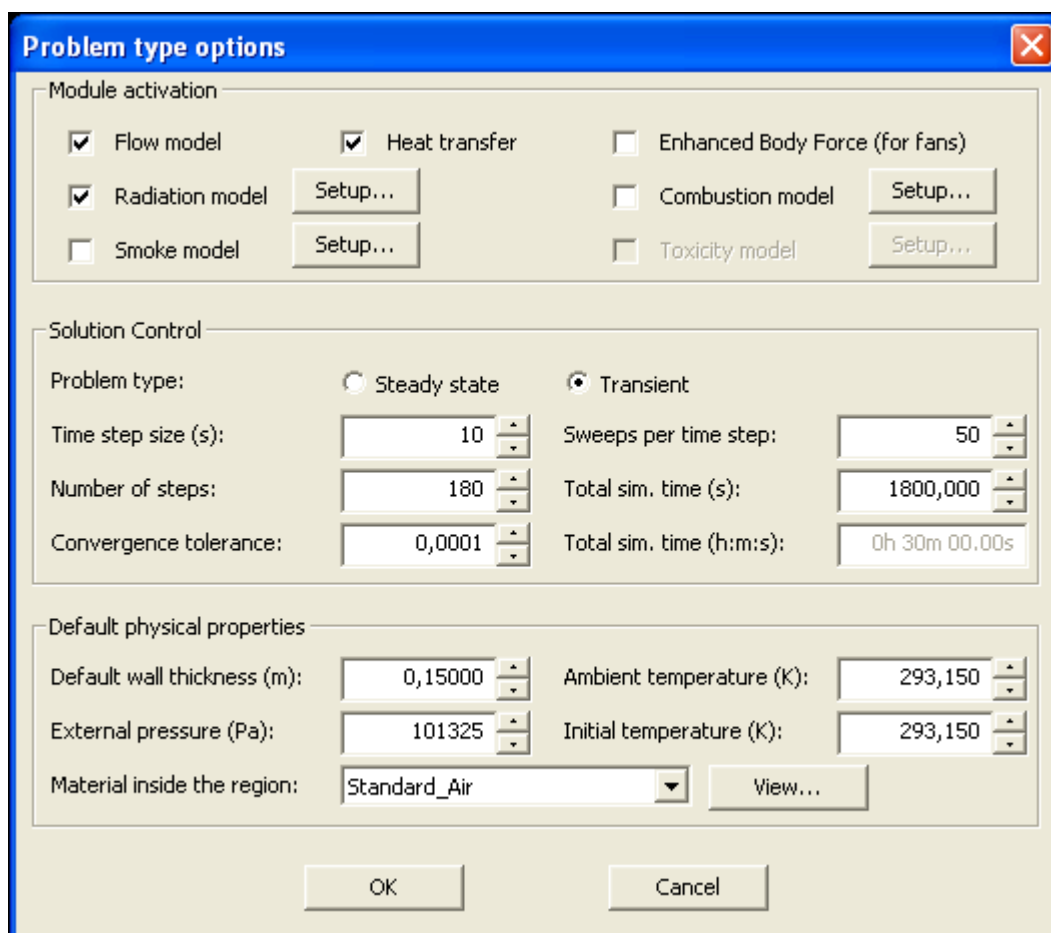


FIGURA 6.7 – Tela do *problem type options*.

Nas soluções de controle, a opção transitório (*transient*) foi selecionada, uma vez que nessa simulação o tempo é variante. Nas demais opções das soluções de controle foram definidos os valores conforme a TAB. 6.2.

TABELA 6.2 – Definição do controle da solução.

<i>Time step size (s):</i>	10
<i>Number of steps:</i>	180
<i>Convergence tolerance:</i>	0,0001
<i>Sweeps per time step</i>	50
<i>Total sim. Time (s):</i>	1800

Para as propriedades físicas foram considerados os valores apresentados na TAB 6.3. O *SMARTFIRE* (2004) usa como padrão a unidade de temperatura em graus *Kelvin* (*K*), onde a temperatura ambiente de 293,15 *K* corresponde a 20 °C.

TABELA 6.3 – Definição das propriedades físicas.

<i>Default wall thickness (m):</i>	0,15
<i>External pressure (Pa):</i>	101325
<i>Material inside the region:</i>	Standard_Air
<i>Ambient temperatura (K):</i>	293,15
<i>Initial temperature (K):</i>	293,15

O *Time step size* é usado apenas para simulações transientes e é uma maneira de se saber a duração do tempo de simulação cada vez que o *CFD engine* calcula a convergência da solução. A TAB. 6.4 mostra o uso de diferentes *Time step size*.

TABELA 6.4 – Uso recomendado para o *Time step size*.

<i>Time step size (s)</i>	Uso
Maior do que 5,0	Casos muito estáveis
1,0 – 5,0	Casos estáveis com moderadas cargas de incêndio
0,1 – 1,0	Altas cargas de incêndio / ou geometrias complexas
0,01 – 0,1	Produção de incêndio muito alta, diversos focos de incêndio, geometrias complexas
Menor do que 0,01	Apenas necessário para condições de fluxo extremo – ex. janelas quebradas

O *Number of steps* permite configurar o número de passos que serão simulados no *CFD engine*. O *Sweeps per time step* permite pré-configurar o número de varreduras de soluções algorítmicas a serem executadas em cada passo ou no total. Este número determina o limite inferior do processo em um passo e o *CFD engine* não irá fazer qualquer varredura a mais ou a menos da que foi programada. O campo *Convergence tolerance* contém o valor de teste que é usado globalmente para o final de cada varredura, a fim de determinar se todas as variáveis têm convergido. Caso as variáveis tenham convergido, então o *CFD engine* irá iniciar um novo passo até o final da análise.

Após a definição de todos os parâmetros da análise, o passo seguinte é ativação do *SMARTFIRE CFD Engine*. A FIG. 6.8 mostra a tela principal do *SMARTFIRE CFD Engine*.

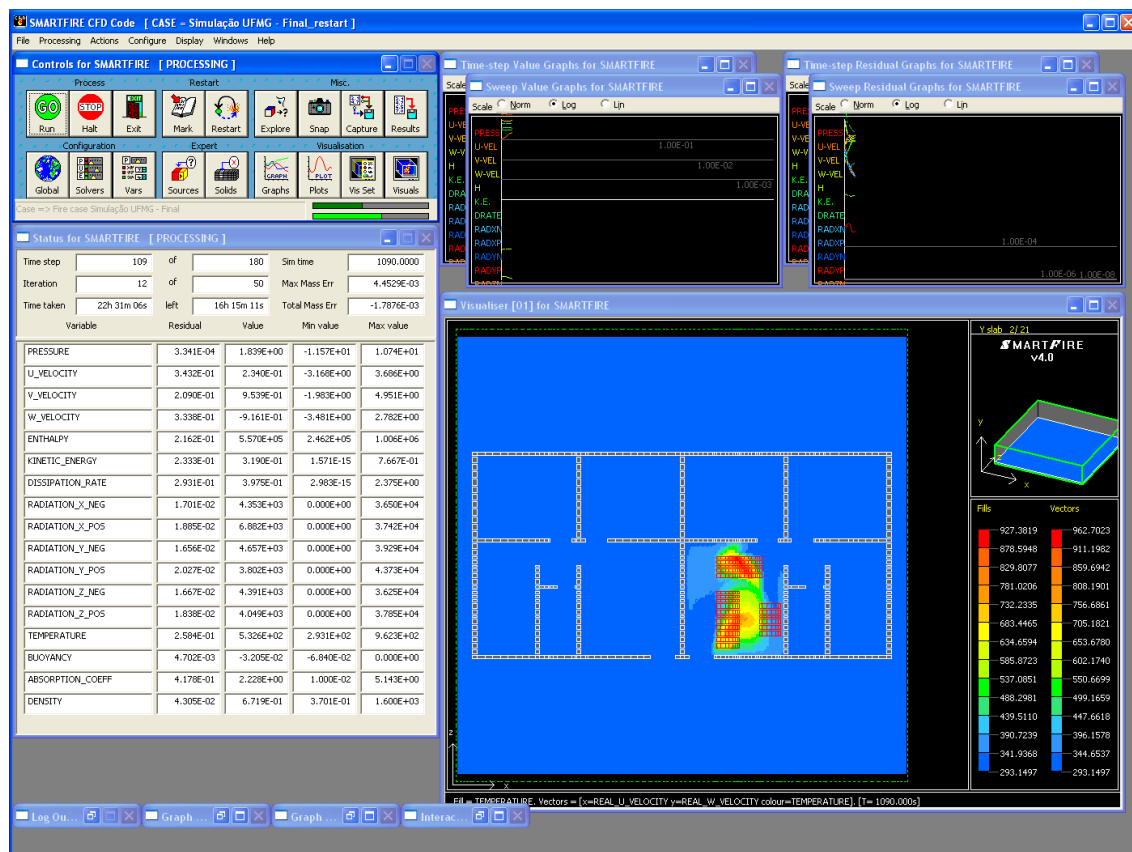


FIGURA 6.8 – Tela principal do SMARTFIRE CFD Engine.

Neste trabalho a simulação de incêndio foi feita com base em duas hipóteses. Na primeira hipótese considerou-se que todas as portas e janelas externas estivessem completamente abertas, tendo em vista que durante um incêndio os vidros que compõem esses objetos se quebram. Na segunda hipótese as portas e janelas externas ficaram completamente fechadas, sendo esta a pior condição em se tratando de um incêndio real. Tanto na primeira quanto na segunda hipótese, as portas internas foram mantidas abertas.

6.2.3 Resultados

Foram obtidas curvas de temperatura dos gases faceando toda extensão da viga analisada, porém, as temperaturas máximas para ambos os casos (primeira e segunda hipótese) foram obtidas em seções próximas à seção central da viga. As FIG. 6.9 e 6.10 mostram as curvas de temperatura dos gases quentes obtidas junto à seção central

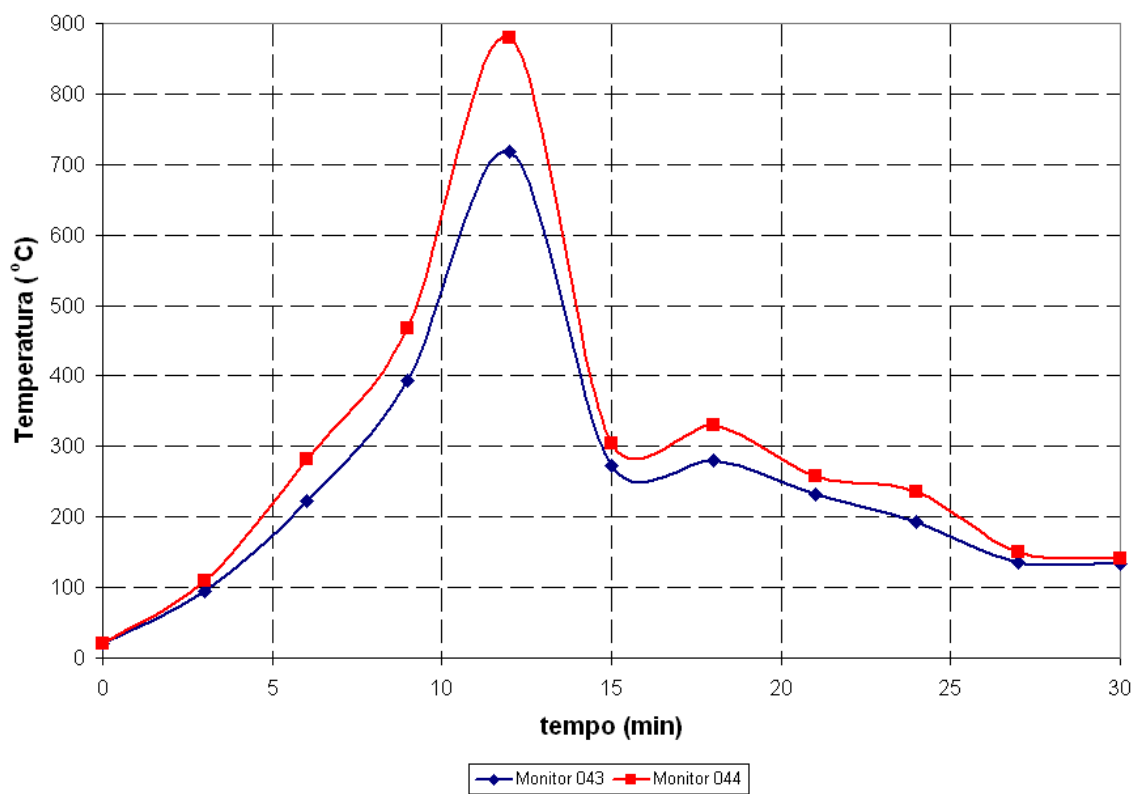


FIGURA 6.9 – Temperatura dos gases obtida via SMARTFIRE (primeira hipótese).

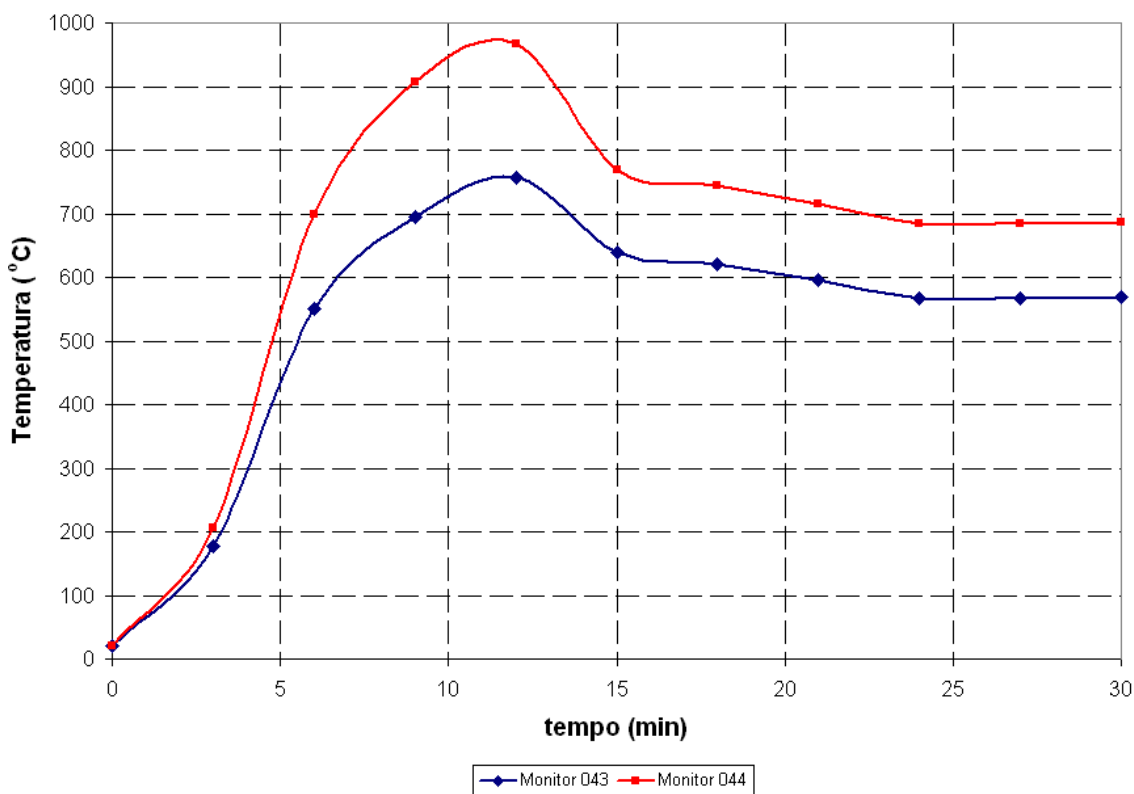


FIGURA 6.10 – Temperatura dos gases obtida via SMARTFIRE (segunda hipótese).

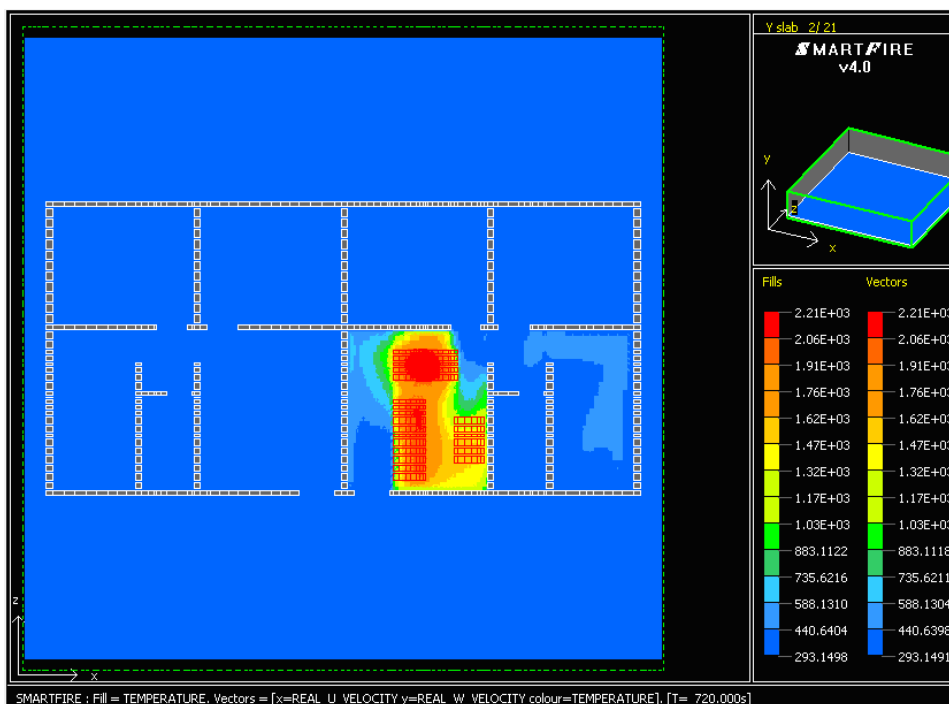


FIGURA 6.11 – Corte horizontal do apartamento mostrando o perfil de temperaturas a 12 min (primeira hipótese).

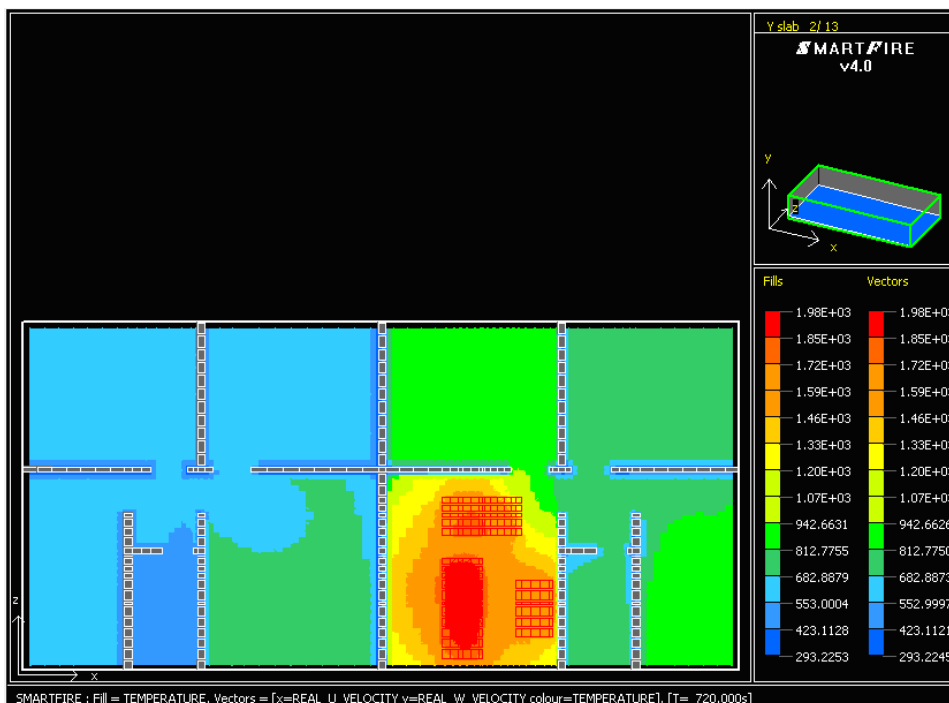


FIGURA 6.12 – Corte horizontal do apartamento mostrando o perfil de temperaturas a 12 min (segunda hipótese).

da viga, considerando-se a primeira hipótese e a segunda hipótese respectivamente. Os monitores 043 e 044, mostrados nas legendas destas figuras, representam os objetos de captura de dados colocados junto à viga analisada (ver FIG.6.3). O monitor 044 foi colocado do lado onde se encontra o material combustível, e o monitor 043 do lado oposto a este.

Analisando-se as FIG. 6.9 e FIG. 6.10, percebe-se que as maiores temperaturas são experimentadas na face da viga exposta ao incêndio, do lado do apartamento onde se encontram os materiais combustíveis (ver FIG. 6.3). Para efeito deste trabalho é considerado que toda a viga esteja sujeita a estas temperaturas, por se ponderar que se trata da situação mais desfavorável.

De modo geral, as maiores temperaturas dos gases foram obtidas em tempos próximos a 12 minutos do início do incêndio, quando se considerou a primeira hipótese e 10 minutos, quando foi considerada a segunda hipótese.

As FIG. 6.11 e FIG. 6.12 mostram cortes horizontais do apartamento para o tempo de 12 min, levando-se em consideração a primeira e a segunda hipótese, respectivamente.

A análise da FIG. 6.11 e da FIG. 6.12 mostra que a compartimentação, apesar de imperfeita devido à ausência de porta corta fogo, por exemplo, foi eficaz quando a análise foi feita segundo a primeira hipótese (portas e janelas externas abertas) pois o incêndio não se propagou. Quando se considerou a segunda hipótese (portas e janelas externas fechadas) houve um efeito de confinamento dos gases, deixando a temperatura elevada no interior do apartamento mesmo após o consumo de todo o material combustível.

6.3 Modelo de Incêndio Natural Compartimentado

6.3.1 Introdução

Uma maneira mais precisa de determinar a temperatura dos gases, tendo em vista as curvas padronizadas, é utilizar o modelo de incêndio natural compartimentado, onde há

a parametrização dos fatores que influenciam diretamente no aumento de temperatura dos gases. Essa curva é chamada de curva parametrizada do incêndio.

As fórmulas paramétricas permitem uma modelagem simplificada das temperaturas dos gases num incêndio, tanto na fase de aquecimento, quanto no resfriamento. Para o uso dessas expressões, é necessário ter as características dos materiais de revestimento do compartimento, ou seja, densidade, calor específico e condutividade térmica. É importante também conhecer a carga de incêndio específica (combustível) e o grau de ventilação do ambiente em chamas.

Nos itens 6.3.2 a 6.3.5 são apresentadas as expressões para o incêndio parametrizado fornecidas pelo EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002). Essas expressões são válidas para compartimentos com área de piso com até 500 m^2 , sem aberturas no teto e com altura máxima do compartimento de 4 m .

6.3.2 Temperatura dos gases na fase de aquecimento

A expressão da temperatura dos gases na fase de aquecimento é dada por:

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad (6.2)$$

onde:

- θ_g é a temperatura dos gases no compartimento incendiado (em $^{\circ}\text{C}$);
- $t^* = t\Gamma$, em que t^* é dado em hora.
- t é o tempo decorrido desde a ignição do fogo (em hora);
- $\Gamma = [O/b]^2 / (0,04/1160)^2$
- $b = \sqrt{(\rho c \lambda)}$, devendo observar o limite: $100 \leq b \leq 2200$;
- ρ é a densidade do material de vedação do ambiente (kg/m^3);
- c é o calor específico do material de vedação do ambiente (J/kgK);
- λ é a condutividade térmica do material de vedação do ambiente (W/mK);

- $O = A_v \sqrt{h_{eq}} / A_t$ (grau de ventilação), devendo observar os limites:
 $0,02 \leq O \leq 0,20$;
- A_v é a área total das aberturas para o ambiente externo ao edifício, incluindo janelas que se supõem quebradas durante um incêndio (m^2);
- h_{eq} é a altura média das aberturas (m);
- A_t é a área total, incluindo vedação (paredes, piso e teto) e aberturas (m^2).

6.3.3 Fechamento formado por camadas de diferentes materiais

Quando se tem um fechamento formado por camadas de diferentes materiais, o parâmetro b deve ser obtido como apresentado a seguir:

Se $b_1 < b_2$, então $b = b_1$

Se $b_1 > b_2$, então é calculada uma espessura limite para o material exposto ao incêndio (S_{lim}) de acordo com a expressão apresentada a seguir:

$$S_{lim} = \sqrt{\frac{3600 t_{max} \lambda_1}{c_1 \rho_1}} \quad (6.3)$$

Com t_{max} definido conforme 6.3.5.

$$\text{Se } s_1 > s_{lim}, \text{ então } b = b_1; \quad (6.4)$$

$$\text{Se } s_1 < s_{lim}, \text{ então } b = \frac{s_1}{s_{lim}} b_1 + \left(1 - \frac{s_1}{s_{lim}}\right) b_2 \quad (6.5)$$

onde:

- O índice 1 representa a camada do material exposta diretamente ao incêndio, o índice 2 a próxima camada, e assim por diante;
- $b_i = \sqrt{(\rho_i c_i \lambda_i)}$, definido conforme 6.3.2;
- ρ_i é a densidade do material da camada i (kg/m^3);

- c_i é o calor específico do material da camada i (J/kgK);
- λ_i é a condutividade térmica do material da camada i (W/mK).

6.3.4 Fechamento formado por diferentes materiais

Quando se tem um fechamento formado por diferentes materiais, o parâmetro b deve ser obtido como apresentado a seguir:

$$b = (\sum(b_j A_j)) / (A_t - A_v) \quad (6.6)$$

onde:

- A_j é a área de fechamento da superfície j sem incluir as aberturas;
- $b_j = \sqrt{(\rho_j c_j \lambda_j)}$, definido conforme 6.3.2.

6.3.5 Temperatura dos gases na fase de resfriamento

Para a fase de resfriamento o EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002) propõe as seguintes equações:

$$\theta_g = \theta_{\max} - 625(t^* - t_{\max}^* X) \quad \text{para } t_{\max}^* \leq 0,5 \quad (6.7)$$

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(3 - t_{\max}^*)(t^* - t_{\max}^* X) \quad \text{para } 0,5 < t_{\max}^* < 2 \quad (6.8)$$

$$\theta_g = \theta_{\max} - 250(t^* - t_{\max}^* X) \quad \text{para } t_{\max}^* \geq 2 \quad (6.9)$$

onde:

- $t^* = t\Gamma$, em que t^* é dado em hora;
- $t_{\max}^* = (0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O)\Gamma$;
- $X = 1,0$ se $t_{\max} > t_{\lim}$ ou $X = t_{\lim}\Gamma / t_{\max}^*$ se $t_{\max} = t_{\lim}$;

- $t_{\text{lim}} = 25$ min para o caso de materiais de queima lenta, $t_{\text{lim}} = 20$ min para materiais de queima a velocidades medianas e $t_{\text{lim}} = 15$ min para matérias de queima rápida;
- θ_{max} é a máxima temperatura dos gases na fase de aquecimento (em °C). Esse valor de temperatura ocorre para $t^* = t_{\text{max}}^* = t_{\text{max}} \Gamma$, com $t_{\text{max}} = \max\left[\left(0,2 \cdot 10^{-3} q_{t,d} / O\right), t_{\text{lim}}\right]$ (em hora);
- $q_{t,d}$ é o valor de projeto da densidade de carga de incêndio relativo à superfície de área - A_t da vedação (paredes, piso e teto) dado por $q_{t,d} = q_{f,d} A_f / A_t$, devendo observar os limites: $50 \leq q_{t,d} \leq 1000$ (MJ/m²);
- $q_{f,d}$ é o valor de projeto da densidade de carga de incêndio relativa à superfície da área do piso do compartimento em MJ/m².

6.3.6 Resultados

A curva dos gases obtida via formulação do EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002), apresentada nos itens 6.3.2 a 6.3.5, tem por base o modelo arquitetônico apresentado no Capítulo 5 e os parâmetros mostrados na FIG. 6.13. A curva foi obtida considerando-se as portas e as janelas externas completamente abertas (primeira hipótese).

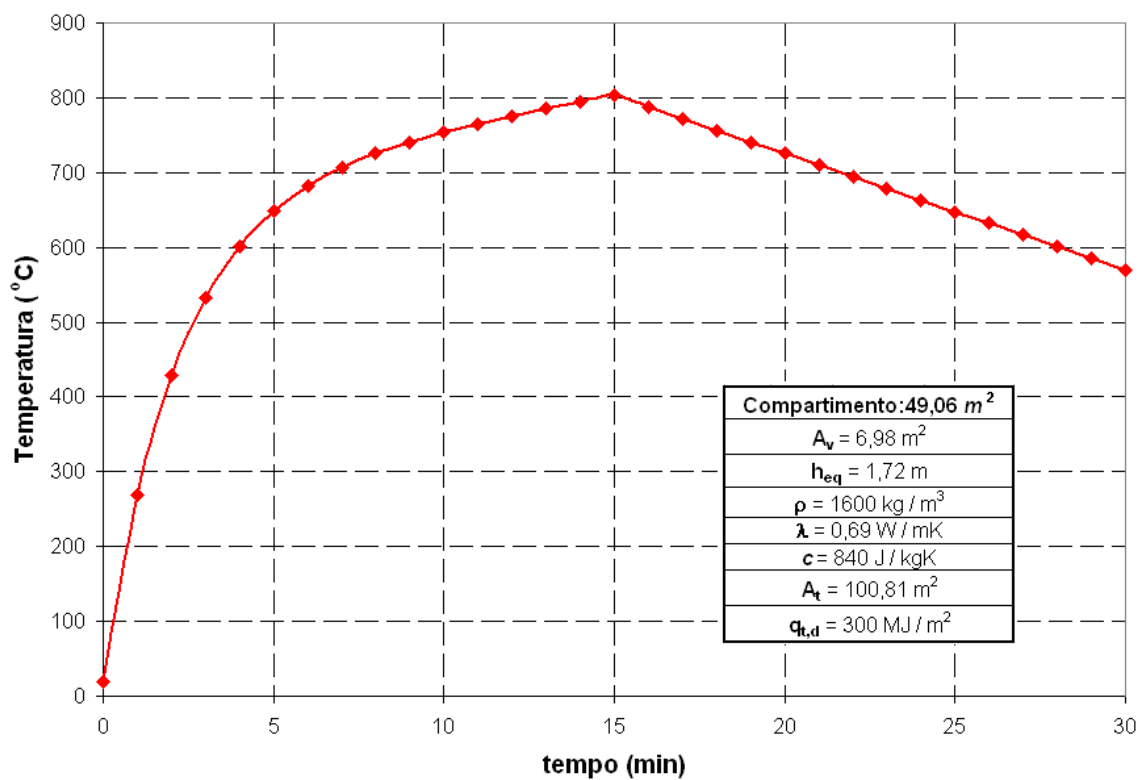


FIGURA 6.13 – Curva de incêndio proposta pelo EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002), aplicada ao compartimento analisado.

7

Análise Térmica Via *Software THERSYS*

7.1 Generalidades

Nas vigas mistas, para obtenção do momento fletor resistente de cálculo nas regiões de momentos positivos, o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003 admite as seguintes simplificações na determinação da temperatura:

- nos perfis de aço sem proteção contra incêndio ou com proteção tipo contorno, calcular a temperatura atingida pelas mesas inferior e superior como se cada uma fosse um componente isolado exposto ao fogo (a mesa inferior fica exposta ao fogo pelos quatro lados e a superior por três lados se a laje de concreto for maciça) e considerar a temperatura da alma igual à da mesa inferior;
- considerar a temperatura na laje de concreto, que na realidade é decrescente da face inferior exposta ao incêndio para a face superior, constante e igual ao seu valor médio;
- considerar a distribuição de temperatura uniforme ao longo do vão da viga.

Neste trabalho será usado o Método dos Elementos Finitos aplicado à transferência de calor para obtenção de uma distribuição de temperatura mais correta nos componentes da viga mista, ao longo do vão e da altura da seção transversal, por meio de um programa computacional desenvolvido na UFMG, denominado *THERSYS*. Assim, pretende-se estudar o quanto essas simplificações influem no dimensionamento para o estado limite último de colapso sob momento fletor positivo.

7.2 Análise térmica via *THERSYS*

7.2.1 Introdução

O *software THERSYS*, elaborado na linguagem *DELPHI 5*, foi desenvolvido na Universidade Federal de Minas Gerais, por RIBEIRO (2004) em sua dissertação de mestrado, tendo por base o *software* desenvolvido por FIGUEIREDO Jr. (2002) denominado *CALTEMI* e o *software* desenvolvido por ZÁRATE e OÑATE (1993), desenvolvido no Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia (CIMNE) da Universidade Politécnica da Catalunha, na Espanha e denominado *CALTEP*.

O *THERSYS* permite o uso de várias curvas de incêndio, inclusive a adição de outras curvas de incêndio pelo usuário, a modelagem de estruturas tridimensionais e a consideração das não-linearidades físicas de qualquer material, no que concerne às propriedades térmicas. Os valores adotados para a condutividade térmica, calor específico e massa específica do aço estão de acordo com o projeto de revisão da NBR14323 (2003).

Quanto à entrada de dados, o *THERSYS* foi desenvolvido para trabalhar em conjunto com o pré e pós-processor *GID* (2000). A interação entre esses dois programas é total, e ocorre através do *problem type do GID* (2000).

O *problem type* é um conjunto de arquivos que o *GID* (2000) utiliza para personalizar a modelagem, definindo os dados do problema, os materiais, as condições de contorno e os demais parâmetros necessários para a modelagem.

O *THERSYS* admite a discretização nos seguintes elementos isoparamétricos:

- domínios bidimensionais: triangular lagrangiano de 3 nós, triangular serendípico de 6 nós, quadrilateral lagrangiano de 4 nós e de 9 nós e quadrilateral serendípico de 8 nós;
- domínios tridimensionais: tetraédrico lagrangiano de 4 nós, tetraédrico serendípico de 10 nós, hexaédrico lagrangiano de 8 nós e hexaédrico serendípico de 20 nós.

No *software* são admitidas quatro formas distintas de condições de contorno na superfície:

- temperatura prescrita;
- fluxo de calor prescrito;
- condição de arrefecimento no contorno;
- condição de incêndio no contorno.

7.2.2 Modelagem numérica

A análise térmica foi feita para a seção central da viga mista, onde foram encontradas temperaturas mais elevadas. O modelo estrutural da seção transversal da viga mista analisada neste trabalho é descrito no Capítulo 5 e mostrado na FIG. 5.5.

Definida a geometria do modelo, a etapa subsequente é a sua introdução deste no pré-processador do *GID* (2000). Este programa apresenta uma excelente interface gráfica, o que possibilita a entrada da geometria do problema de forma rápida e eficiente. A FIG. 7.1 mostra a tela principal do pré-processador do *GID* (2000) com a seção transversal da viga mista do modelo. As cores apresentadas nessa tela representam os diferentes materiais de composição da seção transversal.

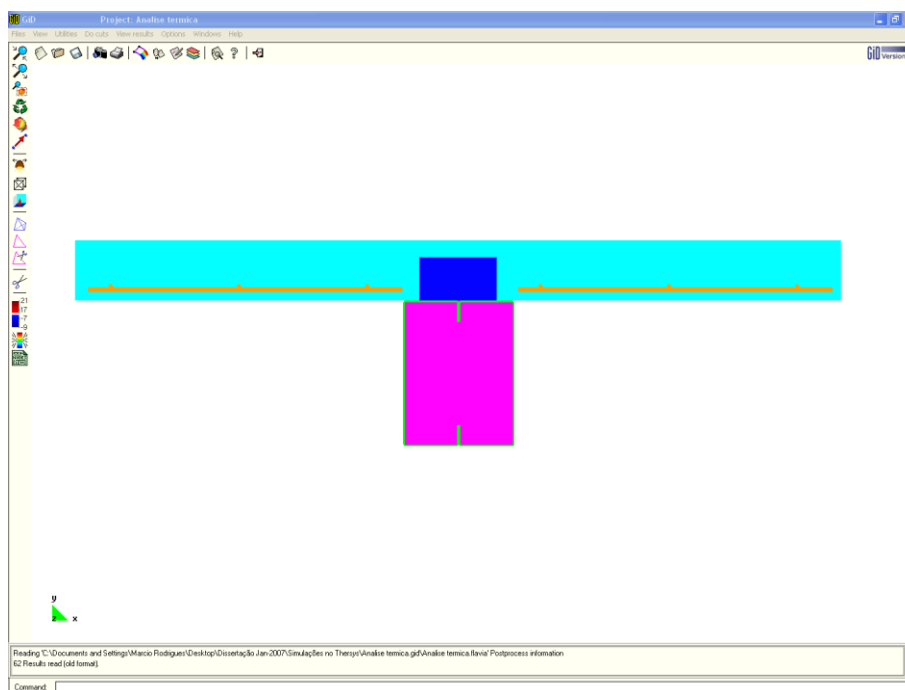


FIGURA 7.1 – Tela principal do *GID* mostrando a seção transversal da viga mista.

Em seguida, a modelagem é personalizada através do *problem type* do *GID* (2000). A partir daí a entrada das demais informações necessárias a modelagem é feita através do *THERSYS*, como será visto mais adiante. A FIG. 7.2 apresenta a tela de entrada dos dados gerais no *THERSYS*.

Nessa tela é feito o ajuste da identificação do problema, bem como a escolha do método de solução do sistema de equações e a precisão desejada.

No que diz respeito à solução do sistema de equações, o método mais indicado, para este caso, segundo RIBEIRO (2004) é a fatoração de *Cholesky*, por se tratar de um sistema de equações de pequeno porte (até 3000 incógnitas no sistema). E recomenda ainda que o valor da tolerância ξ para problemas de estruturas em situação de incêndio seja de $0,1^{\circ}C$ e que a precisão ε seja no máximo $1/25$ da tolerância ξ . Portanto, a tolerância deve ser tomada igual a $0,004^{\circ}C$.



FIGURA 7.2 – Tela de entrada dos dados gerais no *THERSYS*.

A FIG. 7.3 apresenta a tela de entrada dos parâmetros térmicos no *THERSYS*, no qual se devem fornecer ao *software*, dados como o erro absoluto máximo, temperatura inicial, tipo do problema, discretização temporal e o esquema de integração.

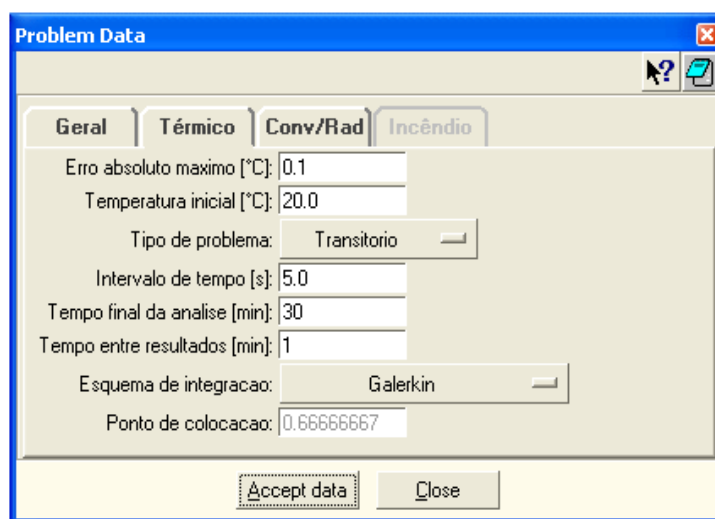


FIGURA 7.3 – Tela de entrada dos parâmetros térmicos no *THERSYS*.

Como foi dito anteriormente, o erro absoluto máximo deve ser de $0,1^{\circ}C$, a temperatura inicial é a temperatura ambiente, tomada normalmente como sendo $20^{\circ}C$. O tipo de problema é transitório, pois a temperatura varia com o tempo. O intervalo de tempo da análise será de $5s$, pois é recomendável que este não seja tomado maior que

$25000(u/A)^{-1}$ e preferencialmente menor ou igual a 30s . O tempo final da análise será 30 min e o tempo de 1 min entre resultados.

Quanto ao esquema de integração, VILA REAL (1997) sugere a utilização do esquema de *Galerkin*. Segundo ele, este esquema faz com que a solução numérica aproxime-se rapidamente da solução exata.

A FIG. 7.4 mostra a tela de entrada dos coeficientes para as condições de contorno. Esta tela permite a definição da equação do incêndio, a emissividade da superfície e dos coeficientes de convecção térmicos a serem utilizados nas diversas situações.

O projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003 estabelece valores simplificados para a emissividade resultante da superfície e para a convecção forçada, respectivamente igual a 0,5 e a $25W/m^2\text{ }^\circ C$. Tais valores serão utilizados por produzirem, em geral, bons resultados em uma análise térmica, se comparados com a utilização dos valores mais precisos.

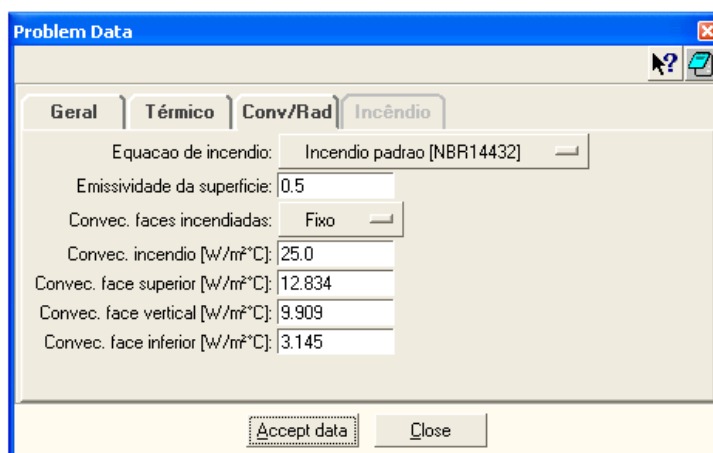


FIGURA 7.4 – Tela de entrada dos coeficientes de condição de contorno no *THERSYS*.

A TAB. 7.1 apresenta a descrição para a utilização dos demais coeficientes de condição de contorno utilizados na análise.

TABELA 7.1 – Coeficientes de convecção médios.

Fonte: RIBEIRO (2004)

Descrição	Coefficiente de convecção médio
Placa quente ou fria na vertical	$\alpha_c = 9,909 \text{ W / m}^2 \cdot \text{C}$
Placa quente na horizontal com a superfície quente para cima ou placa fria na horizontal com a superfície fria para baixo	$\alpha_c = 12,834 \text{ W / m}^2 \cdot \text{C}$
Placa quente na horizontal com a superfície quente para baixo ou placa fria na horizontal com a superfície fria para cima	$\alpha_c = 3,145 \text{ W / m}^2 \cdot \text{C}$

A FIG. 7.5 mostra a tela para a definição dos materiais, onde é possível criar novos materiais, apagar e modificar os materiais do modelo. É possível definir ainda, o tipo de material e se há ou não geração interna de calor no mesmo. Para problemas bidimensionais (2D) deve-se definir a espessura do material, comumente adotada como sendo de um metro para que todos dos resultados da análise sejam dados em metros.

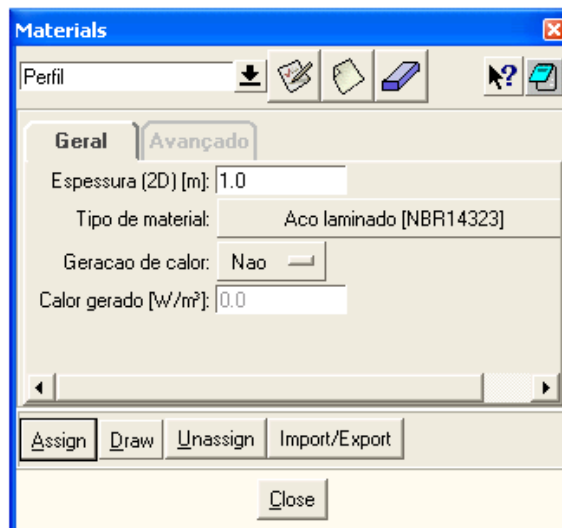


FIGURA 7.5 – Tela de definição dos materiais no *THERSYS*.

A FIG. 7.6 mostra a tela onde são definidas as condições de contorno iniciais da modelagem, tais como: temperatura prescrita, arrefecimento, fluxo de calor prescrita e incêndio. Neste estudo, as condições de contorno aplicáveis são: viga metálica exposta

por três lados ao incêndio, sendo que a quarta face é arrefecida pela laje de concreto e laje de concreto exposta ao incêndio em sua face inferior.

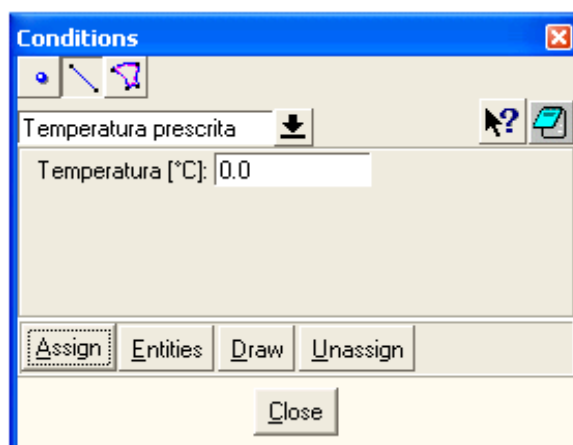


FIGURA 7.6 – Tela de definição das condições iniciais.

Não se aplicam condições de contorno às faces laterais da laje, pois, apesar de o modelo apresentar uma largura efetiva, considera-se que a laje seja contínua e por isso exposta ao incêndio apenas em sua face inferior.

Na face superior da laje é aplicada a condição de arrefecimento, tendo em vista que esta não está exposta ao incêndio de forma direta e por isso se mantém fria no início do incêndio. As condições de contorno são mostradas na FIG. 7.7

Após definidos todos os parâmetros necessários à simulação, é gerada uma malha de elementos finitos, composta por elementos triangulares, mais concentrados em torno da armadura e nos cantos do perfil metálico para obtenção de resultados mais precisos nestas regiões. A FIG. 7.7 apresenta a malha gerada para essa modelagem.

Após definida a malha de elementos finitos é dado o comando para o cálculo da distribuição de temperaturas na seção transversal do modelo de acordo com os parâmetros e condições pré-estabelecidos anteriormente.

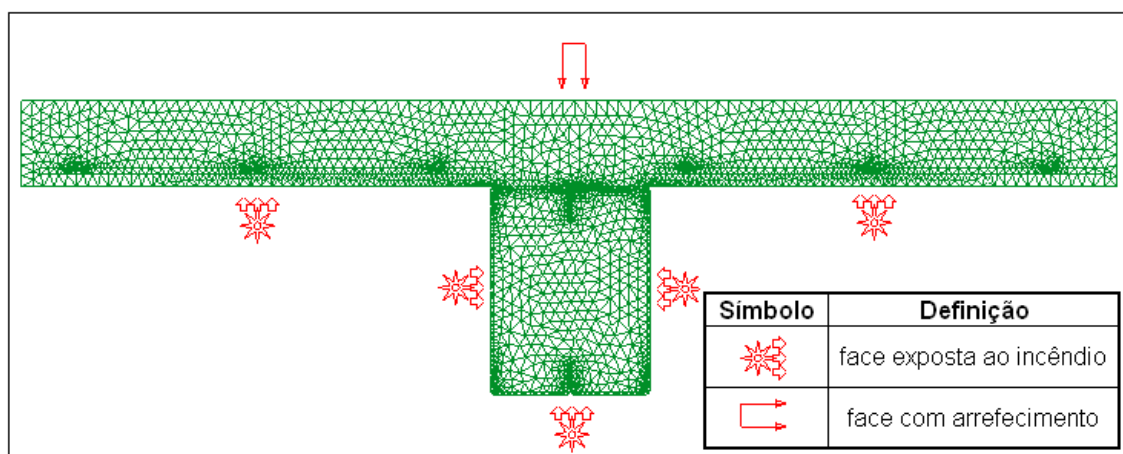


FIGURA 7.7 – Malha de elementos finitos.

Na FIG. 7.8 é apresentada a tela de monitoramento da análise, no qual são mapeadas todas as etapas da análise, bem como o tempo gasto, o tempo restante, o tempo total estimado, as interações já concluídas, o erro absoluto e a memória utilizada.

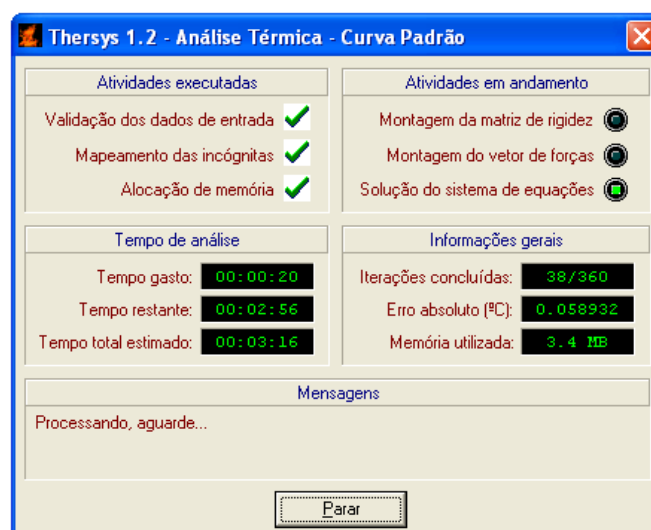


FIGURA 7.8 – Tela de monitoramento da análise.

7.2.3 Resultados

A FIG. 7.9 mostra os pontos de 1 a 3 escolhidos para a análise térmica no perfil metálico e a elevação onde foi obtida a distribuição de temperaturas para o concreto.

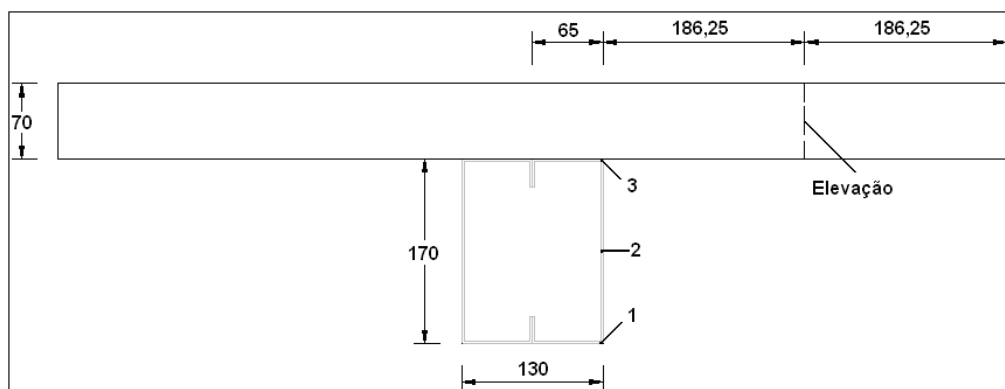


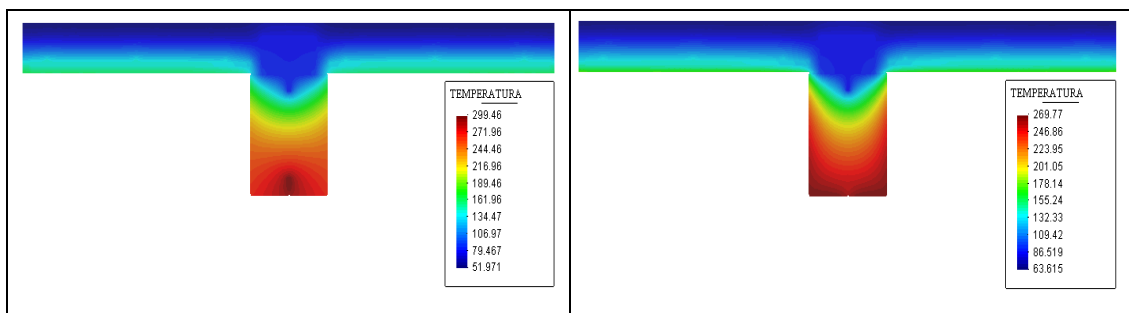
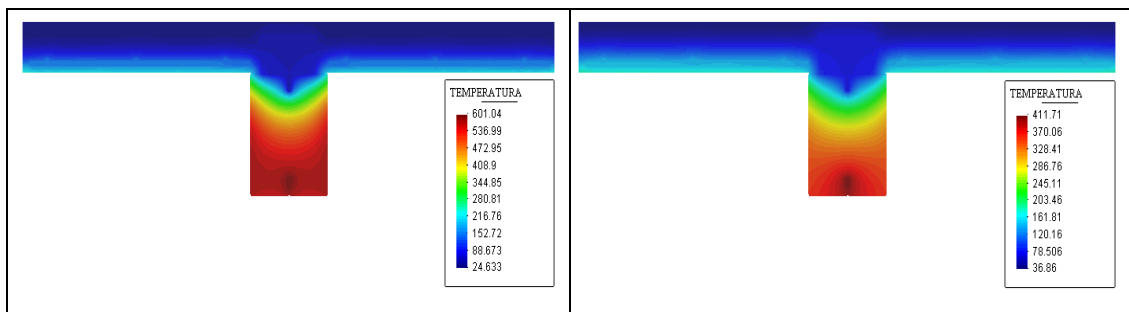
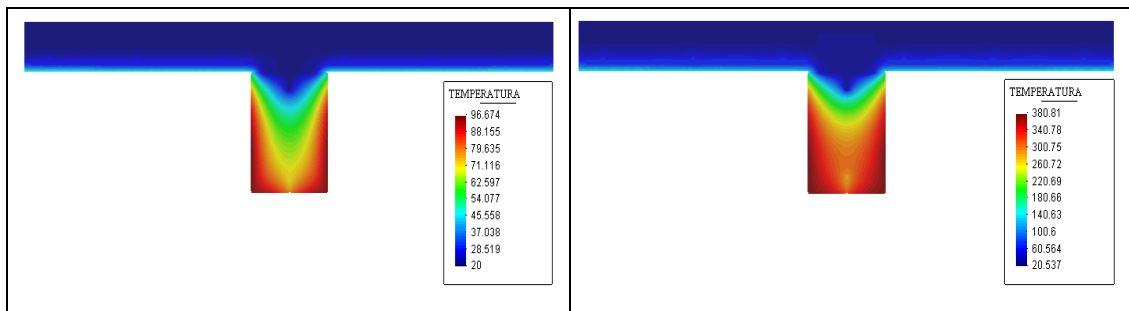
FIGURA 7.9 – Pontos escolhidos para a análise térmica.

A apresentação dos resultados é feita de forma gráfica no pós-processador do *GID* (2002), através de uma escala de cores, onde é mostrada a temperatura atingida pelos elementos constituintes da seção transversal no tempo estipulado.

Para efeito de análise comparativa, neste trabalho foram realizadas duas modelagens: uma utilizando a curva de incêndio natural baseada nos resultados do *software SMARTFIRE* (2004) e outra com base na curva do incêndio parametrizado, de acordo com a formulação proposta pelo EUROCODE 1 – parte 1.2 (2002). (Figuras 6.9, 6.10 e 6.13)

Os resultados da análise térmica baseados na curva do incêndio natural obtida via *SMARTFIRE* (2004) são apresentados nas FIG. 7.10 a 7.25.

As FIG. 7.10 a 7.21 mostram a distribuição de temperaturas para o aço e para o concreto nos tempos de 5, 10, 15, 20, 25 e 30 *min*. Percebe-se que quando se considera as portas e janelas externas abertas (primeira hipótese), após o consumo total do material combustível a temperatura tende a baixar procurando o arrefecimento do sistema misto, e quando se leva em conta as portas e as janelas externas fechadas (segunda hipótese), há um efeito de confinamento dos gases quentes e as temperaturas tendem a permanecer elevadas mesmo após o consumo de todo material combustível. Nas FIG. 7.22 a 7.25 são apresentados os gráficos de elevação de temperatura no aço e no concreto para os pontos analisados segundo a FIG. 7.9.



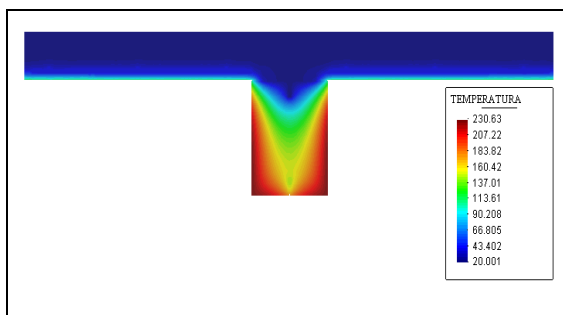


FIGURA 7.16 – Distribuição de temperaturas para 5 min (segunda hipótese).

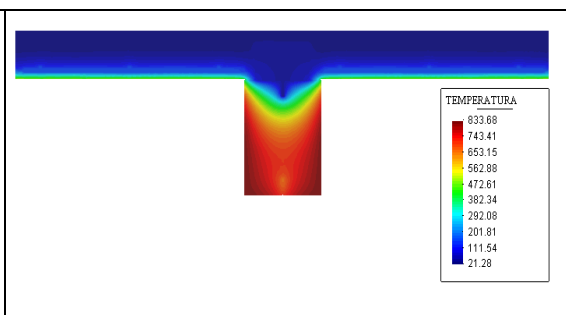


FIGURA 7.17 – Distribuição de temperaturas para 10 min (segunda hipótese).

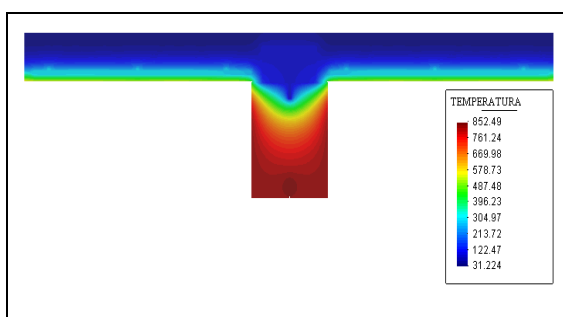


FIGURA 7.18 – Distribuição de temperaturas para 15 min (segunda hipótese).

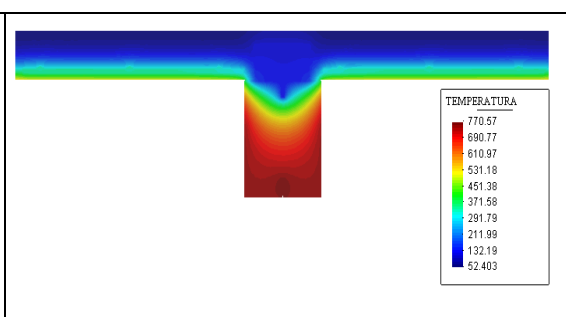


FIGURA 7.19 – Distribuição de temperaturas para 20 min (segunda hipótese).

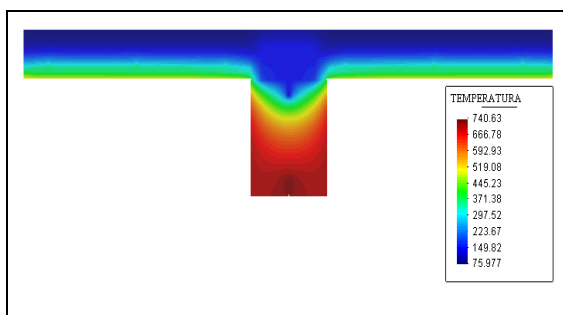


FIGURA 7.20 – Distribuição de temperaturas para 25 min (segunda hipótese).

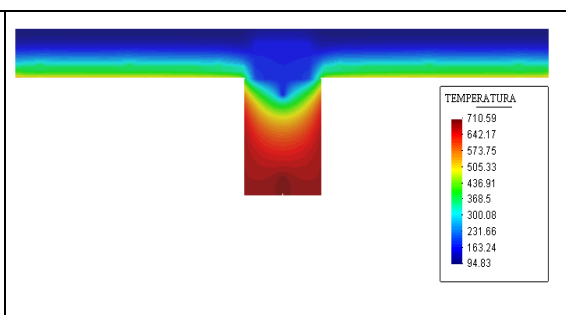


FIGURA 7.21 – Distribuição de temperaturas para 30 min (segunda hipótese).

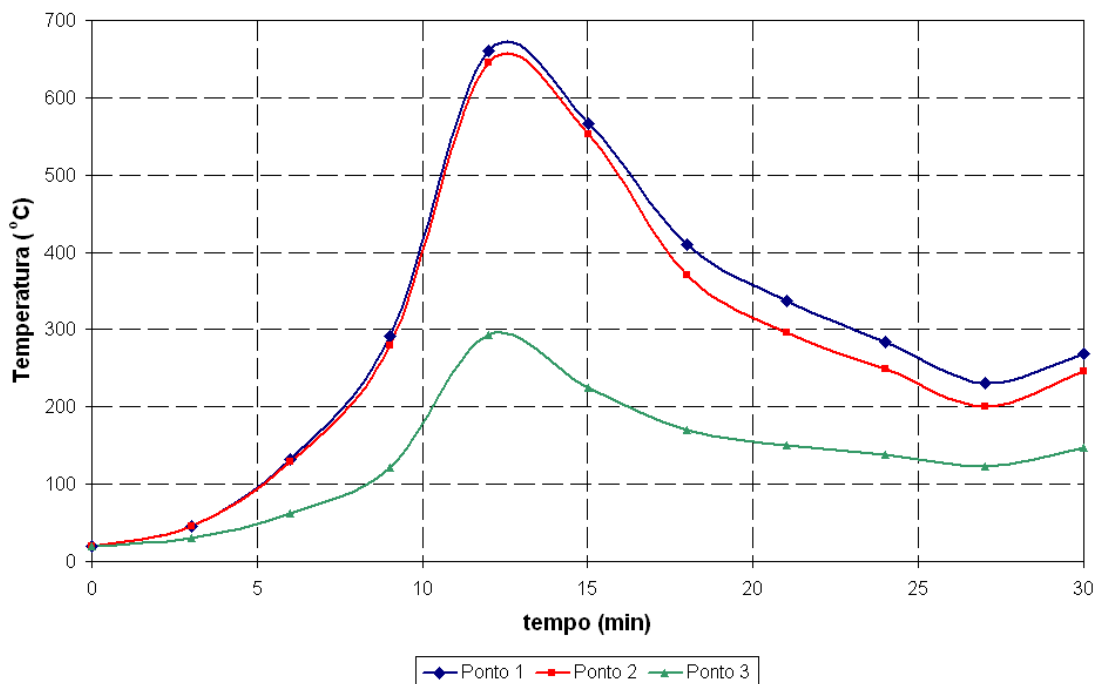


FIGURA 7.22 – Gráfico do aumento de temperatura para o aço (primeira hipótese).

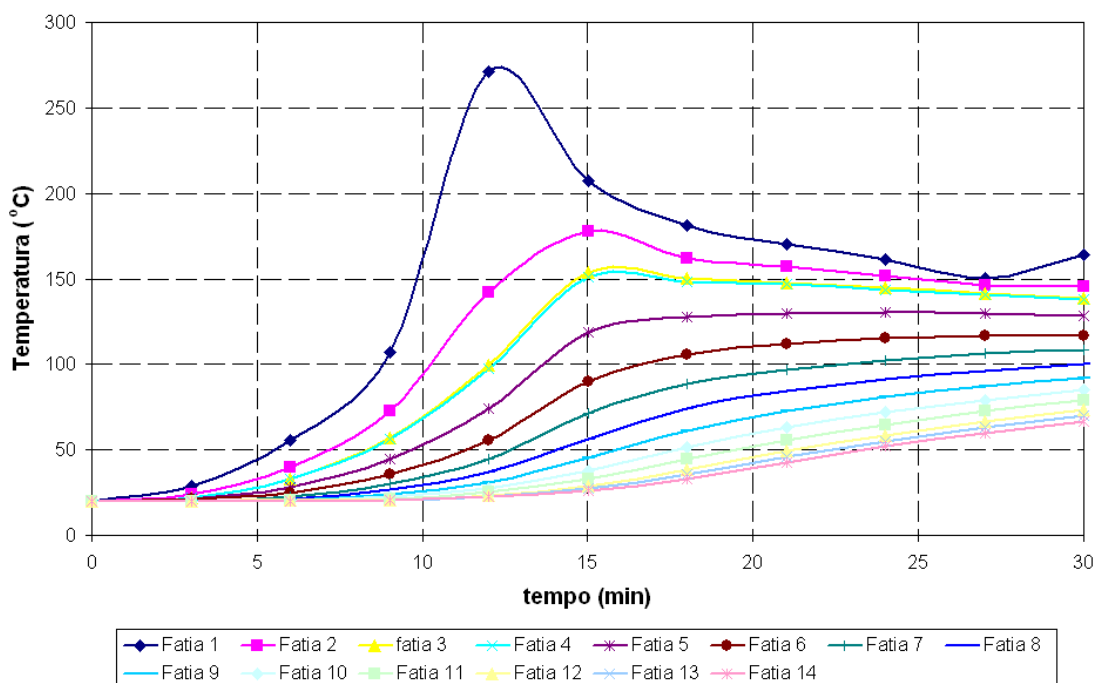


FIGURA 7.23 – Gráfico do aumento de temperatura para a laje de concreto (primeira hipótese).

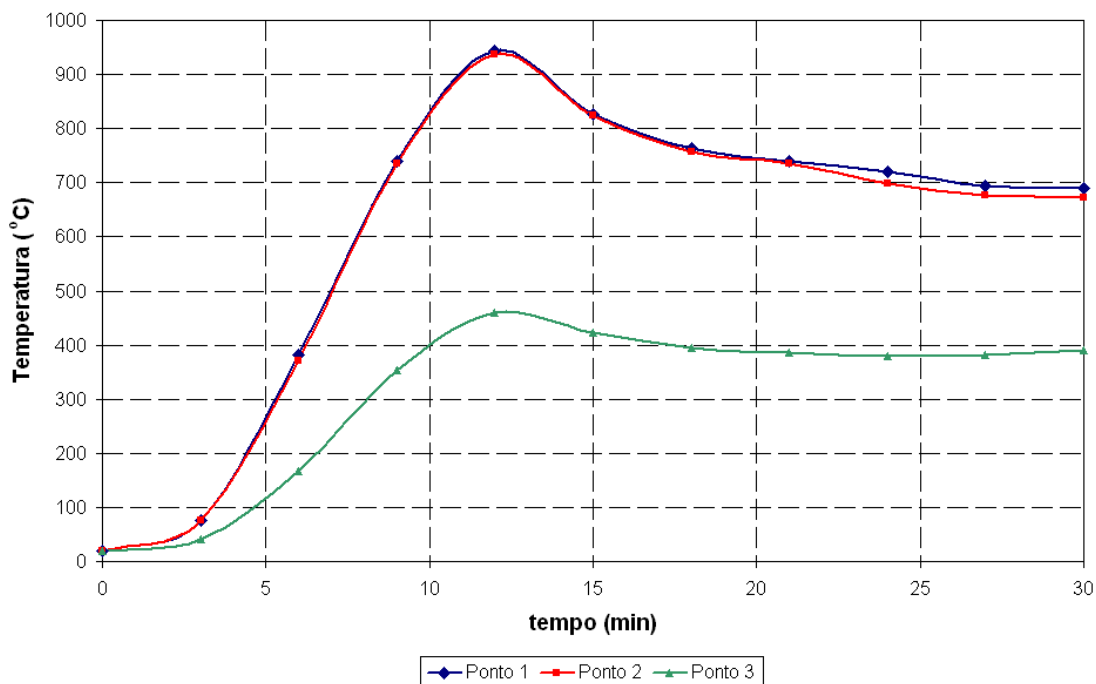


FIGURA 7.24 – Gráfico do aumento de temperatura para o aço (segunda hipótese).

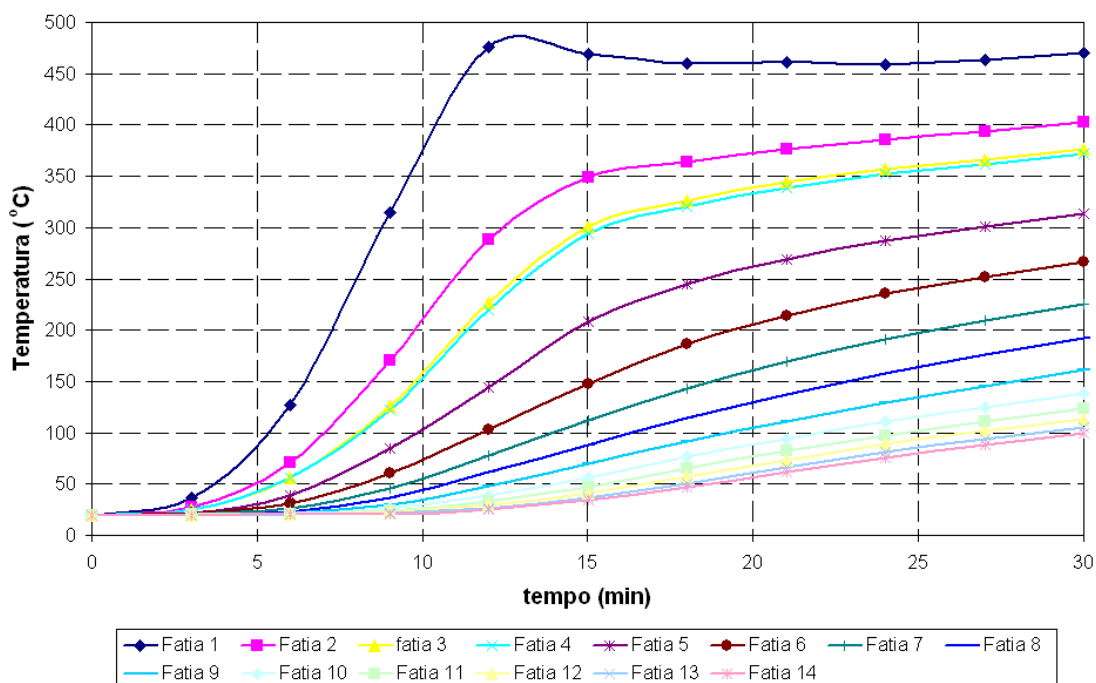


FIGURA 7.25 – Gráfico do aumento de temperatura para a laje de concreto (segunda hipótese).

8

Análise Estrutural via *Software VULCAN* e Verificação Estrutural via Método Simplificado

8.1 Generalidades

Segundo o projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003, entende-se por dimensionamento em situação de incêndio a verificação da estrutura, com ou sem proteção contra incêndio, no que se refere à estabilidade e à capacidade resistente aos esforços solicitantes em temperatura elevada, a fim de se evitar o seu colapso em condições que prejudiquem a fuga dos usuários da edificação e, quando for o caso, prejudiquem a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para as ações de combate ao fogo, aumentem o risco de propagação do fogo ou de calor e o risco à vizinhança.

8.2 Análise estrutural via *software VULCAN*

8.2.1 Introdução

O *VULCAN* é um *software* de análise estrutural, baseado no MEF, que permite a modelagem tridimensional do comportamento global das estruturas de edifícios em situação de incêndio. A análise considera a ação em toda a estrutura e inclui as não-linearidades geométrica e do material.

As curvas-padrão de tensão-deformação e a completa característica de expansão térmica são incorporadas como funções de temperatura para ambos os materiais, concreto e aço, com distribuição uniforme ou não uniforme de temperatura. A natureza ortotrópica das lajes, tipo *Steel Deck*, é representada pelo uso do conceito da rigidez efetiva, e são dadas opções para ligações semi-rígidas e interação parcial entre seções de aço e lajes de concreto.

O *VULCAN* foi desenvolvido especificamente para a análise do desempenho de edifícios em situação de incêndio. A interface gráfica faz a entrada de dados e a interpretação dos resultados se procederem de forma fácil e rápida, permitindo também que usuários que não sejam especialistas em elementos finitos possam utilizar o *software*.

O *VULCAN* foi desenvolvido por uma das instituições mais respeitadas no mundo na área de incêndio, a *University of Sheffield*, Inglaterra, o que dá maior credibilidade às suas análises e resultados no meio científico.

8.2.2 Modelagem numérica

Terminada a análise térmica, é feito um estudo sobre a resistência da viga mista através do *software VULCAN*.

Porém, para o uso desse *software* no desenvolvimento deste trabalho, foi feita uma adaptação no modelo da viga mista, pois a interface gráfica do *software* não permite a introdução de perfis (diferentes de perfis I) com espessuras menores que 5 mm. Assim,

o perfil Caixa 130x170x25x2,0 foi substituído por um perfil I equivalente, com a mesma área, mesma altura, mesmo momento de inércia e mesma espessura das mesas, de forma tal que não se alterou a posição da linha neutra plástica da viga mista, mantendo a mesma resistência.

Assim temos que:

$$A = (d - 2.t_f).t_w + 2.t_f.b_f \quad (8.1)$$

$$14 = (17 - 2.0,2).t_w + 2.0,2.b_f \quad (8.2)$$

$$14 = 16,6.t_w + 0,4.b_f \quad (8.3)$$

$$I = \frac{(d - 2.t_f)^3.t_w}{12} + \frac{2.b_f.t_f^3}{12} + 2.b_f.t_f \cdot \left[\frac{(d - t_f)}{2} \right]^2 \quad (8.4)$$

$$539,48 = \frac{(17 - 2.0,2)^3.t_w}{12} + \frac{2.b_f.0,2^3}{12} + 2.b_f.0,2 \cdot \left[\frac{(17 - 0,2)}{2} \right]^2 \quad (8.5)$$

$$539,48 = 381,191.t_w + 0,00133.b_f + 28,224.b_f \quad (8.6)$$

$$539,48 = 381,191.t_w + 28,225.b_f \quad (8.7)$$

Resolvendo o sistema linear formado pelas Eq.(8.3) e Eq.(8.7), obtém-se:

$$t_w = 0,57cm \quad (8.8)$$

$$b_f = 11,45cm \quad (8.9)$$

onde:

- d é a altura total do perfil;
- t_f é a espessura da mesa do perfil;
- t_w é a espessura da alma perfil;
- b_f é a largura da mesa perfil.

Como o perfil é classe 3 (vide item 3.4), é justificável sua substituição pelo perfil I equivalente.

Na FIG. 8.1 é apresentada a seção transversal da viga constituída pelo perfil I equivalente, bem como o seu carregamento.

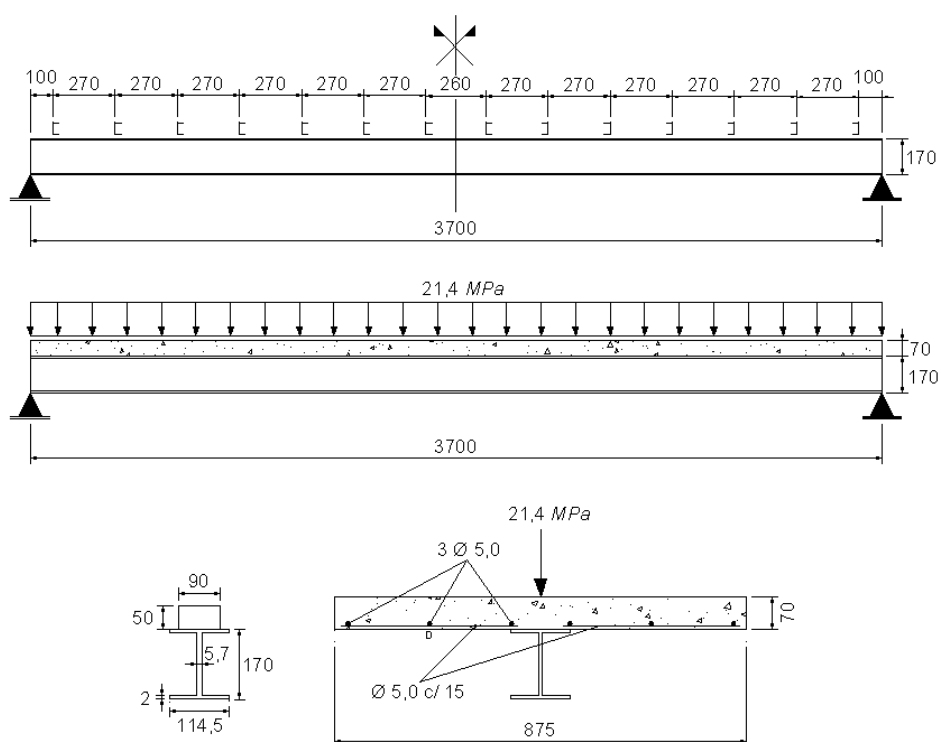


FIGURA 8.1 – Vista lateral e transversal da viga mista.

Na FIG. 8.2 é mostrada a tela principal do *VULCAN* com a geometria do modelo em 3D.

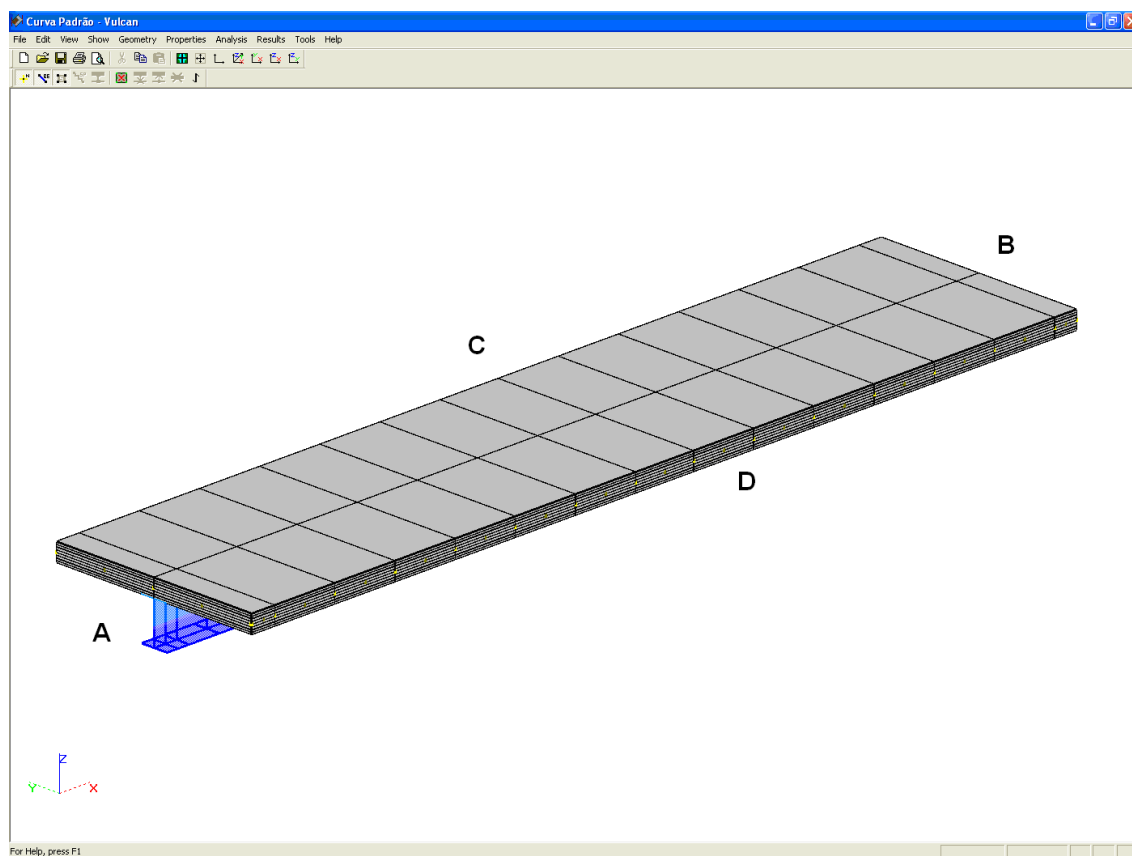


FIGURA 8.2 – Tela principal do *VULCAN* mostrando a geometria da viga mista em 3D.

A FIG. 8.3 mostra a tela de definição das propriedades do aço. Nessa tela podem ser ajustados parâmetros como a resistência ao escoamento, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Para o módulo de elasticidade e para o coeficiente de Poisson, foram adotados valores normais para o aço.

Como exposto anteriormente no Capítulo 5, o aço utilizado é o USI SAC-300, fabricado pela USIMINAS, com resistência ao escoamento, f_y , igual a 300 MPa e resistência à ruptura na tração, f_u , igual a 450 MPa.

Steel Material Properties

Add Edit Delete

Steel Material No. 1

Yield Stress 300 N/mm²

Youngs Modulus 210000 N/mm²

Poisson 0.3

FIGURA 8.3 – Tela de definição das propriedades do aço.

A FIG. 8.4 apresenta a tela de definição das propriedades do concreto, onde podem ser ajustadas propriedades como: f_{ckn} (resistência característica do concreto normal à compressão), densidade do concreto e coeficiente de Poisson.

O concreto adotado neste trabalho tem f_{ckn} igual a $20MPa$ e seu peso é caracterizado como sendo normal. As demais propriedades apresentadas nesta tela permitem a representação das características ortotrópicas para um piso constituído por um *deck* metálico composto, quando for o caso. Como neste trabalho é avaliado o comportamento estrutural de uma viga mista isolada, tais valores devem permanecer unitários.

Concrete Material Property

Add Edit Delete Attach

Material 1 Weight Normal

Compression Strength 20.000 N/mm² Parallel Stiffness 1.000

Cracked Shear Factor 0.250 Perpendicular Stiffness 1.000

Poissons Ratio 0.200

FIGURA 8.4 – Tela de definição das propriedades do concreto.

Na FIG 8.5 são definidas as propriedades do aço para as armaduras, podendo ser editadas propriedades como: resistência ao escoamento, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e o processo de fabricação do aço. No presente trabalho, são utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetro de 5 mm para as armaduras longitudinal e transversal.



FIGURA 8.5 – Tela de definição das propriedades do aço das armaduras.

A FIG 8.6 apresenta a tela de edição do perfil metálico, onde pode ser fornecido o tipo de seção, sua largura e altura, a espessura da mesa e a espessura da alma.

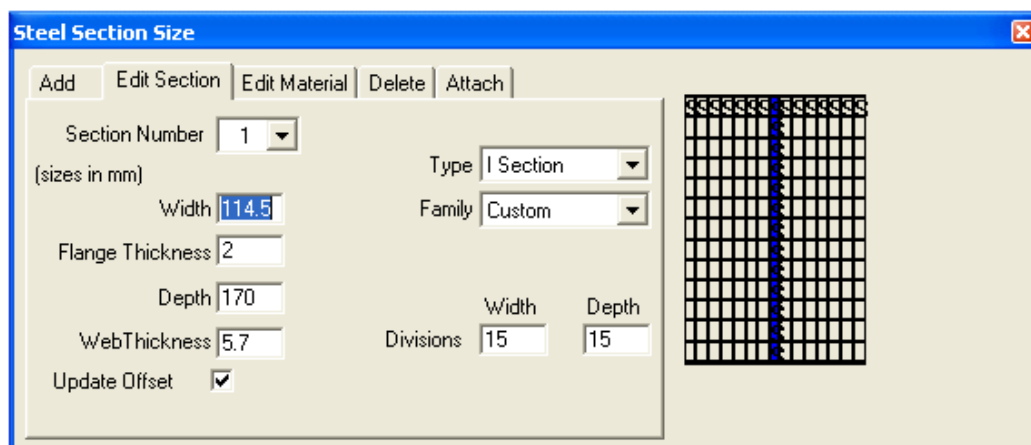


FIGURA 8.6 – Tela de definição da seção transversal da viga de aço.

Para a entrada de dados sobre as propriedades da seção transversal de concreto, o *software* usa um artifício, onde a seção transversal da laje é dividida em camadas. Cada

camada representa uma faixa da laje de concreto e a armadura da laje é representada como se fosse uma chapa de aço, onde sua espessura é determinada através da taxa de armadura por metro em cada direção.

A FIG 8.7 apresenta a tela de definição das propriedades da seção transversal de concreto, onde podem ser editados e criados novos *layers* (camadas) e modificadas as propriedades das barras de aço das armaduras.

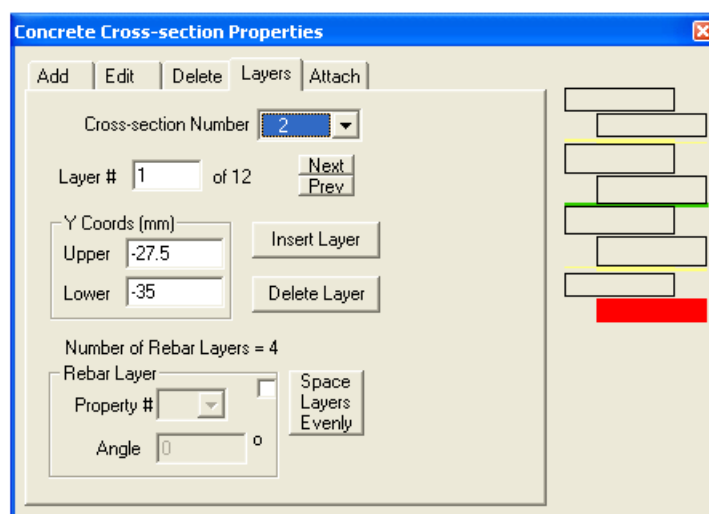


FIGURA 8.7 – Tela de definição da seção transversal da laje de concreto.

Outra limitação do *software* é ausência da análise térmica, que foi feita como descrito anteriormente através do *software* *THERSYS*. Os resultados da análise térmica foram transportados para o *VULCAN* em forma de curvas de aquecimento do concreto e do aço e em forma de taxas de padrão de aquecimento. Com este artifício, o *software* supõe que a distribuição de temperaturas seja constante em toda a análise, partindo do princípio de que as diferenças obtidas caso se fizesse a análise térmica sejam insignificantes. Além disso, o *software* apresenta certos coeficientes comuns aos materiais usuais de forma simplificada, o que prejudica a precisão dos resultados obtidos.

A FIG 8.8 mostra a tela de definição da curva de aquecimento da laje de concreto, onde pode ser definida a curva que o *software* utilizará em sua análise. O *software* possibilita

o uso de uma curva-padrão de aquecimento, uma curva de aquecimento linear, uma curva de aquecimento bilinear e uma curva de aquecimento definida pelo usuário a partir de um arquivo de texto, com extensão txt.

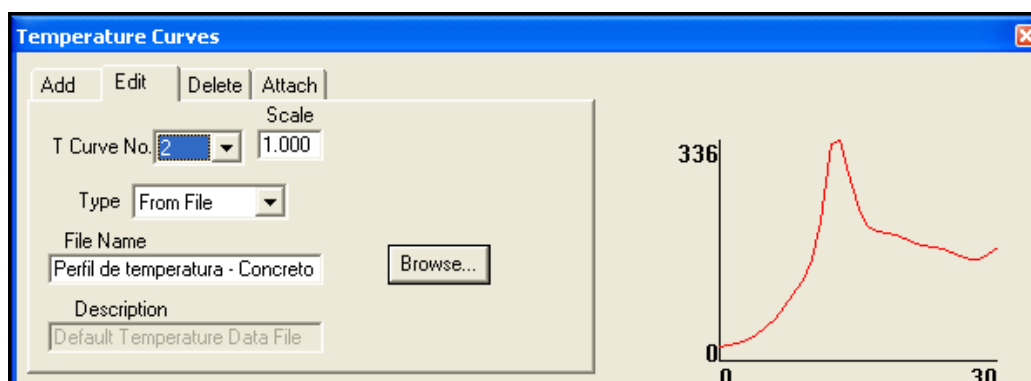


FIGURA 8.8 – Tela de definição da curva de aquecimento da laje de concreto.

Tanto para o concreto como para o aço, as curvas de aquecimento foram obtidas através da análise térmica via *THERSYS*. Essas curvas de aquecimento são mostradas no Capítulo 7 nas FIG. 7.22 a FIG. 7.25.

A FIG. 8.9 mostra a tela de definição da curva de aquecimento do aço.

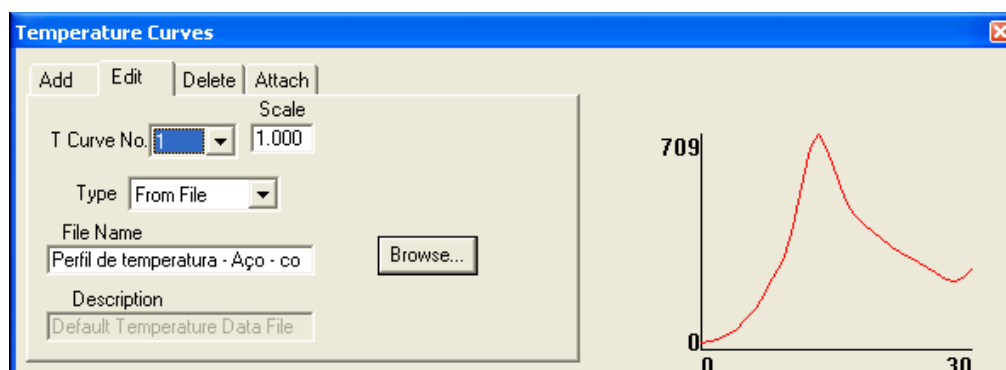


FIGURA 8.9 – Tela de definição da curva de aquecimento do aço.

A FIG 8.10 mostra a tela de definição do padrão de aquecimento da laje de concreto. Nesta tela podem ser ajustados parâmetros como: tipo de aquecimento (uniforme, linear

1D, linear 2D, bilinear e curva definida através de um arquivo de texto), e os percentuais de aquecimento na base da laje, no meio da laje e no topo da laje.

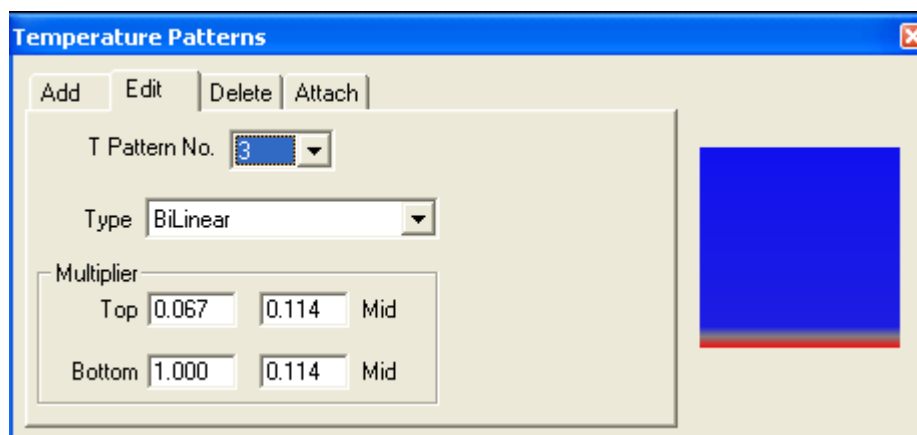


FIGURA 8.10 – Tela de definição do padrão de aquecimento da laje de concreto.

Na FIG 8.11 podem ser ajustados parâmetros relacionados ao tipo de aquecimento ao qual o perfil metálico está condicionado, e os coeficientes de distribuição desta temperatura para os vários elementos do perfil. Ainda nesta tela, podem ser adicionados novos padrões de aquecimento, podem ser apagados os já existentes, bem como podem ser editados e vinculados a outros perfis.

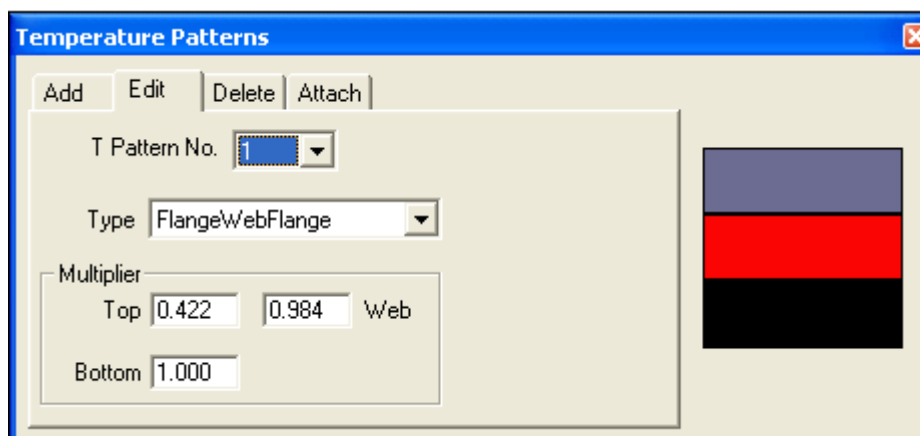


FIGURA 8.11 – Tela de definição do padrão de aquecimento do perfil metálico.

Com os resultados obtidos na análise térmica para pontos na mesa inferior, na alma, e na mesa superior do perfil metálico (pontos 1, 2 e 3 da FIG. 8.12), foram obtidos os

percentuais de aquecimento para aço. Para a laje de concreto, tais percentuais foram obtidos através da análise de pontos sobre a face inferior da laje de concreto, no meio da laje e na face superior da laje (pontos 4, 5 e 6 da FIG. 8.12).

A FIG 8.12 mostra os pontos de análise da temperatura utilizados para os cálculos percentuais de distribuição da temperatura na seção transversal da viga mista.

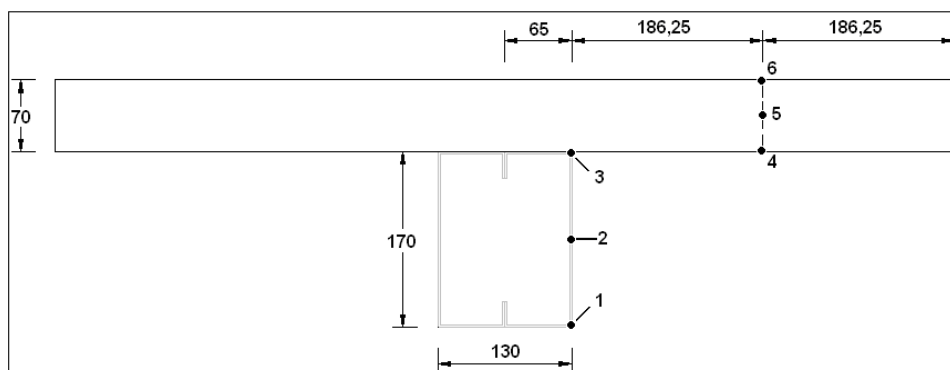


FIGURA 8.12 – Pontos utilizados para os cálculos de percentuais de aquecimento.

Na FIG 8.13 é apresentada a tela para a definição do carregamento. Nessa tela podem ser ajustados os carregamentos impostos ao modelo, que podem ser do tipo pontual, linear, por área ou devido a rotações impostas ao modelo.

Em temperatura ambiente, o valor de cálculo da força uniformemente distribuída na viga é de $21,40 \text{ kN/m}$ (carregamento linear aplicado no plano médio vertical do perfil metálico), para a combinação freqüente de ações recomendada pela ABNT NBR 14762: 2001. A esta força de cálculo corresponde o momento fletor solicitante de cálculo de $36,82 \text{ kN.m}$. Considerando que a viga trabalha com toda a sua capacidade resistente, este é também o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x, $M_{x,Rd}$, conforme determinado por ensaios experimentais realizados na UFMG (OLIVEIRA, 2001).

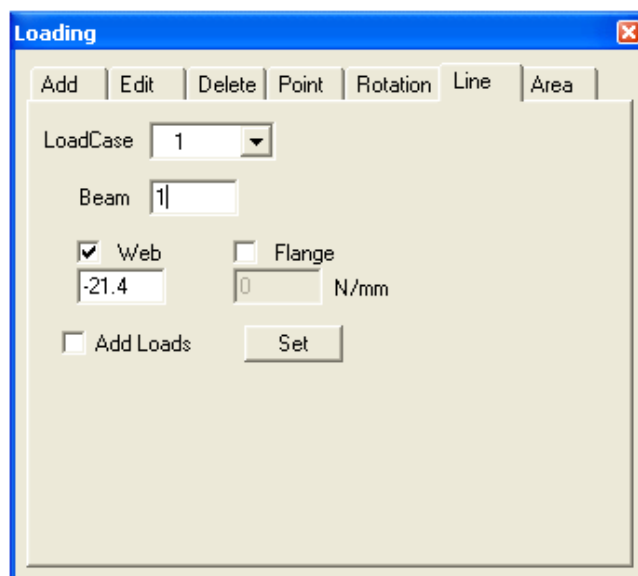


FIGURA 8.13 – Tela de definição do carregamento.

A FIG 8.14 apresenta a tela para a definição das condições de contorno. Nessa tela pode-se ajustar as condições de extremidade de qualquer nó do modelo.

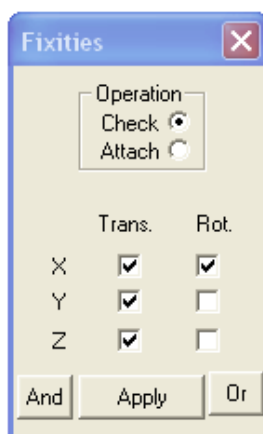


FIGURA 8.14 – Tela de definição das condições de contorno.

Neste trabalho foram consideradas as seguintes condições de contorno: (vide FIG. 8.2)
 Extremidade A: deslocamentos impedidos em todas as direções; rotações liberadas em todos os planos verticais.
 Extremidade B: deslocamentos liberados apenas na direção X; rotações liberadas em todos os planos verticais.

Extremidades C e D: deslocamentos liberados apenas na direção Z; rotações liberadas em todos os planos verticais.

A FIG. 8.15 apresenta a tela de monitoramento da análise, onde são mostrados o número do carregamento, o número de interações e o tempo de análise do modelo ao carregamento imposto.

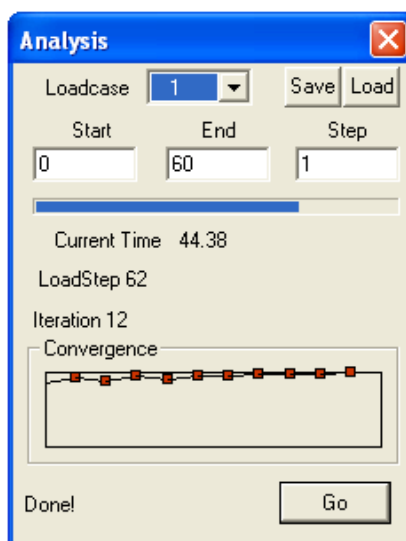


FIGURA 8.15 – Tela de controle da análise.

Na FIG 8.16 é apresentada a tela de resultados mostrando a configuração deformada da viga mista ao final da análise.

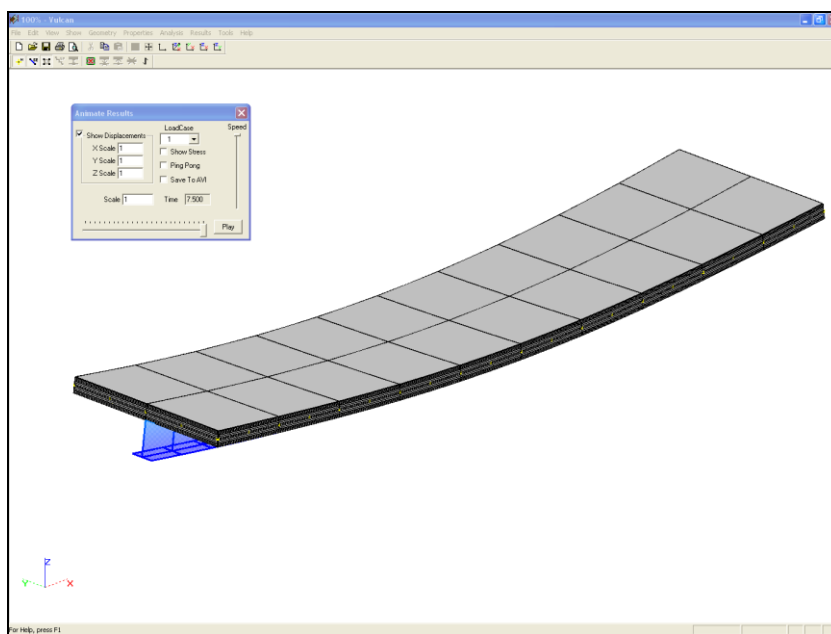


FIGURA 8.16 – Tela de análise dos resultados mostrando a deflexão da viga.

8.2.3 Resultados

Para a verificação em temperatura elevada, foram impostos carregamentos equivalentes a 30%, 50%, 70% e 100% de $M_{x,Rd}$, considerando que as combinações de ações para os estados limites últimos em temperatura elevada, segundo a ABNT NBR 14323: 1999, correspondem a proporções que variam de 50% a 70% do valor de cálculo da resistência em temperatura ambiente do elemento estrutural.

Os resultados obtidos são mostrados nas FIG. 8.17 e FIG. 8.18 para faixas de carregamento de 30%, 50%, 70% e 100% da resistência $M_{x,Rd}$. Estas figuras mostram também as flechas obtidas em função do tempo do incêndio.

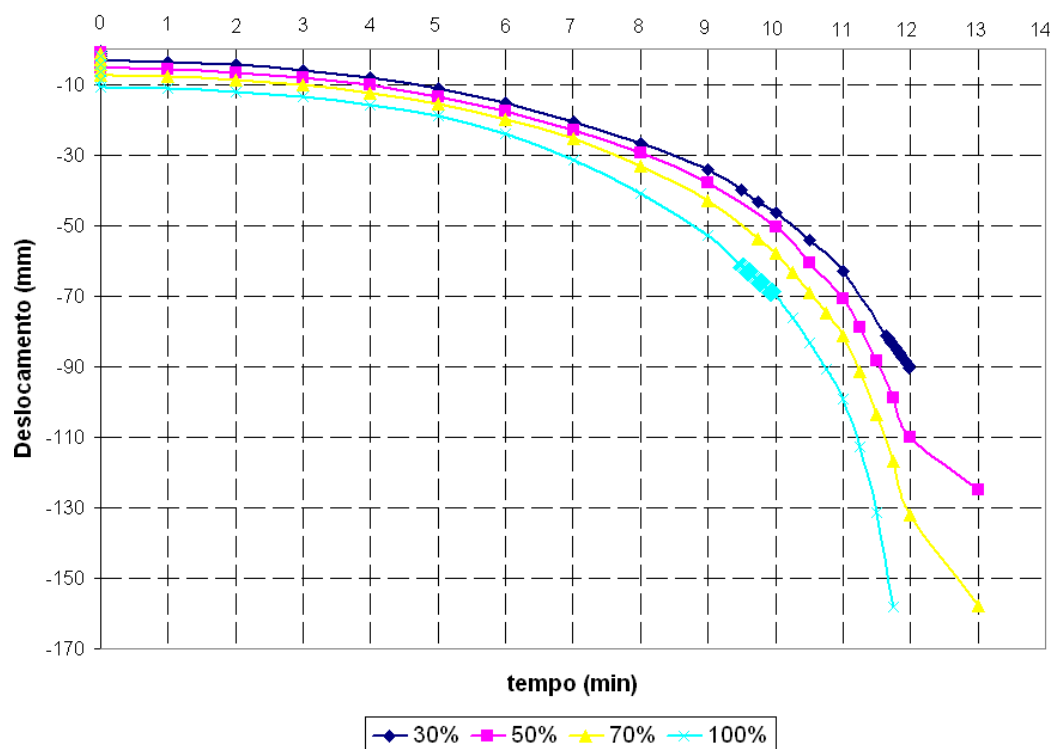


FIGURA 8.17 – Flechas obtidas na seção central da viga.
(considerando a primeira hipótese)

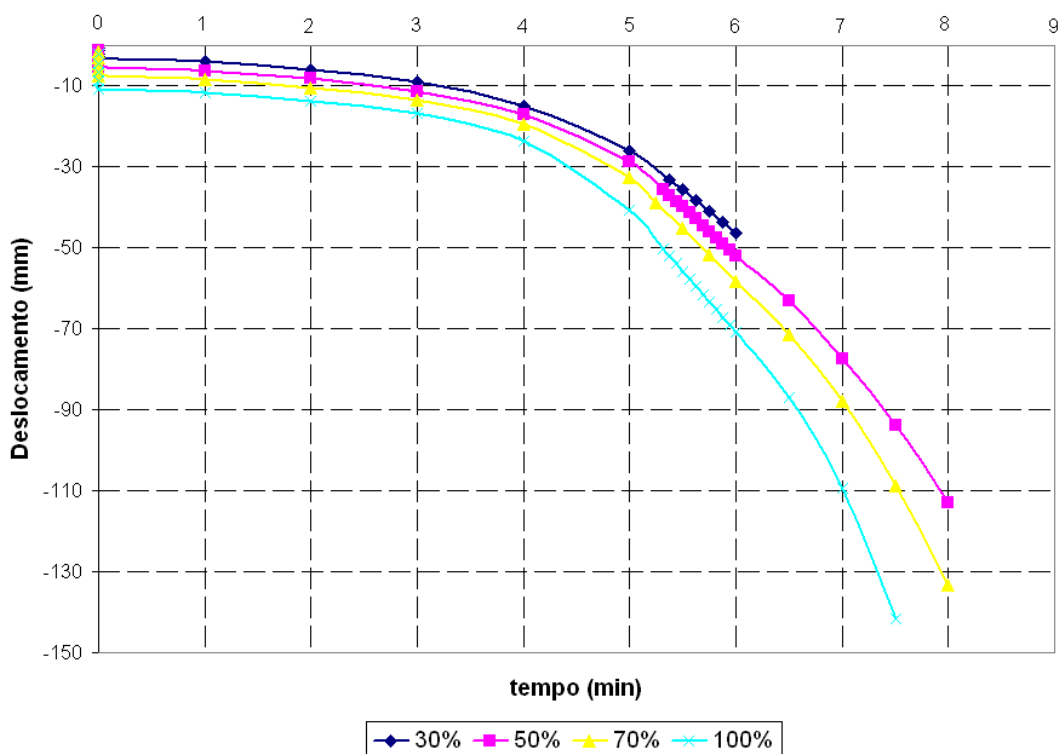


FIGURA 8.18 – Flechas obtidas na seção central da viga.
(considerando a segunda hipótese)

8.3 Verificação estrutural via método simplificado

Neste item é feita uma verificação estrutural baseada no método simplificado de dimensionamento, proposto pelo projeto de revisão da ABNT NBR 14323: 2003, porém com algumas adaptações. A formulação do método simplificado é apresentada no Capítulo 4, sendo que a seguir são mostradas as adaptações feitas para este trabalho, visando à obtenção do momento fletor resistente de cálculo na região de momento positivo da viga mista.

O método simplificado de dimensionamento pode ser aplicado para vigas mistas compostas por perfis I suportando laje de concreto moldada *in loco* e que possuem a relação de esbeltez da alma de modo a atender a Eq.(4.25). Porém, a viga mista considerada neste trabalho possui como componente de aço o perfil Caixa 130x170x25x2,0. Como este perfil não atende a aplicabilidade do método, é usado o mesmo artifício apresentado em 8.2.2 para a obtenção de um perfil I equivalente.

Como o perfil de aço não se encontra protegido contra incêndio, a distribuição de temperatura no mesmo é tomada como não-uniforme, com a seção transversal dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior), de acordo com a FIG.4.2. Considera-se neste caso que não ocorra transferência de calor entre estas partes e nem entre a mesa superior e a laje de concreto. A temperatura considerada para cada elemento isolado foi tomada de acordo com os resultados da análise térmica via *THERSYS* mostrados no Capítulo 7 (ver FIG. 7.10 a FIG. 7.25).

Para a laje de concreto, a distribuição de temperatura foi tomada constante ao longo de sua largura efetiva b . De forma simplificada, considerou-se a temperatura uniforme ao longo da espessura t_c (ver FIG. 4.2) da laje de concreto.

O método simplificado propõe que seja feita uma média aritmética para determinar uma temperatura de referência ao longo da espessura t_c da laje de concreto. Assim, a distribuição de temperatura na espessura da laje (temperatura média) foi obtida dividindo-se esta espessura em 14 fatias de 5 mm cada e tomando-se a temperatura em cada fatia de acordo com os resultados obtidos na análise térmica no Capítulo 7 deste

trabalho (ver FIG. 7.23 e FIG. 7.25).

Com a elevação da temperatura, a resistência característica do concreto de densidade normal à compressão e o módulo de elasticidade se reduzem de acordo com as seguintes expressões:

$$f_{ckn,\theta} = k_{cn,\theta} f_{ckn} \quad (8.10)$$

$$E_{cn} = 4760 \sqrt{f_{ckn}} \quad (8.11)$$

$$E_{cn,\theta} = k_{Ecn,\theta} E_{cn} \quad (8.12)$$

onde:

- E_{cn} e f_{ckn} são dados em *MPa*;
- $k_{cn,\theta}$ é o fator de redução do concreto de densidade normal em temperatura elevada;
- f_{ckn} é a resistência característica do concreto de densidade normal em temperatura ambiente;
- $k_{Ecn,\theta}$ é o fator de redução do concreto de densidade normal em temperatura elevada.

Os fatores de redução para o aço e para o concreto são obtidos com base nas FIG. 3.15 e 3.16 e nas TAB. 3.6 e TAB. 3.7.

8.3.1 Análise dos resultados

Para a primeira hipótese de ventilação do apartamento, considerando-se a análise com a curva de incêndio natural via *SMARTFIRE* (2004) e o método simplificado adaptado, determinou-se para o momento resistente de cálculo em temperatura elevada os valores iguais a 15,41 *kN.m*, 16,10 *kN.m*, 13,80 *kN.m* e 11,62 *kN.m* de acordo com os fatores de redução apresentados pelo ECCS (2001), por MECCOZZI e ZHAO (2005), pelo EC3

(2003) e por MAKELAINEN e MILLER (1983), respectivamente. Para a segunda hipótese de ventilação, estes valores são 19,23 *kN.m*, 19,51 *kN.m*, 16,81 *kN.m* e 13,22 *kN.m* também de acordo com os fatores de redução apresentados pelas normas de dimensionamento e autores citados anteriormente.

Os valores dos momentos fletores resistentes de cálculo são apresentados na TAB. 8.1 (coluna E), que também apresenta os valores dos momentos solicitantes de cálculo em temperatura elevada (coluna D) e correspondem aos carregamentos impostos equivalentes a 30%, 50%, 70% e 100% do momento fletor resistente de cálculo em temperatura ambiente, $M_{x,Rd}$. Constam ainda na TAB. 8.1 os valores das flechas na seção central da viga e dos tempos decorridos para sua ocorrência, obtidos com a análise via *VULCAN*.

Este *software* considera como critério de parada o esgotamento da resistência total da viga mista. Assim, para um carregamento de 50% de $M_{x,Rd}$ o momento resistente em temperatura elevada segundo o *VULCAN* é de 18,41 *kN.m*, que corresponde à flecha da seção central no intervalo de vão/30 a vão/20 do vão. Comparando-se os resultados, nota-se que, mesmo quando se considera no método simplificado uma distribuição mais precisa de temperaturas, os resultados obtidos são melhores para os fatores de redução para a resistência ao escoamento dos PFF apresentados em pesquisas mais recentes. Note-se também (coluna G) que alguns dos valores de flechas obtidos pelo *VULCAN* não alcançaram os valores máximos admissíveis para as flechas. Isto ocorreu porque, durante a análise, o *software* apresentou problemas de convergência, não levando, portanto a análise até o estado limite último da viga mista.

Admitindo-se todas as hipóteses consideradas na análise avançada, verifica-se que a força resistente da viga em temperatura elevada foi alcançada em 13 *min*, com o valor do momento fletor resistente obtido com o emprego do método avançado de análise estrutural e térmica 53% maior que o valor do momento fletor resistente de cálculo em temperatura elevada determinado segundo o método simplificado adaptado utilizado no presente trabalho.

TABELA 8.1 – Resumo da análise estrutural.

A	B	C	D	E				F		G	
				Momento resistente de cálculo (método simplificado) (kN.m)				Intervalo de valores máximos recomendados para as flechas		Valores de flechas obtidas via VULCAN	
Curva de incêndio	% $M_{x,Rd}$	Valor de cálculo da ação em temperatura elevada (kN/m)	Momento solicitante de cálculo em temperatura elevada (kN.m)	ECCS	MECCOZZI/ ZHAO	EC3	MAKELAINEN/ MILLER	vão/20 (mm)	vão/30 (mm)	tempo (min)	flecha (mm)
Curva de incêndio natural (via <i>SMARTFIRE</i>) considerando a primeira hipótese	30%	6,42	10,98	15,41	16,10	13,80	11,62	185	123	11,98	90,26
	50%	10,70	18,41					185	123	13,00	124,99
	70%	14,98	25,63					185	123	13,00	157,89
	100%	21,40	36,62					185	123	11,75	158,25
Curva de incêndio natural (via <i>SMARTFIRE</i>) considerando a segunda hipótese	30%	6,42	10,98	19,23	19,51	16,81	13,22	185	123	6,00	46,42
	50%	10,70	18,41					185	123	8,00	112,79
	70%	14,98	25,63					185	123	8,00	133,13
	100%	21,40	36,62					185	123	7,50	141,60

9

Conclusões

9.1 Conclusões

O presente trabalho analisou o comportamento e a resistência de uma viga mista de aço e concreto em perfis formados a frio, em um cenário de incêndio natural em um pequeno apartamento de baixo custo. O estudo compreendeu o modelamento nos softwares *SMARTFIRE*, *THERSYS* e *VULCAN* e a aplicação do método simplificado de dimensionamento recomendado pela norma brasileira ABNT NBR 14323: 1999, que tem como base o EUROCODE 4 – parte 1.2.

O modelamento com o software *SMARTFIRE* mostrou que a compartimentação, apesar de imperfeita devido à ausência de porta corta fogo, funcionou perfeitamente quando a análise foi feita segundo primeira hipótese (portas e janelas externas abertas). Quando se considerou a segunda hipótese (portas e janelas externas fechadas) houve um efeito de confinamento dos gases, deixando a temperatura elevada no interior do apartamento mesmo após o consumo de todo o material combustível. De um modo geral, as maiores temperaturas foram atingidas no tempo de 12 min quando se considerou a primeira hipótese, e a aproximadamente 10 min para a segunda hipótese. Foram obtidas curvas

de temperaturas dos gases quentes junto à viga mista em toda sua direção longitudinal. Verificou-se que as maiores temperaturas foram obtidas na seção central da viga mista, sendo que a máxima temperatura alcançada para a primeira hipótese foi de $880,33^{\circ}\text{C}$ e para a segunda hipótese foi de $967,22^{\circ}\text{C}$.

As análises térmicas realizadas com o *software THERSYS* mostraram que as temperaturas no perfil metálico chegaram a 601°C para a primeira hipótese e a 852°C para a segunda hipótese. Na laje de concreto observou-se que na fatia 1 (fatia mais aquecida), a temperatura chegou a 271°C para a primeira hipótese e a 476°C para a segunda hipótese. Verificou-se ainda que a mesa superior do perfil metálico, por estar em contato direto com a laje de concreto, apresentou um acentuado efeito de arrefecimento com temperaturas mais baixas em relação à alma e à mesa inferior do perfil metálico.

Com o *software VULCAN*, empregado na análise estrutural, foi possível alcançar o estado limite último da viga mista, tomando-se como referência a flecha máxima admissível em temperatura elevada. Apesar de ser baseado em uma teoria consistente como a do MEF, o *software* apresenta alguns parâmetros simplificadores relativos aos materiais comumente utilizados, que limitam um pouco a sofisticação requerida para a análise, e não permite a inserção de seções transversais diferentes do I e com espessuras de chapa menores que 5 mm. Isto pode ter causado alguma imprecisão nos resultados da análise estrutural.

A verificação estrutural feita utilizando-se o método simplificado de dimensionamento - com algumas adaptações, permitiu concluir que, mesmo considerando a distribuição mais exata de temperaturas na seção transversal da viga mista, os momentos resistentes de cálculo obtidos resultaram demasiadamente conservadores em comparação com os resultados obtidos com o VULCAN. As comparações dos resultados foram feitas para carregamentos impostos equivalentes a 50% do momento resistente determinado via ensaio, $M_{x,Rd}$, porque geralmente as combinações de ações para os estados limites últimos em temperatura elevada correspondem a proporções que variam de 50% a 70% do valor de cálculo da resistência em temperatura ambiente do elemento estrutural.

Admitindo-se todas as hipóteses consideradas na análise avançada, conclui-se que a força resistente da viga em temperatura elevada foi alcançada em 13 min (correspondente ao valor da flecha obtida com o VULCAN no intervalo de vão/20 e vão/30), com o momento fletor resistente obtido com o emprego deste método avançado de análise estrutural e térmica 19% (fatores de redução do ECCS) e 33% (fatores de redução EC3) maior que o valor do momento fletor resistente de cálculo em temperatura elevada determinado segundo o método simplificado adaptado utilizado no presente trabalho. Conclui-se que o elemento estrutural apresenta níveis aceitáveis de segurança.

Considerando-se as diferenças obtidas com o emprego do método avançado e do método simplificado de cálculo, com as adaptações feitas na presente pesquisa, conclui-se pela necessidade de calibração deste último visando ao dimensionamento de vigas mistas com perfis formados a frio.

Para que os resultados determinados segundo o método simplificado adaptado se aproximem mais dos resultados obtidos com o emprego dos métodos avançados de análise, apresenta-se como proposta da pesquisa a adoção de fatores de redução para o aço menos conservadores que aqueles apresentados no EUROCODE 3 – parte 1.2. Para isto, deve-se levar em conta a possibilidade de classificação da seção transversal quanto à sua esbeltez (Classe 3, no caso da viga estudada na presente pesquisa), o que permitiria utilizar os mesmos fatores de redução para o aço dos perfis soldados e laminados (também de classe 3 ou menor que esta), de acordo com o EC3 (2005), a ABNT NBR 14323: 1999 e seu projeto de revisão.

9.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para a continuidade das pesquisas sobre a resistência e o comportamento das vigas mistas com perfis formados a frio em temperatura elevada, propõe-se:

- a) Realização de um estudo paramétrico, variando a altura do perfil e a espessura da laje de concreto armado, entre outros parâmetros, visando à calibração do

método simplificado para o dimensionamento das vigas mistas em perfis formados a frio;

- b) Análise das vigas mistas com perfis formados a frio e laje mista com forma de aço incorporada (deck metálico);
- c) Análise das vigas mistas com perfis formados a frio e laje com painéis de concreto celular autoclavado sob capa de concreto moldado in loco.

Referências Bibliográficas

1. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (AISI). “Cold-Formed Steel Design Manual”. Washington, 1997.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio” - NBR 14323, Rio de Janeiro, 1999.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Dimensionamento de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas Aço-Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio” - Projeto de Revisão da NBR 14323, Rio de Janeiro, Agosto de 2003.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios” - NBR 8800, Rio de Janeiro, 1986.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas Aço-Concreto de Edifícios” - Projeto de Revisão da NBR 8800, Rio de Janeiro, Agosto de 2003.

6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio” - NBR 14762, Rio de Janeiro, 2001.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações” - NBR 14432, Rio de Janeiro, 2000.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Perfis estruturais de aço formados a frio” - NBR 6355, Rio de Janeiro, 1980.
9. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização” - NBR 6355, Rio de Janeiro, 2003.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Execução” - NBR 6118, Rio de Janeiro, 1980.
11. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Actions on Structures”. (Parte 1.2). Eurocode 1 – ENV 1991-1-2. Bruxelas, 2002.
12. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures. Structural Fire Design”. (Parte 1.2). Eurocode 3 – ENV 1993-1-2. Bruxelas, 1995.
13. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures. Structural Fire Design”. (Parte 1.2). Eurocode 3 – ENV 1993-1-2. Bruxelas, 2005.

14. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Steel Structures. Structural Fire Design”. (Parte 1.3). Eurocode 3 – ENV 1993-1-3. Bruxelas, 1996.
15. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. “Design of Composite Steel and Concrete Structures. Structural Fire Design”. (Parte 1.2). Eurocode 4 – ENV 1994-1-2. Bruxelas, 2005.
16. EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. Primeira edição, Maio de 2001.
17. EVER J., JIA F., GRANDISON A., GALEA E. e PATEL M. “SMARTFIRE V4.0 User Guide and Technical Manual”. Fire Safety Engineering Group, University of Greenwich, Reino Unido, 2004.
18. FIGUEIREDO JR. F. P. “Simulação Via Método dos Elementos Finitos da Distribuição de Temperatura em Estruturas Metálicas e Mistas no Caso de Incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2002.
19. GERLICH, J. T., Collier, P. C. R; Buchanan, A. H., “Design of Light Steel-Framed Walls for Fire Resistance”, Fire and Materials, Vol. 20, no 2, 1996, pp. 79-96.
20. GID. “Pré e Pós Processador”. Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia. (CINME). Barcelona 2000.
21. KAITILA, O. “Cold-Formed Steel in Fire Conditions”. Helsinki University of Technology - Laboratory of Steel Structures - TKK-TER-15, 2000.

22. KLIPPSTEIN, K. H., “Strength of Cold-Formed Steel Stud Exposed to Fire”, Proceedings of the Fourth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, MO, Vol. 1, Junho, 1978.
23. LEE, J., MAHENDRAN, M. and MAKELAINEN, P. (2003). “Prediction of Mechanical Properties of Light Gauge Steels at Elevated Temperatures”. Journal of Construction Steel Research, p.p. 1517-1532.
24. MAKELAINEN, P.; MILLER, K., “Mechanical Properties of Cold-Formed Galvanized Sheet Steel Z32 at Elevated Temperatures”, Helsinki University of Technology, Finlândia, Abril 1983.
25. MECOZZI, E. e ZHAO, B. “Development of Stress-Strain Relationships of Cold Formed Lightweight Steel at Elevated Temperatures”. Eurosteel 1995.
26. NIST – National Institute of Standards and Technology (www.nist.gov).
27. NYLANDER, H. “Initially Deflected Thin Plate with Initial Deflection to Additional Deflection”. Preprinted from the eleventh Volume of the Publications, IABSE, Zurique, Suíça, 1951.
28. RANBY, A. “Structural Fire Design of Thin Walled Steel Sections”. Licentiate Thesis. Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology. Swedish Institute of Steel Construction, 1999.
29. RANAWAKA, T. e MAHENDRAN. M. “Mechanical Properties of Thin Steels at Elevated Temperatures”. SIF 2006.
30. RIBEIRO, J. C. L. “Simulação Via Método dos Elementos Finitos da Distribuição Tridimensional de Temperatura em Estruturas em Situação de Incêndio”. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, 2004.

31. SILVA, V. P. “Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”. Zigurate Editora. São Paulo. 2001.
32. SILVA, V. P., RODRIGUES F. C., FAKURY R. H. e PANNONI D. “A Real Fire in Small Apartment – A Case Study”. SIF 2006.
33. StBK-N5 - Norma Sueca. Norm for tunnplatskonstruktioner 79, Stantens stalbyggnadskomite, Svensk Buggtjanst, Estocolmo, Suécia, 1980.
34. VILA REAL, P. M. M. e OLIVEIRA, C. A. M. “Modelação Numérica do Comportamento Térmico de Perfis Metálicos e Vigas Mistas Sob a Ação do Fogo”. Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista. Porto, 1997.
35. WINTER, G. (1959). “Cold-formed, light-gage steel construction”. Journal of the Structural Engineering, ASCE, v.85, n.ST9, v.151-173, Novembro.
36. ZÁRATE, F. C. e OÑATE F. “Caltep: Programa para el Cálculo Transitorio de la Acuación de Poisson”. Publicación CIMNE nº 27. Barcelona, 1993.
37. YU, W. (2000). “Cold formed steel design”. New York: John Wiley & Sons. 756p.