

VALDIR PIGNATTA E SILVA

**ESTRUTURAS DE AÇO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia**

**São Paulo
1997**

VALDIR PIGNATTA E SILVA

**ESTRUTURAS DE AÇO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**

**Tese apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia**

**Área de concentração:
Engenharia de Estruturas**

**Orientador:
Prof. Dr. Paulo de Mattos Pimenta**

**São Paulo
1997**

Silva, Valdir Pignatta e

Estruturas de aço em situação de incêndio. São Paulo. 1997, 170p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações.

1. Estruturas de aço. 2. Estruturas-Segurança. 3. Incêndio. I.
Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de
Engenharia de Estruturas e Fundações. II.t

**Este trabalho é dedicado
ao saudoso pai Leandro**

AGRADECIMENTOS

O autor agradece

ao Professor Doutor Paulo de Mattos Pimenta pelo apoio e orientação ao longo de todo o trabalho

ao Professor Doutor Júlio Fruchtengarten pelo incentivo recebido e amizade demonstrada

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS

DEFINIÇÕES

RESUMO

“ABSTRACT”

1 INTRODUÇÃO.....	01
1.1 OBJETIVO.....	01
1.2 DESENVOLVIMENTO DA TESE.....	01
1.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	02
2 AÇÃO TÉRMICA	04
2.1 MODELOS DE INCÊNDIO.....	04
2.1.1 INTRODUÇÃO.....	04
2.1.2 INCÊNDIO-PADRÃO.....	06
2.1.2.1 Curva temperatura-tempo conforme ISO-834.....	06
2.1.2.2 Curva temperatura-tempo conforme ASTM E-119.....	06
2.1.3 INCÊNDIO NATURAL.....	08
2.1.3.1 Carga de incêndio.....	08
2.1.3.2 Grau de ventilação.....	11
2.1.3.3 Curva temperatura-tempo conforme Swedish Building Regulations.....	12
2.1.3.4 Modelo de Pettersson.....	15
2.1.4 CURVAS TEMPERATURA-TEMPO CONFORME EUROCODE.....	24
2.1.4.1 Curvas padronizadas.....	24
2.1.4.1.1 Curva-padrão.....	24
2.1.4.1.2 Curva-padrão para incêndios em ambientes com material combustível formado por hidrocarbonetos.....	25
2.1.4.2 Curva para incêndio natural compartimentado.....	25
2.1.5 LIMITES DE APLICAÇÃO DO MODELO DO INCÊNDIO NATURAL.....	27

2.2 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA DA ESTRUTURA.....	29
2.2.1 ESTRUTURA SEM PROTEÇÃO TÉRMICA.....	29
2.2.2 ESTRUTURA COM PROTEÇÃO TÉRMICA.....	38
2.2.2.1 Recomendações do Eurocode.....	44
2.2.2.2 Comparação de resultados.....	46
2.2.3 O MODELO DO INCÊNDIO E A TEMPERATURA NA ESTRUTURA.....	48
2.3 MÉTODO DO TEMPO-EQUIVALENTE.....	50

3 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS.....54

3.1 INTRODUÇÃO.....	54
3.2 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	54
3.2.1 LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY.....	54
3.2.2 RAMBERG-OSGOOD.....	56
3.2.3 ARBED-RESEARCH.....	57
3.2.4 EUROCODE.....	59
3.2.5 OUTROS DIAGRAMAS.....	61
3.2.5.1 European Convention for Constructional Steelwork.....	62
3.2.5.2 British Standard.....	63
3.2.5.3 Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes.....	63
3.2.5.4 Australian Standard.....	63
3.2.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS DIAGRAMAS ESTUDADOS.....	64
3.3 FLUÊNCIA.....	65

4 SEGURANÇA A INCÊNDIO DA EDIFICAÇÃO.....67

4.1 PROTEÇÃO À VIDA HUMANA.....	67
4.2 SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	68
4.2.1 AÇÕES E SEGURANÇA.....	70
4.2.1.1 Resistência de cálculo.....	70
4.2.1.2 Combinação última das ações conforme NBR 8681.....	71
4.2.1.3 Comparação entre NBR 8681 e Eurocode1.....	72

4.2.2 Normas para dimensionamento.....	75
--	----

5 MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO.....77

5.1 VALORES DE CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO.....	77
---	----

5.1.1 BARRAS TRACIONADAS.....	77
-------------------------------	----

5.1.2 BARRAS COMPRIMIDAS.....	78
-------------------------------	----

5.1.3 BARRAS FLETIDAS.....	79
----------------------------	----

5.1.4 BARRAS SUJEITAS À FORÇA NORMAL E MOMENTOS FLETORES.....	82
---	----

5.1.5 LIGAÇÕES.....	83
---------------------	----

5.2 AÇÕES A CONSIDERAR.....	84
-----------------------------	----

5.3 COMENTÁRIOS SOBRE A ADAPTAÇÃO DO EUROCODE ÀS NORMAS BRASILEIRAS.....	85
---	----

5.3.1 COMPRESSÃO.....	86
-----------------------	----

5.3.1.1 Curvas de resistência.....	87
------------------------------------	----

5.3.2 FLEXÃO.....	89
-------------------	----

5.3.2.1 Coeficientes κ_1 e κ_2	89
--	----

5.3.2.2 Tensão residual.....	91
------------------------------	----

5.3.2.3 Interpolação na região plástica.....	92
--	----

5.3.2.4 Esbeltez λ_r	93
------------------------------------	----

5.3.2.5 Curvas de resistência.....	94
------------------------------------	----

5.3.2.6 Força cortante.....	95
-----------------------------	----

5.3.3 FLEXÃO COMPOSTA.....	97
----------------------------	----

5.3.4 AÇÕES A CONSIDERAR.....	98
-------------------------------	----

6 CONSIDERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES TÉRMICAS E DAS NÃO-LINEARIDADES.....100

6.1 COMPORTAMENTO DAS VIGAS CONTINUAMENTE TRAVADAS, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	101
---	-----

6.1.1 VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS.....	102
---------------------------------------	-----

6.1.2 VIGA BIAPOIADA COM RESTRIÇÃO À DEFORMAÇÃO AXIAL.....	104
--	-----

6.2 COMPORTAMENTO DE UM PÓRTICO PLANO, EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	108
6.2.1 DIMENSIONAMENTO À TEMPERATURA AMBIENTE (COMBINAÇÃO NORMAL DE AÇÕES).....	110
6.2.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS A ALTAS TEMPERATURA (COMBINAÇÃO EXCEPCIONAL DE AÇÕES).....	113
6.2.2.1 Pórtico dentro do compartimento em chamas.....	113
6.2.2.2 Pilares fora do compartimento em chamas.....	122
6.2.3 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA.....	126
6.2.3.1 Pórtico dentro do compartimento em chamas.....	127
6.2.3.1.1 Pilares.....	127
6.2.3.1.2 Viga continuamente travada.....	129
6.2.3.1.3 Viga com travamento no meio do vão.....	130
6.2.3.2 Pilares fora do ambiente em chamas.....	131
6.2.3.3 Resumo dos resultados.....	132
6.2.4 INFLUÊNCIA DO GRADIENTE DE TEMPERATURA AO LONGO DA ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL.....	133
6.2.4.1 Viga biengastada.....	133
6.2.4.1.1 Materiais elástico-lineares.....	133
6.2.4.1.2 Materiais elasto-plásticos.....	134
6.2.4.1.3 Materiais com diagrama elasto-plástico variável com a temperatura.....	135
6.2.4.2 Pórtico.....	135
7 CONCLUSÕES.....	138
ANEXO A - A FLUÊNCIA DOS AÇOS ESTRUTURAIS.....	143
ANEXO B - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	157
ANEXO C - TEMPO EQUIVALENTE.....	159
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	163

LISTA DE SÍMBOLOS

A_a - área exposta ao fogo do elemento estrutural de aço

A_f - área do piso

A_g - área bruta da seção transversal da barra.

A_m - área exposta ao fogo do do material de proteção térmica

A_v - área total das aberturas para o ambiente externo ao edifício, incluindo janelas que se supõem quebradas durante um incêndio

A_t - área total, incluindo vedação (paredes, piso e teto) e aberturas

A_q - área da superfície do material combustível participante da combustão

C_b - fator de equivalência de momentos na flexão simples

C_{mx} , C_{my} - fator de equivalência de momentos, na flexão composta, relativos ao eixo x e ao eixo y, respectivamente

E - módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade do aço

E_θ - módulo de elasticidade tangente, em $\epsilon = 0$, à temperatura θ

F - fator de massividade (m^{-1})

F_d - valor de cálculo das ações

$F_{G,k}$ - valor característico da ação permanente

$F_{Q,k}$ - valor característico da ação variável

$F_{Q,exc}$ - valor representativo da ação excepcional (ação térmica)

H - potencial calorífico específico do combustível (J/kg), altura

H_r - potencial calorífico específico de cada componente da carga de incêndio (MJ/kg)

I - momento de inércia

$M(t)$ - massa de material combustível variável com o tempo

M_a - massa aquecida de aço (kg)

$M_{v,in}$ - fluxo de massa de ar frio (kg/h)

$M_{v,out}$ - fluxo de massa de gás quente (kg/h)

M_n - valor característico do momento fletor resistente

M_0 - massa de material combustível antes de iniciar o incêndio(kg)

$M_{p\ell}$ - momento fletor de plastificação

$M_{Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente, em situação de incêndio, à temperatura θ

M_r - valor característico do momento fletor resistente correspondente ao início do escoamento

$M_{x,d,fi}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante, em situação de incêndio, em torno do eixo x

$M_{y,d,fi}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante, em situação de incêndio, em torno do eixo y

$M_{x,Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo x, em situação de incêndio, à temperatura θ

$M_{y,Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo y, em situação de incêndio, à temperatura θ

$N_{d,fi}$ - valor de cálculo da força normal atuante, em situação de incêndio

$N_{e,fi,\theta}$ - carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo x, em situação de incêndio, à temperatura θ

$N_{e,fi,\theta}$ - carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo y, em situação de incêndio, à temperatura θ

N_n - valor característico da força normal resistente

$N_{Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo da força normal resistente, em situação de incêndio, à temperatura θ

$\dot{Q}_{abs,a}$ - calor absorvido pelo elemento de aço (W)

$\dot{Q}_{abs,m}$ - calor absorvido pelo material de proteção térmica (W)

$\dot{Q}_{abs,p}$ - calor absorvido pelo elemento de vedação (W)

\dot{Q}_c - fluxo convectivo de calor (W)

\dot{Q}_{comb} - calor gerado durante a combustão, na unidade de tempo (W)

\dot{Q}_k - fluxo de calor por condução (W) no interior do material de proteção térmica (W)

\dot{Q}_p - calor dissipado para e através das vedações da área em chamas (W)

\dot{Q}_r - fluxo radiativo de calor (W)

\dot{Q}_R - calor dissipado, por radiação, pelas aberturas (W)

\dot{Q}_v - troca de calor com o ambiente externo por meio da movimentação do fluido através das aberturas (W)

R - constante dos gases perfeitos (8,31 J/mol K)

$R_{d,fi,\theta}$ - valor de cálculo do esforço resistente à temperatura $\theta^\circ\text{C}$

R_m - taxa média de combustão da madeira sob ventilação controlada determinada experimentalmente (330 A h^{1/2} kg/h)

$S_{d,fi}$ - valor de cálculo dos esforços atuantes determinado a partir da combinação última excepcional das ações

V - volume aquecido do elemento estrutural (m³)

V_n - valor característico da força cortante resistente

$V_{Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo da força cortante resistente, em situação de incêndio, à temperatura θ

W - módulo resistente elástico

Z - parâmetro de Zenner-Hollomon ($\dot{\epsilon}_s e^{\frac{\Delta H}{R \theta}}$), módulo resistente plástico

b_f - largura da mesa de um perfil

c_p - calor específico dos gases quentes (J/kg °C)

c_a - calor específico do aço (J/kg °C)

c_m - calor específico do material de proteção térmica (J/kg °C)

d - altura

$f_{p,\theta}$ - resistência do aço correspondente ao limite de proporcionalidade, à temperatura θ

f_u - resistência última do aço

f_y - valor característico da resistência de escoamento

$f_{y,\theta}$ - valor característico da resistência (convencional) de escoamento à temperatura θ

$f_{yd,fi}$ - valor de cálculo da resistência de escoamento, em situação de incêndio

h - altura média das aberturas (m)

\dot{h} - fluxo de calor por unidade de área (W/m²)

\dot{h}_c - fluxo de calor convectivo por unidade de área (W/m²)

\dot{h}_r - fluxo de calor radiativo por unidade de área (W/m²)

$k_{E,\theta} = E_\theta / E$ - fator de redução para E

$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ - fator de redução para f_p

$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ - fator de redução para f_y

$l_{fi,fi}$ - comprimento de flambagem, em situação de incêndio

m_r - coeficiente adimensional que representa a eficiência da combustão de cada componente do material combustível.

p_d - valor de cálculo do carregamento

$p_{d,fi}$ - valor de cálculo do carregamento em situação de incêndio

$q_{fi,k}$, q_{fi} - valor característico da carga de incêndio específica (MJ/m² de área total ou área de piso)

$q_{fi,d}$ - valor de cálculo da carga de incêndio específica (MJ/m² de área total ou área de piso)

t - tempo

t_{eq} - tempo equivalente

t_m - espessura do material de proteção térmica

$t_{máx}$ - tempo em que ocorre $\theta_{máx}$

t_f - espessura da mesa de um perfil

t_w - espessura da alma de um perfil

t_1 - tempo que determina o final do período primário de fluência

t_2 - tempo que determina o final do período secundário de fluência

t_r - tempo que determina o instante da ruptura por fluência

$v = A_v \sqrt{h} / A_t$ - grau de ventilação, fator de abertura (m^{1/2})

Φ - fator de correção de $\varepsilon(t)$

ΔH - energia de ativação da fluência (J/mol)

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção (coeficiente de película)
(W/m² °C)

α_c^e - coeficiente de transferência de calor por convecção entre vedação e ambiente externo ao compartimento (W/m² °C)

α_c^i - coeficiente de transferência de calor por convecção entre chamas e vedação, no interior do compartimento (W/m² °C)

α_r - coeficiente de transferência de calor por radiação (W/m² °C)

α_r^e - coeficiente de transferência de calor por radiação entre vedação e ambiente externo ao compartimento ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$)

α_r^i - coeficiente de transferência de calor por radiação entre chamas e vedação, no interior do compartimento ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$)

α_r^R - coeficiente de transferência de calor por radiação entre chamas e ambiente externo ao compartimento através das aberturas ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$)

γ_a - valor do coeficiente de ponderação da resistência do aço

$\gamma_{a,fi}$ - valor do coeficiente de ponderação da resistência do aço, em situação de incêndio

γ_g - valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes

γ_n - coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa.

γ_q - valor do coeficiente de ponderação para as ações variáveis

γ_s - coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e as conseqüências do colapso da edificação.

ε - deformação linear específica ou alongamento

ε_0 - valor da deformação específica que se encontra ao prolongar a reta $\varepsilon(\tau)$ do período secundário de fluência até o eixo ε

$\varepsilon_{fl,m\acute{a}x}$ - deformação linear específica máxima, por fluência

$\varepsilon_{fl,\acute{u}lt}$ - deformação linear específica máxima, por fluência, calculada com $\sigma = f_{y,\theta}$

$\varepsilon_{p,\theta}$ - deformação linear específica correspondente à $f_{p,\theta}$

ε_r - emissividade resultante dependente da radiação entre chama e superfície interna do elemento de vedação do compartimento em chamas (adimensional)

$\dot{\varepsilon}_s$ - taxa de deformação linear específica ($d\varepsilon/dt$) no período secundário de fluência

$\varepsilon_{y,\theta}$ - deformação linear específica correspondente à $f_{y,\theta}$

$\varepsilon_{u,\theta}$ - deformação linear específica última

$$\phi = \frac{\rho_m c_m}{\rho_a c_a} d_m F$$

κ_1 - fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal de um elemento estrutural

κ_2 - fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento do elemento

λ - condutividade térmica dos componentes da vedação do ambiente ($\text{W/m}^\circ\text{C}$),
parâmetro de esbeltez

$\bar{\lambda}$ - parâmetro de esbeltez reduzida

$\bar{\lambda}_\theta$ - parâmetro de esbeltez reduzida à temperatura θ

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

$\lambda_{r,\theta}$ - parâmetro de esbeltez, à temperatura θ , correspondente ao início do escoamento

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

$\lambda_{p,\theta}$ - parâmetro de esbeltez, à temperatura θ , correspondente à plastificação

θ - temperatura

θ_a - temperatura no elemento estrutural

θ_e - temperatura na superfície externa do elemento de vedação

θ_g - temperatura dos gases no ambiente em chamas, no instante t

$\theta_{g,0}$ - temperatura dos gases no ambiente em chamas, no instante $t = 0$

θ_i - temperatura na superfície interna do vedo

θ_m - temperatura no ponto médio do material de proteção térmica, temperatura de fusão do aço

$\theta_{máx}$ - temperatura máxima dos gases

θ_o - temperatura ambiente

θ_1 - temperatura de referência interna ao vedo

ρ - massa específica do material da vedação do ambiente (kg/m^3)

ρ_θ - coeficiente de redução da resistência de barras axialmente comprimidas à temperatura θ

σ - constante de Stefan-Boltzmann ($5,669 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}^4$), tensão

σ_r - tensão residual

$\tau = t e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}}$ - tempo compensado pela temperatura (parâmetro de Dorn)

$\tau_{máx}$ - tempo compensado máximo em um incêndio

$\chi = M_{v,ou} / (A_v h^{1/2})$ ($\text{kg/h m}^{5/2}$)

ψ_r - coeficiente adimensional que representa o grau de proteção ao fogo do material combustível

ψ_0 - fator de combinação utilizado para a determinação dos valores reduzidos das ações variáveis nas combinações últimas

ψ_2 - fator utilizado para a determinação do valor reduzido das ações variáveis nas combinações quase-permanentes de utilização

DEFINIÇÕES

Nesta Tese são adotadas as seguintes definições:

Ação térmica - ação na estrutura descrita por meio do fluxo de calor (\dot{Q}), provocado pela diferença de temperatura entre os gases quentes do ambiente em chamas e os componentes da estrutura.

Carga de incêndio - soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive os revestimentos dos elementos de vedação.

Carga de incêndio específica - carga de incêndio por unidade de área total, do compartimento de incêndio, incluindo piso, paredes e teto ou por unidade de área de piso desse compartimento.

Compartimento de incêndio - volume no interior de uma edificação limitado por elementos de vedação, que impedem a propagação do incêndio para o exterior do compartimento.

Duração de um incêndio - intervalo de tempo entre o instante que ocorre o incêndio generalizado (“flashover”) e a máxima temperatura do incêndio.

Elementos de vedação - elementos estruturais ou não-estruturais (paredes, pisos, portas corta-fogo), estanques, isolantes e resistentes ao fogo, formando parte do contorno do compartimento de incêndio.

Estanqueidade - capacidade de impedir a ocorrência, em incêndio, de rachaduras ou outras aberturas, através das quais possam passar chamas e gases quentes capazes de ignizar um chumaço de algodão.

Fator de massividade - relação entre a área exposta ao fogo, de um elemento estrutural e seu volume.

Incêndio natural (compartimentado) - incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do compartimento em chamas respeite às curvas temperatura-tempo naturais, construídas a partir de ensaios ou modelos matemáticos de incêndio, que procuram representar a real situação do ambiente em chamas.

Incêndio-padrão - incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do compartimento em chamas, na situação real, respeite as curvas padronizadas para ensaios

Isolamento térmico - capacidade do elemento de vedação de não permitir a ocorrência, na face não-exposta ao incêndio, acréscimos de temperatura superiores a 140°C (temperatura média) e 180°C (temperatura máxima)

Proteção térmica - capacidade de um material de revestimento de impedir que o elemento estrutural revestido atinja a temperatura crítica

Resistência ao fogo - capacidade de uma estrutura, de parte de uma estrutura ou de um elemento de vedação, de manter suas funções em incêndio por um tempo especificado.

Temperatura crítica- temperatura que causa colapso no elemento estrutural.

RESUMO

Nesta Tese é estudado o comportamento das estruturas de aço a altas temperaturas.

São apresentadas curvas temperatura-tempo dos gases quentes que envolvem as chamas e deduzidas as expressões para a determinação da ação térmica e seu efeito, a temperatura, nas peças estruturais. É analisada a influência da ventilação, da carga de incêndio e da geometria da seção transversal, na temperatura do elemento estrutural.

São apresentados os diagramas tensão-deformação dos aços estruturais, incluindo o efeito da fluência, a altas temperaturas.

É feita uma análise comparativa entre as recomendações da Norma Brasileira (NBR 8681) e da Norma Européia (Eurocode 1), sobre os critérios de segurança estrutural adotados para a situação excepcional das estruturas em incêndio.

Recomenda-se um método simplificado de dimensionamento das peças estruturais em situação de incêndio, analisando-se a influência das não-linearidades geométrica e do material e das deformações térmicas.

ABSTRACT

In this Thesis a study about the behavior of steel structures on fire was carried out.

Comments about fire models (temperature-time curves of hot gases) are made and the expressions to determine the thermal action on the structures and its effect, the temperature on steel, are derived. The influence of load fire, opening factor (ventilation) and section factor (massivity factor) is discussed.

Stress-strain curves of steel, including the creep phenomena, on high temperature are presented.

A comparison between the safety criteria for the exceptional situation of structures on fire, based on Brazilian and European Standards, is made.

A simplified method of steel structures design, on fire, is recommended and the influence of geometrical and material non-linearities and thermal deformation are analyzed.

ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

O objetivo desta Tese é o estudo das estruturas de aço em situação de incêndio, envolvendo a determinação da ação térmica a partir de modelos de incêndio padronizados e realísticos, a proposta de um método simplificado de dimensionamento e a análise de estruturas considerando-se a não-linearidade geométrica, a não-linearidade do material e as deformações térmicas.

1.2 DESENVOLVIMENTO DA TESE

O dimensionamento de qualquer estrutura exige o conhecimento das ações, da resistência dos materiais e dos critérios de segurança. O desenvolvimento desta Tese obedecerá essa maneira clássica de abordagem.

A seção 2 é dedicada à modelagem do incêndio e à determinação da ação térmica e seu efeito, a temperatura, nas peças estruturais. A partir de conhecidas expressões da Transferência de Calor, sem a intenção de profundo envolvimento com essa teoria, com o auxílio de programa desenvolvido pelo autor, é analisada a influência da ventilação, da carga de incêndio e da geometria da seção transversal, na temperatura do elemento estrutural.

Na seção 3 são apresentados os diagramas tensão-deformação dos aços estruturais a altas temperaturas.

Na seção 4 é feita uma análise comparativa entre as recomendações da Norma Brasileira (NBR 8681) e da Norma Européia (Eurocode 1) sobre os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação das ações adotados para a situação excepcional de estruturas em incêndio.

Apresenta-se, na seção 5, um método simplificado de dimensionamento dos elementos estruturais em situação de incêndio, resultante de uma adaptação das recomendações do Eurocode 3 às Normas Brasileiras NBR 8800, NBR 8681 e NBR 7808.

Na seção 6 analisa-se a influência das deformações térmicas, considerando-se a não-linearidade geométrica e a não-linearidade do material.

No Anexo A é estudado o fenômeno da fluência dos aços submetidos a altas temperaturas, procurando-se demonstrar a importância da utilização de curvas temperatura-tempo de incêndio realísticas, a fim de viabilizar o dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio.

Com o intuito de contribuir com as pesquisas ora em desenvolvimento, apresentam-se no Anexo C, valores de tempo equivalente, calculados de forma precisa, dentro das hipóteses adotadas neste trabalho.

1.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O consumo de aço utilizado para as construções metálicas no Brasil é baixo, se comparado ao dos países considerados desenvolvidos, mesmo assim, nos últimos anos, o uso desse material tem despertado o interesse de arquitetos e de engenheiros e surgem diversas obras em aço, tais como: estações ferroviárias (Largo Treze de Maio), edifícios comerciais (Rua Formosa, Alfacon, Centro Empresarial do Aço, Centro Cultural Itaú, Bancos, Consultórios, etc.), ampliações e adaptações de edifícios (Shopping Center: Iguatemi, Ibirapuera, Butantã e Market Place, Bolsa de Valores de São Paulo, Hospital Albert Einstein, etc.).

Para a escolha do aço como material estrutural de uma obra, três questões estão sempre presentes: custo, corrosão e incêndio. Quanto às duas primeiras, já se entende que o custo de uma obra em aço não se mede pelo custo da estrutura e sim pelas vantagens agregadas ao empreendimento e que o fenômeno da corrosão está presente em todos os materiais, sendo minimizado com uma especificação adequada dos tipos de materiais estruturais ou de proteção, projeto e obra bem executados e manutenção.

O terceiro problema a ser enfrentado, isto é, segurança a incêndio, ainda não está resolvido. A inexistência de norma brasileira sobre o assunto e a utilização de técnicas

não-científicas e antieconômicas como solução para esse problema, tem contribuído para afastar os possíveis interessados no uso do aço.

O autor, preocupado com esse problema, vem há anos pesquisando e procurando divulgar no Brasil (publicação interna à COSIPA, em 1988, SILVA (1991), SILVA; PIMENTA (1995), (1996a) e (1996b)), um método racional para projetar estruturas sujeitas a incêndio baseado em um modelo realístico de incêndio e com critérios de segurança adequados à essa situação excepcional. Esse método desenvolvido inicialmente na Suécia na década de 60 é ainda hoje objeto de estudo e aprimoramento pela Comunidade Européia.

Em 1997, a comissão de estudos (CE-24:301-06/ABNT) para a elaboração de texto-base para a Norma Brasileira “Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio”, acatando sugestão do autor, incluiu no texto um método de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio que, apesar de simplificado, permite ao engenheiro estrutural calcular a temperatura que causa o colapso de cada peça estrutural e analisar a necessidade ou não da utilização de material de proteção térmica. Esse texto-base também permite o uso de métodos avançados de modelagem de incêndio e análise estrutural.

A análise, o esclarecimento, a viabilização e a comparação desses métodos são objeto desta Tese.

2 AÇÃO TÉRMICA

2.1 MODELOS DE INCÊNDIO

2.1.1 INTRODUÇÃO

Ação térmica é a ação na estrutura descrita por meio do fluxo de calor (\dot{Q}), por radiação e por convecção, provocado pela diferença de temperatura entre os gases quentes do ambiente em chamas e os componentes da estrutura. O aumento da temperatura nos elementos estruturais, devido à ação térmica, causa redução da resistência, redução da rigidez e o aparecimento de esforços solicitantes adicionais (ações indiretas) nas estruturas hiperestáticas.

A principal característica de um incêndio, no que concerne ao estudo das estruturas é, portanto, a curva que fornece a temperatura dos gases em função ao tempo de incêndio (Fig. 2.1.1), visto que a partir dessa curva é possível calcular-se a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e a sua correspondente resistência à alta temperatura.

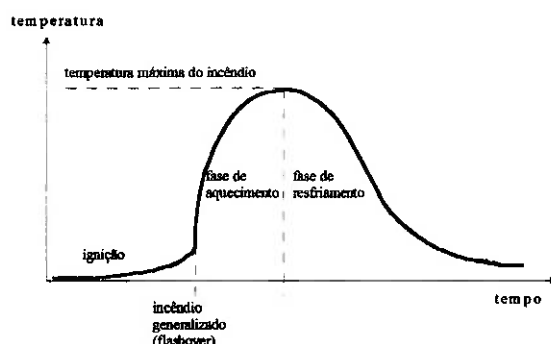


Figura 2.1.1

Curva temperatura-tempo de um incêndio

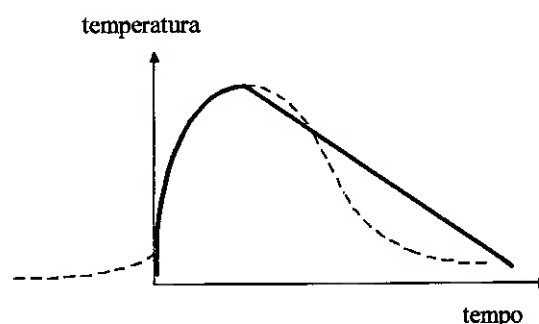


Figura 2.1.2

Modelo de incêndio natural

Essa curva apresenta uma região inicial com baixas temperaturas, em que o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem riscos à vida humana ou à estrutura. Caso nesse intervalo de tempo as medidas de proteção à vida humana (detetores de calor e fumaça, chuveiros automáticos, brigada de incêndio, etc.) sejam

eficientes na extinção do fogo, nenhuma verificação adicional da estrutura será necessária. (vide seção 4 desta Tese)

O instante em que se dá o aumento brusco da inclinação da curva é conhecido como “flashover” ou instante de incêndio generalizado e ocorre quando a superfície de toda a carga combustível presente no ambiente entra em ignição, o incêndio torna-se de grandes proporções tomando todo o compartimento e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até todo material combustível extinguir-se, a partir do que, há a redução gradativa da temperatura dos gases.

Se as medidas de proteção à vida não forem eficientes para extinguir o incêndio durante a fase anterior ao incêndio generalizado (vide seção 4 desta Tese) e houver a necessidade de verificação da segurança da estrutura, deve-se considerar o efeito da ação térmica nos elementos estruturais. Para tal modela-se o incêndio, utilizando-se curvas temperatura-tempo (Fig. 2.1.2) baseadas em ensaios (ou modelos matemáticos) realísticos de incêndio, em que se considera a variação da quantidade de material combustível, o grau de ventilação do compartimento em chamas, etc. Admite-se por simplicidade que o incêndio se inicia no instante do “flashover” (SCHLEICH (1994)). Esse modelo de incêndio é conhecido como modelo do incêndio natural.

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio se altera, para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de proteção térmicos, portas corta-fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa. Na falta de estudos mais realísticos, essa curva padronizada para ensaios poderá ser adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio-padrão (Fig. 2.1.3).

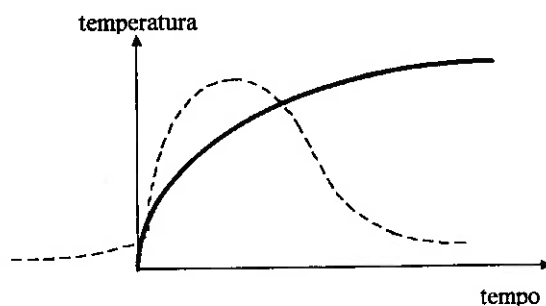


Figura 2.1.3 - Modelo de incêndio-padrão

2.1.2 INCÊNDIO-PADRÃO

Denomina-se incêndio padrão, o incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas, na situação real, respeite as curvas padronizadas para ensaio. A característica principal desta família de curvas é a de possuir apenas um ramo ascendente, admitindo portanto que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo e além disso independente das características do ambiente e da quantidade de material combustível.

As curvas padronizadas mais citadas nas bibliografias consultadas, são: ISO 834 (1975) e ASTM E 119 (1988).

2.1.2.1 Curva temperatura-tempo conforme ISO 834

A International Organization for Standardization por meio da norma ISO 834 (1975) "Fire-resistance tests - Elements of building construction" recomenda a seguinte relação temperatura-tempo:

$$\theta_g - \theta_{g,0} = 345 \log_{10} (8t+1)$$

sendo:

θ_g - temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C)

$\theta_{g,0}$ - temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C

t - tempo (min)

2.1.2.2 Curva temperatura-tempo conforme ASTM E 119

A American Specification of Testing and Materials por meio da ASTM E119 (1988) - "Standard test methods for fire tests of building construction and materials" recomenda o uso de uma curva temperatura-tempo respeitando a Tabela 2.1.1:

Tempo (min)	Temperatura (° C)	Tempo (min)	Temperatura (° C)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
20	795	75	955
25	821	80	963
30	843	85	971
35	862	90	978
40	878	120	1010
45	892	240	1093
50	905	480	1260

Tabela 2.1.1 - ASTM E 119

Essa curva foi adotada em 1918 pela ASTM baseada na proposta do UL - Underwriters Laboratory de Chicago (1916) para curva-padrão na fase de aquecimento em ensaios de pilares, que estavam sendo realizados à época. Supõem-se que os dados tenham sido obtidos em incêndios reais (LIE (1972)).

A Figura 2.1.4 apresenta as curvas padronizadas pela ISO 834 e ASTM E119 e também a curva padronizada pela norma sueca SBN 67 que será abordada na seção 2.1.3.3.

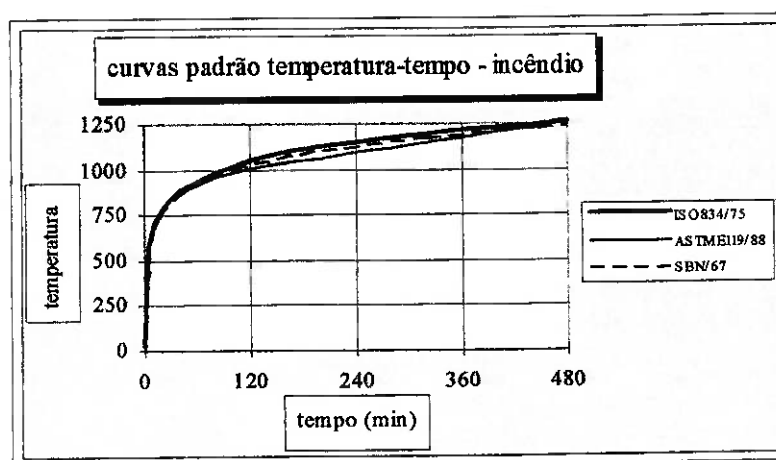


Figura 2.1.4 - Curvas-padrão

2.1.3 INCÊNDIO NATURAL

Denomina-se incêndio natural, o incêndio para o qual se admite que a temperatura dos gases respeite às curvas temperatura-tempo naturais, construídas a partir de ensaios (ou modelos matemáticos aferidos a ensaios) de incêndios que simulam a real situação de um compartimento em chamas.

Os ensaios são realizados em compartimentos, com aberturas (janelas), nos quais o incêndio ocorre sem a possibilidade de se propagar para fora dele, devido às características de isolamento térmico, estanqueidade e resistência dos elementos de vedação. Esse modelo de incêndio também é conhecido como incêndio natural compartimentado.

Os resultados desses ensaios demonstram que as curvas temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado dependem dos seguintes parâmetros:

- carga de incêndio
- grau de ventilação
- características térmicas do material componente da vedação

A característica principal dessas curvas, que a distingue da curva-padrão, é a de possuir um ramo ascendente (fase de aquecimento) e um ramo descendente (fase de resfriamento) admitindo portanto, racionalmente, que os gases que envolvem o fogo não têm sua temperatura sempre crescente com o tempo. Esta é uma das hipóteses fundamentais do “método racional” utilizado na Engenharia de Incêndio.

Os ensaios que serviram de referência para as curvas naturais citadas nesta Tese (seções 2.1.3.4 e 2.1.4.2) foram realizados em áreas relativamente pequenas (100m² de área de piso). A validade do uso dessas curvas para áreas maiores e a utilização de outros modelos matemáticos, deduzidos teoricamente, têm sido objeto de pesquisa internacional.

2.1.3.1 Carga de incêndio

A carga de incêndio¹ é a soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão completa de todos os materiais combustíveis em um espaço, inclusive os

¹ O autor optou pela denominação carga de incêndio ao invés de “carga incêndio” conforme recomendado pela NBR 13860 (1997).

revestimentos das vedações.

A carga de incêndio específica de um compartimento é a carga de incêndio por unidade de área total (A_t) desse compartimento, incluindo piso, paredes e teto.

A carga de incêndio específica é calculada da seguinte forma:

a - valor característico da carga de incêndio específica:

$$q_{fi,k} = \frac{\sum_r M_r H_r m_r \psi_r}{A_t} \dots\dots\dots (2.1.1)$$

sendo:

$q_{fi,k}$ ou simplesmente q_{fi} - valor característico da carga de incêndio específica (MJ/m²)

M_r - massa total de cada componente do material combustível (kg)

H_r - potencial calorífico específico de cada componente do material combustível (MJ/kg)

A_t - área total, incluindo vedação (paredes, piso e teto) e aberturas (m²)

m_r - coeficiente adimensional que representa a eficiência da combustão de cada componente do material combustível. Sendo $m_r = 1$ correspondente à combustão completa e $m_r = 0$ à ausência de combustão durante o processo do incêndio.

O EUROCODE 1 (1995) recomenda, simplificada, $m_r = 1$. SCHLEICH; CAJOT (1997)² propõem $m_r = 0,7$. Outros valores podem ser encontrados no suplemento da DIN 18230 (1987)

Ψ_r - coeficiente adimensional que representa o grau de proteção ao fogo do material combustível. Varia entre $\Psi_r = 1$ para materiais sem proteção e $\Psi_r = 0$ para materiais com proteção completa durante o incêndio. Para as aplicações práticas, normalmente, adota-se $\Psi_r = 1$.

² O Eng. J. B. Schleich, líder dos grupos europeus de pesquisa sobre estruturas em situação de incêndio, enviou correspondência ao autor da presente Tese, anexando o documento "Background document for the preparation of prEN1991-2-2", antecipando as informações constantes em SCHLEICH; CAJOT (1997).

A carga de incêndio específica característica q_{fi} pode ser calculada conforme descrito anteriormente ou encontrada em tabelas padronizadas para cada tipo de ocupação. Apresenta-se os valores recomendados pela BSI/DD 240 (1997)

ocupação	valor médio (MJ/m ²)	valor que não é excedido em 80% das ocupações (MJ/m ²)
bibliotecas	1500	2250
escolas	285	360
escritórios	420	570
hospital	230	350
hospital (estocagem)	2000	3000
hotel (quartos)	310	400
lojas	600	900

Tabela 2.1.2 - Carga de incêndio específica em MJ/m² de área de piso (BSI)

b - valor de cálculo da carga de incêndio específica

$$q_{fi,d} = \gamma_n \gamma_s q_{fi,k}$$

sendo:

$q_{fi,d}$ - valor de cálculo da carga de incêndio específica (MJ/m²)

γ_n - coeficiente adimensional que leva em conta a presença de medidas de proteção ativa.

O EUROCODE 1 (1995) recomenda utilizar $\gamma_n = 0,6$ quando houver chuveiros automáticos. SCHLEICH; CAJOT (1997) propõem diversos valores para γ_n (0,1 a 1,0) levando em conta a presença de chuveiros automáticos, brigada de incêndio, dispositivos automáticos de detecção e alarme, etc. a DIN 18230 (1987) recomenda $\gamma_n = 0,55$ (chuveiros automáticos e uma equipe de brigadistas de incêndio), $\gamma_n = 0,6$ (chuveiros automáticos) e $\gamma_n = 0,9$ (uma equipe de brigadistas de incêndio).

γ_s - coeficiente de segurança que depende do risco de incêndio e as conseqüências do colapso da edificação.

O EUROCODE 1 (1995) não fornece recomendações a respeito desse coeficiente. SCHLEICH;CAJOT (1997) propõem: γ_{s1} (associado à área e altura da edificação) valendo entre 1,0 (edifício térreo, área do compartimento inferior a 250 m²) e 2,5 (edifício com mais de 10 pavimentos, área do compartimento inferior a 5000 m²) e γ_{s2} (associado ao tipo de ocupação) valendo entre 0,85 e 1,80, sendo $\gamma_s = \gamma_{s1} \gamma_{s2}$. A DIN 18230 (1987) recomenda valores para γ_s entre 0,55 (estrutura secundária, edifício térreo, área de compartimento inferior a 1600m²) e 2,1 (estrutura principal, múltiplos andares, área do compartimento inferior a 30000 m²)

A carga de incêndio específica pode ser expressa, também, em relação à área de piso (MJ/m² de área de piso).

O potencial calorífico específico da madeira vale entre 17 e 20 MJ/kg. O potencial calorífico específico de: palha, PVC, grãos, papel, algodão, roupas, seda, couro e lã têm H entre 16 e 23 MJ/kg. Por essa razão, por simplicidade, algumas bibliografias admitem que a carga de incêndio é formada totalmente por madeira e expressam a carga de incêndio como a massa de madeira equivalente à soma de todo material combustível do compartimento estudado por área de piso (kg de madeira/m²).

Deve ser citado que o potencial calorífico específico de alguns plásticos vale mais de 30 MJ/m² (do petróleo vale 43,7 MJ/kg), portanto carga de incêndio que envolva hidrocarbonetos deve ser analisada com os parâmetros adequados.

2.1.3.2 Grau de ventilação

O grau de ventilação de um compartimento é representado pelo fator de abertura **v**:

$$v = \frac{A_v \sqrt{h}}{A_t} \dots\dots\dots(2.1.2)$$

onde:

v - fator de abertura em m^{1/2}

A_v - área total das aberturas para o ambiente externo ao edifício, incluindo janelas que se supõem quebradas durante um incêndio

A_t - área total, incluindo vedação (paredes, piso e teto) e aberturas

h - altura média das aberturas = $\Sigma (h_i A_i) / A_v$

h_i - altura da abertura i , sendo $\Sigma A_i = A_v$

Neste texto não se distinguirá fator de abertura (característica geométrica do compartimento) e grau de ventilação (quantidade de material comburente).

A relação entre a quantidade de material combustível e a ventilação pode ser expressa da seguinte forma:

$$\xi = \frac{A_q}{A_v \sqrt{h}}$$

sendo:

A_q - área da superfície do material combustível que pode participar da combustão (este valor é de evidente difícil determinação servindo tão somente para a análise qualitativa feita a seguir)

Para um dado compartimento, se a quantidade de material combustível for suficientemente grande ou o fator de abertura for suficientemente pequeno, isto é, alto valor de ξ , a temperatura dos gases que envolvem as chamas será dependente tão somente do grau de ventilação e esse tipo de incêndio é denominado incêndio de ventilação controlada.

Durante a fase de aquecimento geralmente considera-se como hipótese simplificadora e a favor da segurança (PETTERSSON et al. (1976)) que o incêndio seja de ventilação controlada, isto é, durante essa fase a temperatura dos gases somente depende do grau de ventilação do ambiente.

Por outro lado, para um grau de ventilação maior que um certo limite ou quantidade de material combustível abaixo de certo valor, ou seja baixo ξ , diz-se que o incêndio é controlado pelo combustível, ou seja, a temperatura depende somente da carga de incêndio.

2.1.3.3 Curvas temperatura-tempo conforme Swedish Building Regulations

Os primeiros estudos sobre o ramo ascendente das curvas temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado foram realizados, no final da década de 50, por K. Kawagoe do Building Research Institute do Japão e K. Ödeen do Royal Institute of Technology da Suécia, em trabalhos independentes, considerando o equilíbrio térmico

entre o calor gerado durante a combustão e o calor dissipado pelas aberturas e absorvido pela vedação do compartimento em chamas (vide exp. 2.1.4). Os suecos S.E. Magnusson e S. Thelandersson no final da década de 60 apresentaram trabalhos incluindo também o ramo descendente da curva.

A Swedish Building Regulations (SBN) foi a primeira norma (apud ECCS (1983)) a permitir os conceitos do incêndio natural, na determinação da ação térmica.

A SBN de 1967 fornece, uma curva-padrão temperatura-tempo (exp. 2.1.3 e Fig. 2.1.4) similar às descritas na seção 2.1.2, porém, já permite que estudos baseados nos conceitos do incêndio natural sejam utilizados e inclui curvas (Fig. 2.1.5) para o ramo ascendente (fase de aquecimento), em função do grau de ventilação ($0,01 \text{ m}^{1/2} \leq v \leq 0,3 \text{ m}^{1/2}$).

$$\theta_g - \theta_{g,0} = 1325 \left[1 - 0,324 e^{-0,2t} - 0,204 e^{-1,7t} - 0,472 e^{-19t} \right] \dots\dots\dots(2.1.3)$$

sendo:

θ_g - temperatura dos gases no compartimento em chamas ($^{\circ}\text{C}$)

$\theta_{g,0}$ - temperatura no instante $t = 0$, geralmente admitida 20°C

t - tempo (min)

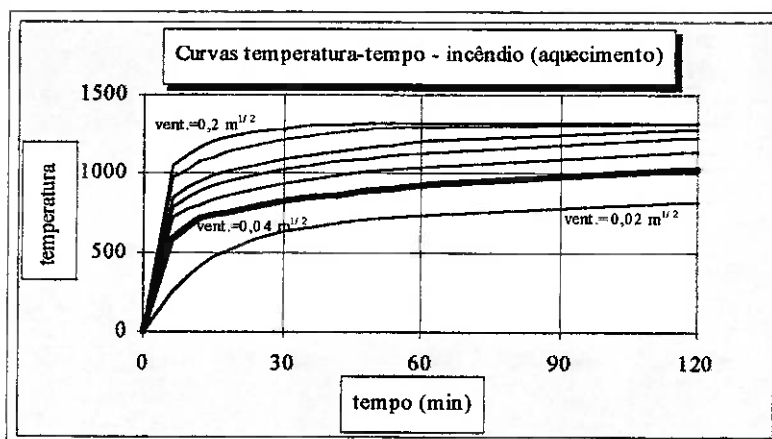


Figura 2.1.5

Essas curvas (Fig. 2.1.5) são semelhantes àquelas calculadas a partir do formulário proposto pelo EUROCODE 1 (1995) para $\sqrt{\rho c \lambda} = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^{\circ}\text{C}$ (vide seção 2.1.3.4b).

Para $v = 0,04 \text{ m}^{1/2}$ e $t \leq 120 \text{ min}$, o ramo ascendente coincide com a curva-padrão

Para a fase de resfriamento a SBN/67 admite ramos descendentes retos com inclinação de 10°C/min , a partir do ponto $(t_{\text{máx}}, \theta_{\text{máx}})$, sendo:

$\theta_{g,max.} = \theta_g(t_{máx})$ - temperatura máxima dos gases

$$t_{máx} = \frac{q_{fi} A_t}{\frac{R_m}{60} H} \cong \frac{q_{fi}}{105 v} \text{ (min)}$$

q_{fi} - carga de incêndio específica em MJ / m² de área total, admitindo que a taxa de combustão e a radiação sejam similares às da madeira

R_m - taxa média de combustão da madeira sob ventilação controlada, determinada experimentalmente (330 A h^{1/2} kg/h)

H - potencial calorífico da madeira, determinado experimentalmente (na expressão foi adotado 19,1 MJ/kg)

O diagrama final tem o aspecto apresentado na Figura 2.1.6.

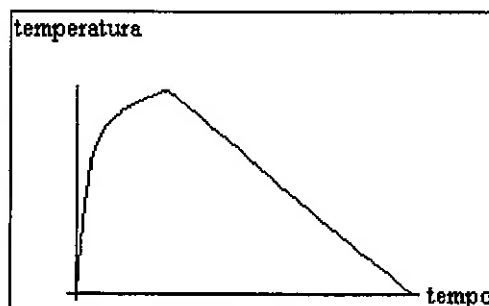


Figura 2.1.6 - Incêndio natural (SBN/67)

Os suecos Pettersson, Magnusson e Thor desenvolveram pesquisas sobre carga de incêndio em ambientes com diversas ocupações, modelos matemáticos para representar o incêndio natural compartimentado e análise experimental, resultando as recomendações da SBN na edição de 1975, que apresenta tabelas e diagramas indicando uma relação mais precisa temperatura-tempo em função da carga de incêndio e grau de ventilação.

Diversos trabalhos franceses, baseados na literatura sueca foram publicados nos anos seguintes (FRUITET (1978), BOUILLETTE(1983), OTUA (1983)).

A partir das mesmas hipóteses adotadas por Pettersson, WICKSTRÖM (1985) propõem uma expressão única (exp. 2.1.11) para a determinação do ramo ascendente da curva temperatura-tempo dos gases quentes em função do grau de ventilação e características dos materiais de vedação. Essa expressão foi incluída no EUROCODE 1 (1995).

Tendo em vista a importância do modelo de incêndio adotado por Kawagoe, desenvolvido por outros pesquisadores suecos e finalmente incorporado a uma norma internacional, descreve-se a seguir as hipóteses desse modelo. Neste texto o modelo receberá o nome de “modelo de Pettersson” em homenagem ao pesquisador sueco que o difundiu internacionalmente.

2.1.3.4 Modelo de Pettersson

A dedução das expressões que permitem calcular as curvas temperatura-tempo de um incêndio natural compartimentado, baseada em PETTERSSON; MAGNUSSON; THOR (1976) é detalhada em SILVA; PIMENTA (1996) e resumida a seguir.

As principais hipóteses admitidas por PETTERSSON et al. (1976) são apresentadas e comentadas a seguir:

- o incêndio é restrito a uma área compartimentada, sem possibilidade de se propagar para fora dela

A máxima área do compartimento e a especificação (resistência ao fogo) dos elementos componentes da vedação são, geralmente, fixadas pelo poder público.

- a distribuição de temperatura dos gases é uniforme em todo o volume do compartimento

Vide seção 2.2.

- a fase de aquecimento do incêndio é de ventilação controlada

Vide comentário na seção 2.1.3.2 desta Tese.

- o material combustível é formado por madeira

Este modelo pode ser utilizado para outros tipos de materiais, exceto hidrocarbonetos, desde que se calcule q_{fi} conforme recomendado na seção 2.1.3.1 desta Tese.

- o material da vedação é composto por concreto e tijolo, de tal forma que $\sqrt{\rho c \lambda} = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$, sendo: ρ , c , λ a massa específica (kg/m^3), o calor específico ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$) e a condutividade térmica ($\text{W/m}^\circ\text{C}$), respectivamente, do material do elemento de vedação

Para compartimentos constituídos por paredes de alvenaria ($\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$) e lajes de concreto tem-se:

$$A_{\text{total}}/A_{\text{piso}} = 3 \Rightarrow \sqrt{\rho \ c \ \lambda} = 1600 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$A_{\text{total}}/A_{\text{piso}} = 6 \Rightarrow \sqrt{\rho \ c \ \lambda} = 1230 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Valores inferiores a $\sqrt{\rho \ c \ \lambda} = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ } ^\circ\text{C}$ podem ser encontrados em compartimentos constituídos por paredes de alvenaria e lajes mistas (pré-moldadas) de concreto e tijolos.

Admitindo-se essas hipóteses, considera-se o equilíbrio térmico (exp. 2.1.4 e Fig. 2.1.7):

$$\dot{Q}_{\text{comb}} = \dot{Q}_{\text{p}} + \dot{Q}_{\text{R}} + \dot{Q}_{\text{v}} \dots\dots\dots(2.1.4)$$

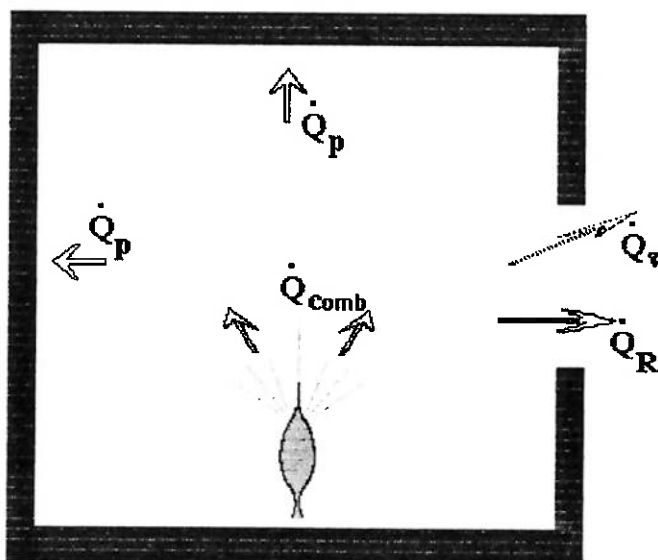


Figura 2.1.7- Fluxo de calor no compartimento

sendo:

a) \dot{Q}_{comb} - calor gerado durante a combustão, na unidade de tempo (W)

$$\dot{Q}_{\text{comb}} = \frac{dM}{dt} H \dots\dots\dots(2.1.5)$$

onde:

$dM(t)/dt$ é a variação da massa do material combustível na unidade de tempo, durante o incêndio ($M(0)/A_t = q_{fi}$)

H - potencial calorífico específico do combustível (J/kg)

São utilizadas curvas $\dot{Q}_c (q_{fi}, v, t)$ (Fig. 2.1.8) em função do tempo, encontradas a partir de dezenas de ensaios feitos em diversos laboratórios, sendo q_{fi} a carga de incêndio em MJ/m^2 em relação à área total,

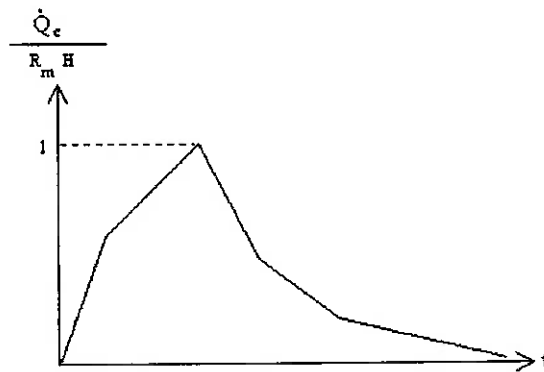


Figura 2.1.8- Calor gerado durante a combustão em função do tempo

b) \dot{Q}_p - calor dissipado para e através dos elementos da vedação (paredes, piso, teto) do compartimento em chamas, na unidade de tempo (W)

$$\dot{Q}_p = \dot{Q}_{r,p}^i + \dot{Q}_{c,p}^i = \frac{\theta_g - \theta_1}{\frac{1}{[\alpha_r^i(\theta) + \alpha_c^i(\theta)]} + \frac{\Delta x_1}{2\lambda(x, \theta)}} \quad \dots\dots\dots(2.1.6)$$

O fluxo de calor transfere-se entre o ambiente em chamas e os elementos da vedação (paredes, piso, teto) desse ambiente, por radiação ($\dot{Q}_{r,p}^i$ e $\dot{Q}_{r,p}^e$) e por convecção ($\dot{Q}_{c,p}^i$ e $\dot{Q}_{c,p}^e$), através dos vedos, por condução ($\dot{Q}_{k,p}$) e há absorção de calor pelo material da vedação ($\dot{Q}_{abs,p}$), conforme Fig. 2.1.9.

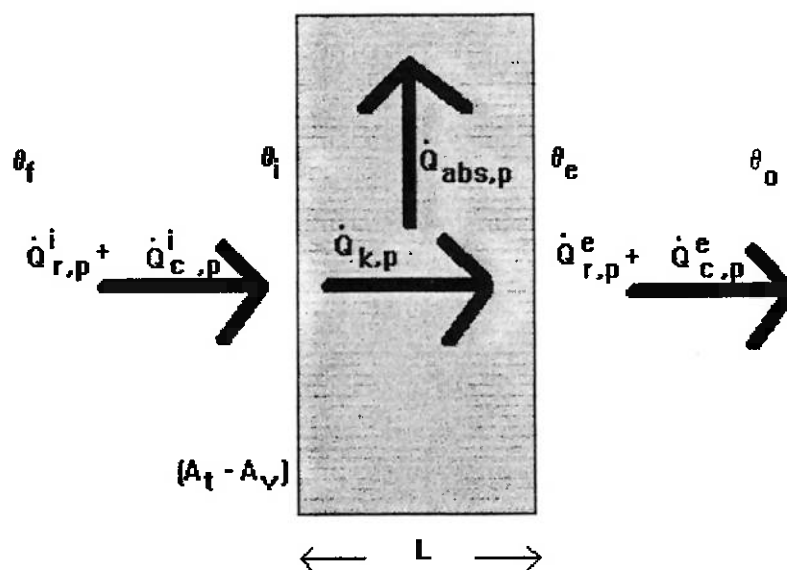


Figura 2.1.9 - Fluxo de calor através dos elementos da vedação

Para a determinação de \dot{Q}_p (exp. 2.1.6) o elemento de vedação é discretizado em camadas com largura Δx_j , sendo θ_1 a θ_n as temperaturas no centro das camadas 1 a n (Figs 2.1.10). Admite-se que a absorção de calor se concentre no ponto médio de Δx_j (Fig. 2.1.11).

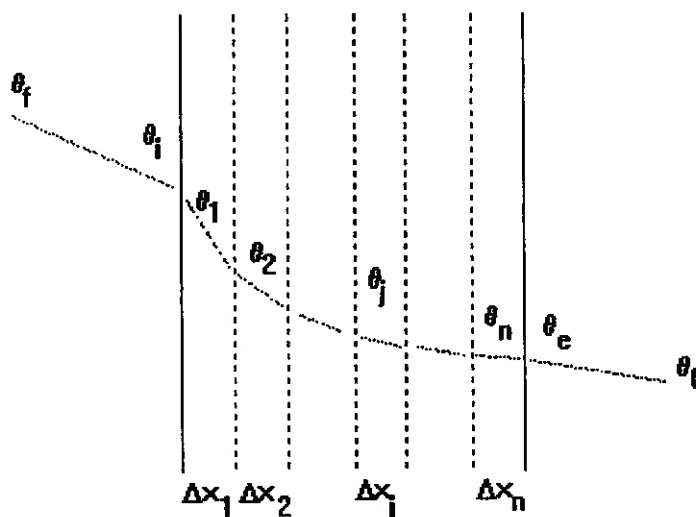


Figura 2.1.9 - Discretização do elemento da vedação

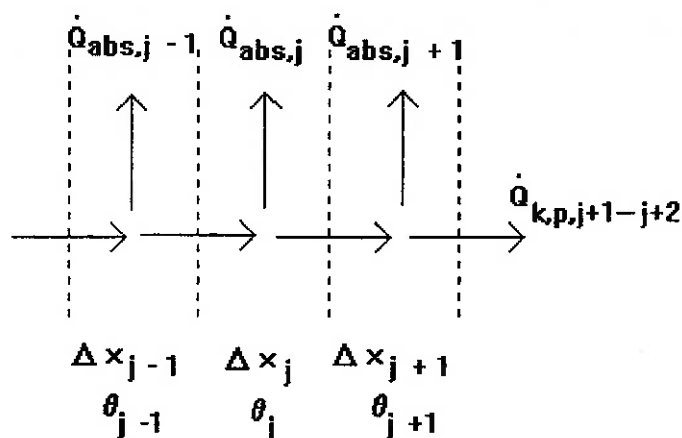


Figura 2.1.11 - Absorção de calor pelo elemento da vedação

c) \dot{Q}_R - calor dissipado por radiação, pelas aberturas, na unidade de tempo (W)

$$\dot{Q}_R = A_v \cdot 5,67 \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_o + 273)^4 \right] 10^{-8} = \alpha_{R_r} A_v (\theta_g - \theta_o) \quad \dots\dots\dots(2.1.7)$$

onde:

$$\alpha_{R_r} = \frac{\sigma \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_o + 273)^4 \right]}{(\theta_g - \theta_o)}$$

d) \dot{Q}_v - troca de calor com o ambiente externo através das aberturas, na unidade de tempo (W)

$$\dot{Q}_v = M_{v,out} c_p (\theta_g - \theta_o) / 3600 \quad \dots\dots\dots(2.1.8)$$

ou

$$\dot{Q}_v = \chi c_p (\theta_g - \theta_o) A \sqrt{h} / 3600$$

sendo:

$$\chi = \frac{M_{v,out}}{A_v \sqrt{h}}$$

$M_{v,out}$ - fluxo de massa de gás quente (kg/h)

c_p - calor específico dos gases quentes (J/kg °C)

Considerando-se as exp. 2.1.5 a 2.1.8 na exp. 2.1.4, resulta:

$$\theta_g(t) = \frac{\frac{dq}{dt}(q_{fi}, v, t) H + \chi c_p(\theta_g) v \theta_o + (1 - \frac{A_v}{A_t}) \frac{\theta_i(t)}{1 + \frac{\Delta x_1}{2\lambda(x, \theta_1)}} + \alpha_r^R(\theta) \frac{A_v}{A_t} \theta_o}{\chi c_p(\theta_g) v + (1 - \frac{A_v}{A_t}) \frac{1}{1 + \frac{\Delta x_1}{2\lambda(x, \theta_1)}} + \alpha_r^R(\theta) \frac{A_v}{A_t}} \dots\dots\dots(2.1.9)$$

sendo:

$$\alpha_r^i(\theta) = \frac{\sigma \varepsilon_r \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_i + 273)^4 \right]}{(\theta_g - \theta_i)}$$

$$\alpha_r^R = \frac{\sigma \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_o + 273)^4 \right]}{(\theta_g - \theta_o)}$$

e os demais termos encontrados experimentalmente:

$dq/dt = d(M/A_t) / dt$ - variação, no tempo, da massa de material combustível por unidade de área total ($kg/m^2 h$) avaliada a partir das curvas $\dot{Q}_c(q_{fi}, v, t)$ em função do tempo.

H - potencial calorífico específico da madeira. H = 19 MJ/kg (EUROCODE 1 (1995))

$\chi = M_{v,out} / (A_v h^{1/2})$, sendo $M_{v,out}$ a massa de gás que flui, na unidade de tempo, para fora do ambiente em chamas pelas aberturas de área A_v e altura h. Entre 500°C e 1000°C χ vale aproximadamente 2000 $kg/h m^{5/2}$ (PETTERSSON et al. (1976)).

$c_p(\theta)$ - calor específico dos gases da combustão. $c_p \cong 0,3$ kJ/kg °C (PETTERSSON et al. (1976))

$\lambda(x, \theta)$ - condutividade térmica dos componentes da vedação do ambiente (W/m°C). Para o concreto de densidade normal, pode-se utilizar em cálculos simplificados: $\lambda_c = 1,60$ W/m²°C (EUROCODE 1 (1995)). A partir de curvas $\lambda \times \theta$

fornecidas em PURKISS (1996), para tijolos de argila ou silicato de cálcio, é possível extrair-se os seguintes valores de λ à 600°C:

densidade ρ (kg/m ³)	condutiv. térmica λ (W/m°C)
700	0,19
1100	0,28
1600	0,39
2100	0,75

Tabela 2.1.3 - Condutividade térmica do tijolo

α_c^i - coeficientes de transferência de calor por convecção do ambiente interno.
 $\alpha_c^i = 25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$ (EUROCODE 1(1995))

ϵ_r - emissividade resultante dependente da radiação entre chama e superfície interna da vedação do compartimento em chamas (adimensional). ϵ_r varia entre 0,3 e 0,7. Neste texto será adotado $\epsilon_r = 0,5$ (EUROCODE 1(1995)).

Para se determinar a quantidade de calor absorvido pelos vedos é necessário conhecer-se o calor específico dos materiais constitutivos dos elementos da vedação. Fornece-se a seguir indicações sobre esses valores:

calor específico do concreto de densidade normal, para cálculos simplificados:
 $1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ (EUROCODE 1 (1995))

calor específico de tijolos constituídos por argila ou silicato de cálcio (baseado em PURKISS (1996):

temperatura (°C)	calor específico (J/kg°C)
600	1146
800	1253
1000	1357

Tabela 2.1.4 - Calor específico do tijolo

A partir da exp. 2.1.9, com as temperaturas sendo calculadas de forma incremental, PETTERSSON et al. (1976) apresentam tabelas da temperatura dos gases em função da carga de incêndio e da ventilação. Tais tabelas são ilustradas por meio das Figs. 2.1.12 a 2.1.16.

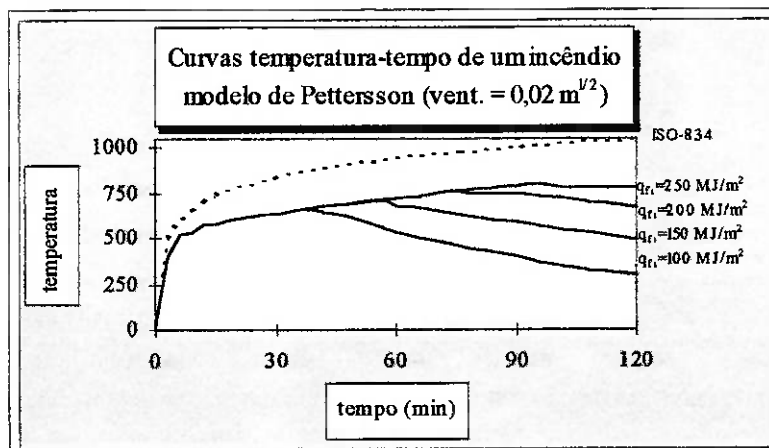


Figura 2.1.12

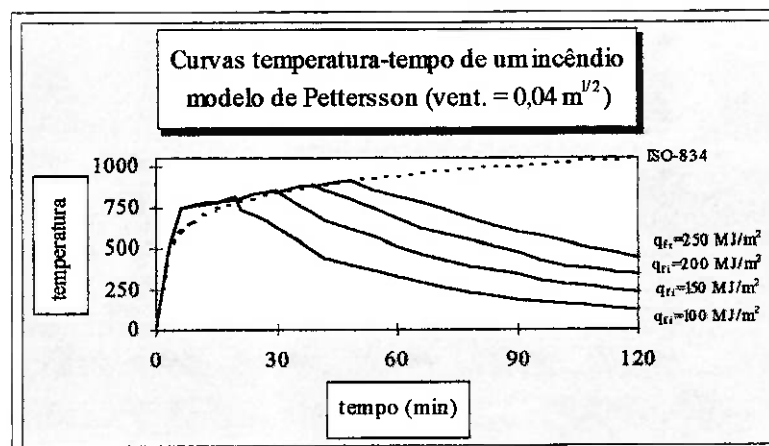


Figura 2.1.13

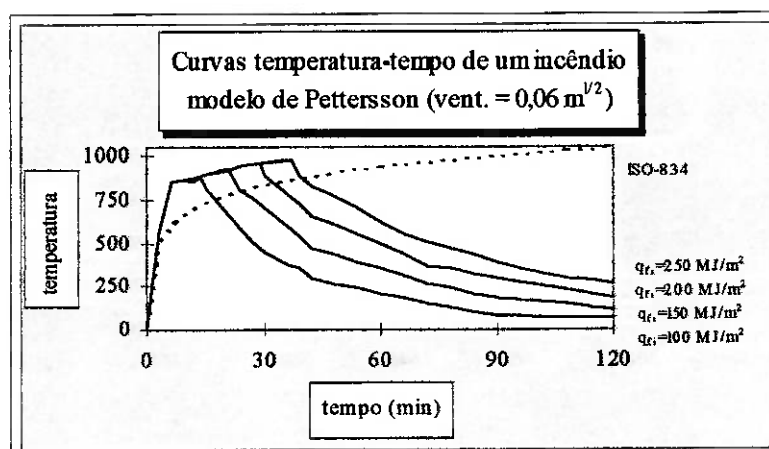


Figura 2.1.14

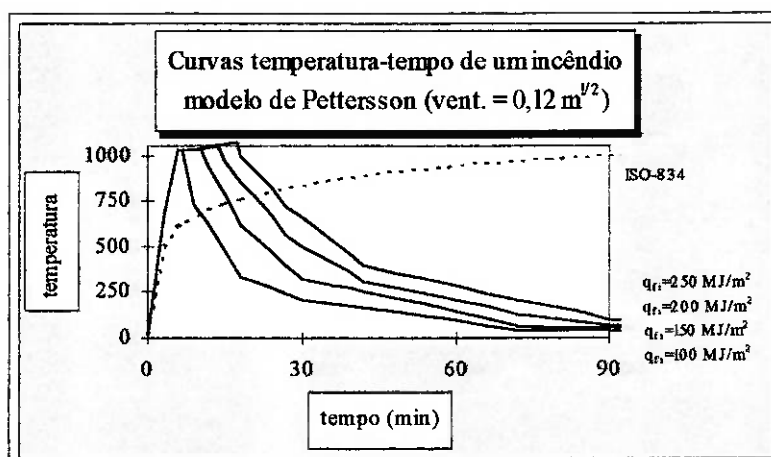


Figura 2.1.15

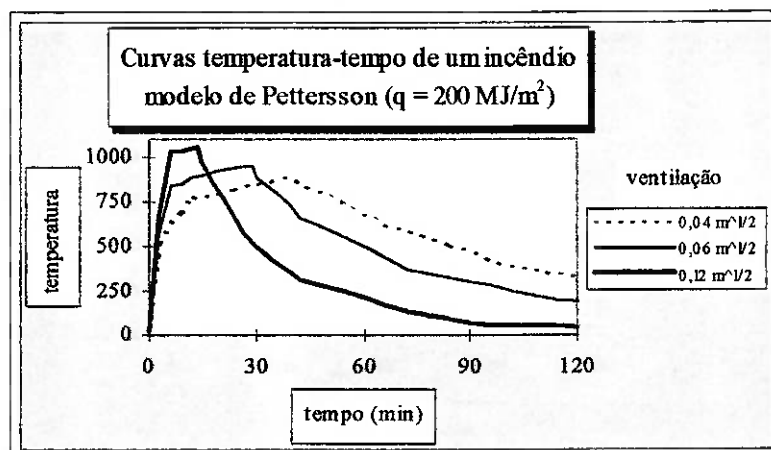


Figura 2.1.16

A partir do modelo de Pettersson analisou-se a variação da temperatura máxima do incêndio e o tempo em que ela ocorre, em função da ventilação e da carga de incêndio específica. (vide Figs. 2.1.17 e 2.1.18).

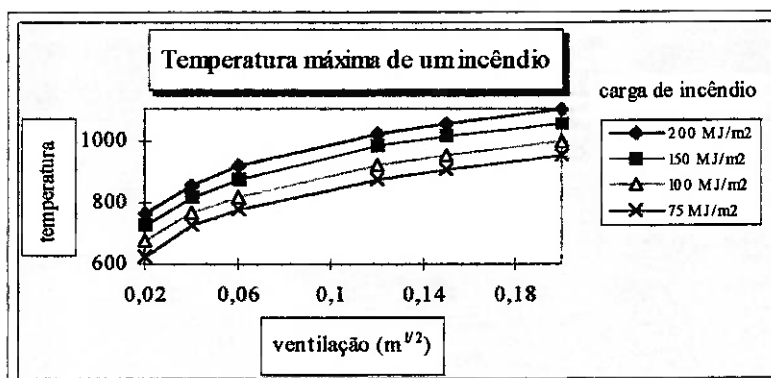


Figura 2.1.17

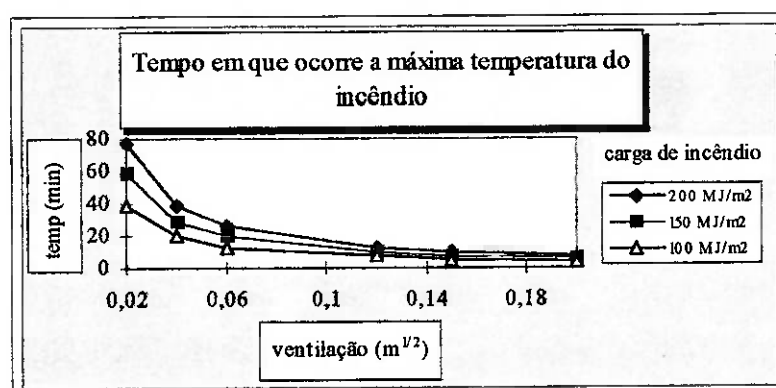


Figura 2.1.18

Assim sendo, baseando-se nas hipóteses adotadas para o modelo de Pettersson conclui-se que:

- A temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento da carga de incêndio específica.
- A temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento do grau de ventilação.
- A duração de um incêndio cresce com o aumento da carga de incêndio específica.
- A duração de um incêndio diminui com o aumento do grau de ventilação

2.1.4 CURVAS TEMPERATURA-TEMPO CONFORME EUROCODE

O EUROCODE 1 (1995) recomenda alternativamente o uso de curvas padronizadas (Fig. 2.1.19) e curvas que simulam o incêndio natural em área compartimentada.

2.1.4.1 Curvas padronizadas

2.1.4.1.1 - curva-padrão

$$\theta_g = 345 \log_{10} (8 t + 1) + 20 \dots\dots\dots(2.1.10)$$

sendo:

t - tempo (min)

Essa curva é igual à recomendada pela ISO 834 (1978)

2.1.4.1.2 - curva-padrão para incêndio em ambientes com material combustível formado por hidrocarbonetos

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,33 e^{-0,17 t} - 0,68 e^{-2,50 t}) + 20$$

sendo:

t - tempo (min)

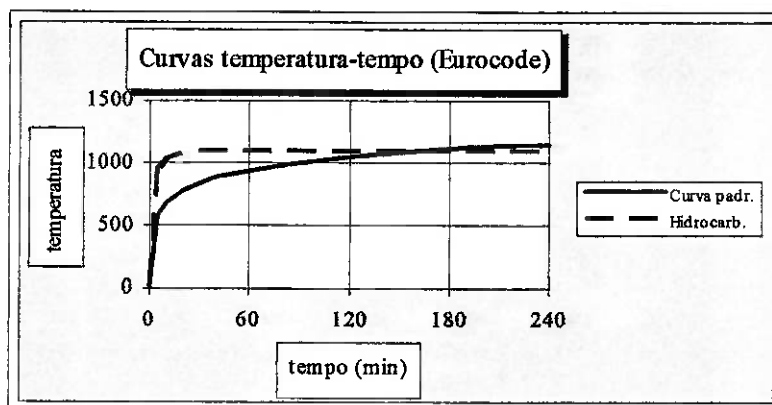


Figura 2.1.19

2.1.4.2 - Curva para incêndio natural compartimentado

ramo ascendente (aquecimento):

$$\theta_g = 1325 \left[1 - 0,324 e^{-0,2 t^*} - 0,204 e^{-1,7 t^*} - 0,472 e^{-19 t^*} \right] \quad \dots\dots\dots(2.1.11)$$

$$t^* = t \phi$$

$$\phi = \left(\frac{v}{0,04} \right)^2 \left(\frac{1160}{\sqrt{\rho c \lambda}} \right)^2$$

ramo descendente (resfriamento):

$$\theta_g = \theta_{g,\max} - 625 \left(t^* - t_d^* \right) \quad \text{para} \quad t_d^* \leq 0,5 \text{ h}$$

$$\theta_g = \theta_{g,\max} - 250 \left(3 - t_d^* \right) \left(t^* - t_d^* \right) \quad \text{para} \quad 0,5 \text{ h} < t_d^* \leq 2 \text{ h}$$

$$\theta_g = \theta_{g,\max} - 250 \left(t^* - t_d^* \right) \quad \text{para} \quad t_d^* > 0,5 \text{ h}$$

$$t_d = 0,13 \cdot 10^{-3} \frac{q_{fi,d}}{v} \phi \dots\dots\dots(2.1.12)$$

onde:

$\theta_{g,\max}$ - máxima temperatura dos gases em °C

ρ , c , λ - massa específica em kg/m³, calor específico em J/kg°C e condutividade térmica em W/m°C respectivamente do material da vedação do ambiente

t - tempo (h)

Os seguintes limites devem ser observados:

$$0,02 \leq v \leq 0,20 \quad (\text{m}^{1/2}) \quad - \text{ grau de ventilação}$$

$50 \leq q_{fi,d} \leq 1000 \quad (\text{MJ/m}^2) \quad - \text{ carga de incêndio específica de cálculo em relação à área total}$

$$1000 \leq \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \leq 2000 \quad (\text{J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ °C})$$

O aspecto das curvas recomendadas pelo Eurocode pode ser visto nas Figs. 2.1.20 a 2.1.22 superpostas às curvas propostas por Pettersson e à curva-padrão (ISO-834).

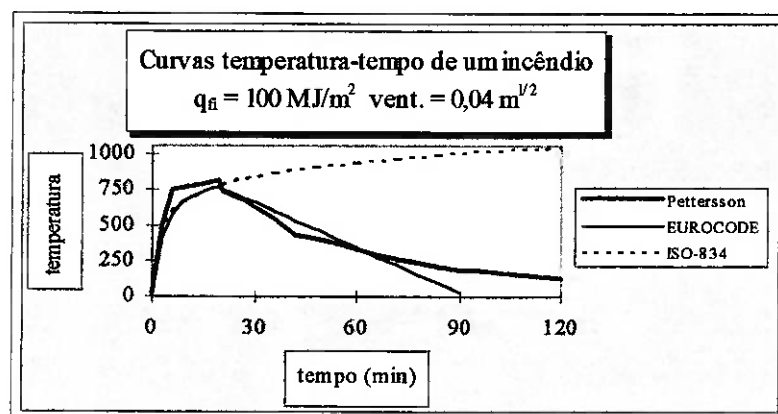


Figura 2.1.20

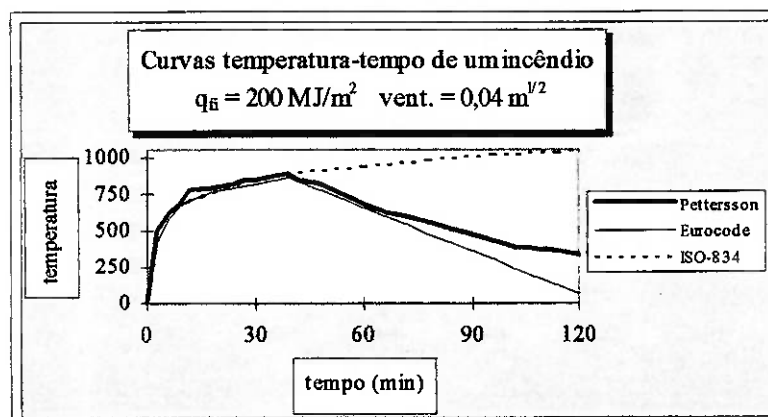


Figura 2.1.21

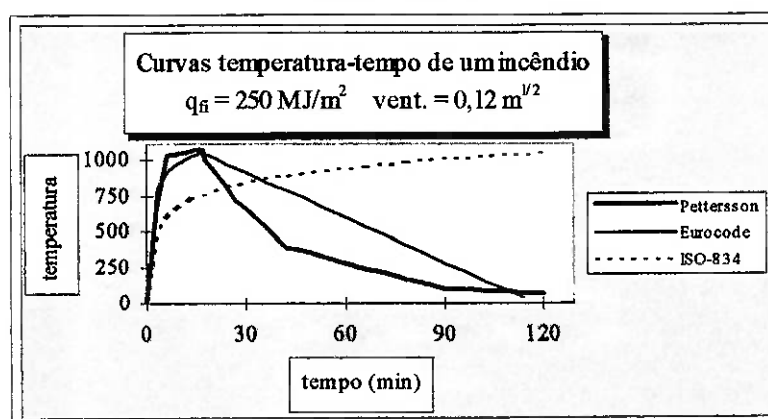


Figura 2.1.22

2.1.5 LIMITES DE APLICAÇÃO DO MODELO DO INCÊNDIO NATURAL

O movimento turbulento dos gases, durante um incêndio, contribui para uniformizar a temperatura em volumes (ou áreas, admitindo-se que a altura do compartimento é pouco variável com a ocupação, exceto em edifícios industriais ou shopping centers) relativamente pequenos (áreas da ordem de 100 m^2), mesmo para uma distribuição desuniforme da carga de incêndio.

As hipóteses utilizadas, na determinação das curvas recomendadas, pelo Eurocode, para o incêndio natural compartimentado, foram comprovadas por ensaios realizados em compartimentos com área de piso inferior a 100 m^2 .

O Centre Technique Industriel de la Constuction Metallique (CTICM) com apoio financeiro do Office Technique pour l'Utilization de l'Acier (OTUA) realizou 4 ensaios,

em 1983, no Parc de la Villete, Paris, em um compartimento com cerca de 1000 m² de área de piso e 10000 m³ de volume. Conforme OTUA(1983) a temperatura dos gases quentes a 3m do piso, medida nesses ensaios, foi menor do que a avaliada a partir dos resultados de ensaios realizados em compartimentos de pequeno volume, porém, para tal comparação foi utilizado o valor da carga de incêndio em relação à área efetivamente ocupada pela carga. A carga de incêndio específica utilizada para cada ensaio foi de 439, 458, 571 e 849 MJ/m² em relação à área efetivamente ocupada pela carga (150, 58, 58 e 39 m² respectivamente).

Assim sendo, esse modelo, quando aplicado a compartimentos com áreas maiores e com ocupações cuja distribuição uniforme da carga de incêndio não possa ser assegurada, deve ser adaptado, utilizando-se a carga de incêndio específica em relação à área efetivamente ocupada pelo material combustível, ou majorar q_{fi} por coeficientes de segurança que levem em conta a incerteza referida.

Modelos mais realísticos estão sendo objeto de pesquisa internacional. Os mais conhecidos são:

“Zone models” - modelo em que é considerada a influência da variação da temperatura ao longo da altura do compartimento. Citam-se como exemplos: programa ASKFRS desenvolvido pelo Fire Research Station (FRS) do Building Research Establishment (BRE) - Reino Unido e programa HAZARD desenvolvido pelo National Institute of Standards and Technology (NIST) - EUA

“Computational fluid dynamics” (CFD) - model em que é utilizada a dinâmica dos fluidos para modelar o incêndio. Citam-se como exemplos: programa JASMINE desenvolvido pelo FRS/Reino Unido e programa SOFIE desenvolvido pelo Swedish National Testing and Research Institute/Suécia.

Outros modelos permitem determinar a temperatura dos gases levando em conta também a presença da proteção ativa. Cita-se como exemplo: programa ARGOS desenvolvido pelo Danish Institute of Fire Technology/Dinamarca.

2.2 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA NA ESTRUTURA

As seguintes hipóteses serão admitidas nesta seção:

- elemento estrutural totalmente imerso no ambiente em chamas

Estruturas pertencentes aos elementos da vedação do compartimento em chamas ou estruturas externas ao edifício, ainda que sujeitas à ação do fogo, não fazem parte deste estudo e atingirão temperaturas inferiores às calculadas pelas expressões aqui deduzidas.

- distribuição uniforme da temperatura no elemento estrutural

Hipótese válida para seções formadas por paredes delgadas e a favor da segurança para seções mais robustas

- fluxo de calor unidimensional no elemento estrutural e no material isolante térmico

Os conceitos e definições referentes à transmissão de calor, apresentados neste trabalho, foram baseados em KREITH,F.(1973) e HOLMAN,J.P. (1983).

2.2.1 ESTRUTURA SEM PROTEÇÃO TÉRMICA

A diferença de temperatura entre as chamas de um incêndio e os elementos estruturais gera um fluxo de calor que, via radiação e convecção, transfere-se para a estrutura provocando aumento de temperatura. O acréscimo de temperatura na peça estrutural, é determinado considerando-se o equilíbrio térmico envolvendo o calor emitido pelo fogo e o calor absorvido pela peça de aço (Fig. 2.2.1).

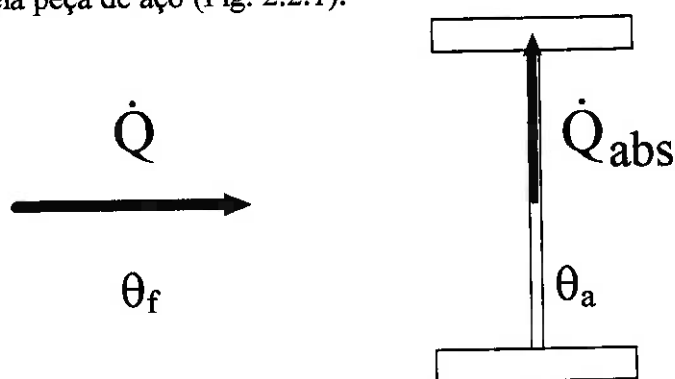


Figura 2.2.1 - Fluxo de calor

A radiação é o processo pelo qual o calor flui na forma de propagação de ondas de um corpo à alta temperatura para outro à temperatura mais baixa. A expressão para o cálculo do fluxo de calor emitido por um irradiador perfeito ou ideal (corpo negro) foi encontrada experimentalmente por J. Stefan em 1879 e deduzida teoricamente por L. Boltzmann em 1884 (exp. 2.2.1).

$$\dot{Q}_r = \sigma A (\theta + 273)^4 \dots\dots\dots(2.2.1)$$

sendo:

\dot{Q}_r - fluxo de calor radiativo (W)

σ - constante de Stefan-Boltzmann = $5,669 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}^4$

A - área da superfície do irradiador ideal (m^2)

θ - temperatura do irradiador ($^\circ\text{C}$)

No caso de troca de calor entre dois corpos reais (não-ideais) tem-se:

$$\dot{Q}_r = \sigma A \varepsilon_{1-2} \left[(\theta_1 + 273)^4 - (\theta_2 + 273)^4 \right] \dots\dots\dots(2.2.2)$$

sendo:

ε_{1-2} - emissividade, fator dependente das características térmicas e geométricas dos dois corpos (adimensional)

θ_1 e θ_2 - temperaturas dos dois corpos ($^\circ\text{C}$)

Rescrevendo a exp. 2.2.2 de uma forma adequada ao problema em tela tem-se:

$$\dot{Q}_r = \dot{h}_r A_a \dots\dots\dots(2.2.3)$$

onde:

$$\dot{h}_r = \alpha_r (\theta_g - \theta_a)$$

$$\alpha_r = \frac{\sigma \varepsilon_r \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right]}{(\theta_g - \theta_a)}$$

sendo:

\dot{Q}_r - fluxo radiativo de calor (W)

\dot{h}_r - fluxo radiativo de calor por unidade de área (W/m^2)

A_a - área exposta ao fogo do elemento estrutural de aço (m^2)

α_r - coeficiente de transferência de calor por radiação ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$)

θ_g - temperatura dos gases quentes ($^\circ C$)

θ_a - temperatura do elemento estrutural ($^\circ C$)

ε_r - emissividade resultante envolvendo chamas, gases em combustão e superfície do aço exposta às chamas. O valor de ε_r depende da forma de exposição ao fogo do elemento estrutural e pode variar entre 0,3 e 0,7 (PETTERSSON et al. (1976)). Neste trabalho adotar-se-á $\varepsilon_r = 0,5$ conforme recomendação do EUROCODE 3 (1995).

A convecção é o processo pelo qual o calor flui, envolvendo movimentação de mistura de fluido, principalmente entre sólidos e fluidos. A expressão para o cálculo do fluxo de calor é devida a I. Newton (1701) e será apresentada (exp. 2.2.4) já adequada ao problema em questão:

$$\dot{Q}_c = \dot{h}_c A_a \dots\dots\dots(2.2.4)$$

onde:

$$\dot{h}_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a)$$

sendo:

\dot{Q}_c - fluxo convectivo de calor (W)

\dot{h}_c - fluxo convectivo de calor por unidade de área (W/m^2)

α_c - coeficiente de transferência de calor por convecção (ou coeficiente de película) dependente do tipo de fluido (ar, água, óleo, etc.), sua velocidade (convecção natural ou forçada) e temperatura e da geometria do sólido ($W/m^2 \text{ } ^\circ C$). Neste trabalho adotar-se-á $\alpha_c = 25 \text{ } W/m^2 \text{ } ^\circ C$ (EUROCODE 1 (1995)), adequado à consideração de ar super aquecido e convecção natural.

A_a - área exposta ao fogo do elemento estrutural de aço

Assim sendo, a partir das exp. 2.2.3 e 2.2.4, resulta:

$$\dot{Q} = \dot{Q}_r + \dot{Q}_c = \dot{h} A_a \dots\dots\dots (2.2.5)$$

onde:

$$\dot{h} = \dot{h}_r + \dot{h}_c$$

sendo

\dot{Q} - fluxo de calor (ação térmica na estrutura) (W)

\dot{h} - fluxo de calor por unidade de área (W/m²)

A_a - área exposta ao fogo da estrutura (m²)

Obs.: Segundo a NBR 8681 (vide seção 4 desta Tese) o fator de combinação associado à ação excepcional vale 1,0. Dessa forma tem-se:

$$\dot{Q}_d = 1,0 \dot{Q}_k \text{ e } \dot{h}_d = 1,0 \dot{h}_k$$

Neste texto, a notação será aliviada e se utilizará simplesmente \dot{Q} e \dot{h} ao invés de \dot{Q}_d e \dot{h}_d

A absorção de calor pela peça estrutural vale:

$$\dot{Q}_{abs} = m_a c_a(\theta) \dot{\theta}_a = V \rho_a c_a(\theta) \dot{\theta}_a \dots\dots\dots(2.2.6)$$

onde:

\dot{Q}_{abs} - calor absorvido pela peça estrutural de aço, na unidade de tempo (W)

m_a - massa aquecida de aço (kg)

V - volume aquecido de aço (m³)

$c_a(\theta)$ - calor específico do aço (J/kg °C)

ρ_a - massa específica do aço (kg/m³)

$\dot{\theta}_a$ - variação da temperatura no aço na unidade de tempo (°C/s)

Considerando-se o equilíbrio térmico, ou seja:

$$\dot{Q} = \dot{Q}_{abs}$$

e a partir das exp. 2.2.5 e 2.2.6, obtém-se:

$$\dot{h} A_a = V \rho_a c_a(\theta) \dot{\theta}_a$$

Admitindo-se que $\dot{\theta}_a \cong \frac{\Delta\theta_a}{\Delta t}$ e definindo-se fator de massividade (F) como sendo a relação entre a área exposta ao fogo (A_a) e o volume aquecido do elemento estrutural de aço (V), resulta:

$$\Delta\theta_a = \frac{F}{c_a \rho_a} \dot{h} \Delta t \dots\dots\dots(2.2.7)$$

explicitando os argumentos das funções temporais tem-se:

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F}{c_a(\theta) \rho_a} \sigma \varepsilon_r \left[(\theta_g(t) + 273)^4 - (\theta_a(t) + 273)^4 \right] + \alpha_c (\theta_g(t) - \theta_a(t)) \Delta t$$

Para barras prismáticas, o fator de massividade pode ser expresso como a relação entre o perímetro exposto ao fogo e a área da seção transversal do elemento em estudo, sendo conhecido, também, como fator de forma da seção, ou seja:

$$F = \frac{u}{A_a} \quad (\text{m}^{-1})$$

Obs: Em situações como a esquematizada na Fig. 2.2.2, em que b_f é o perímetro exposto ao fogo, segundo PETERSSON et al. (1976) e THOR et al. (1977), deve-se utilizar $F = 1/b_f$.

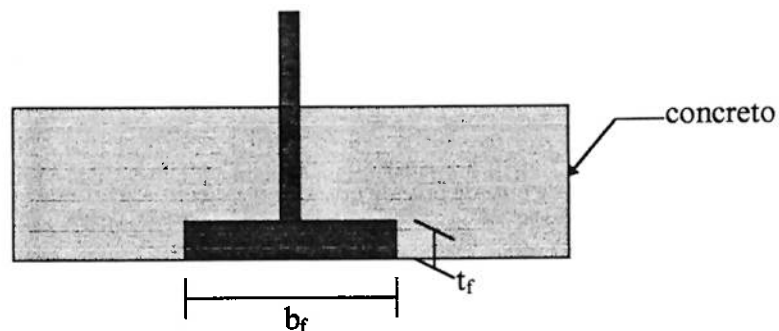


Figura 2.2.2

A partir da exp. 2.2.7 e das curvas recomendadas pelo Eurocode (item 2.1.3.4 desta Tese) com $\sqrt{\rho c \lambda} = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$, com auxílio de programa desenvolvido pelo autor, realizou-se uma análise paramétrica da temperatura máxima do aço durante um incêndio e o

tempo em que essa temperatura é atingida, em função do fator de massividade, grau de ventilação e carga de incêndio (vide Figs. 2.2.3 a 2.2.10)

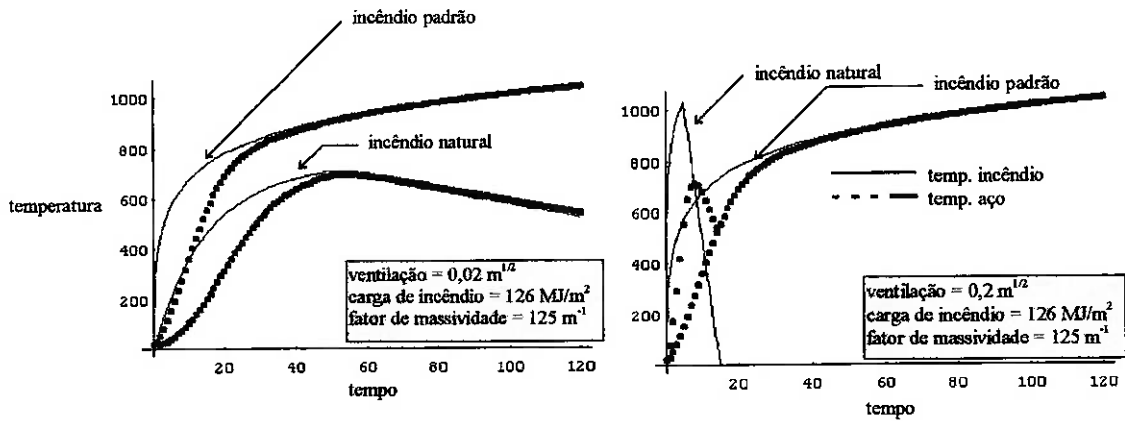


Figura 2.2.3- Influência do grau de ventilação na temperatura do aço

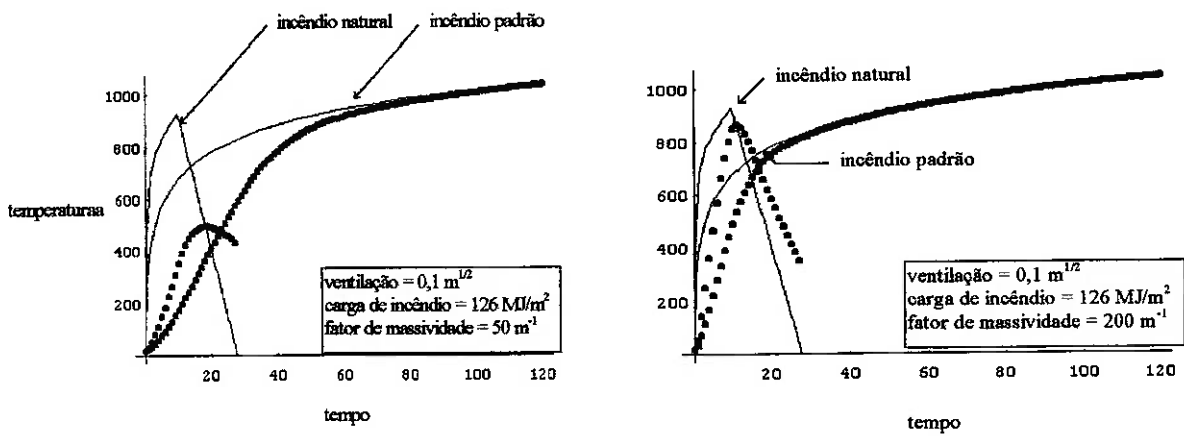


Figura 2.2.4 - Influência do fator de massividade na temperatura no aço

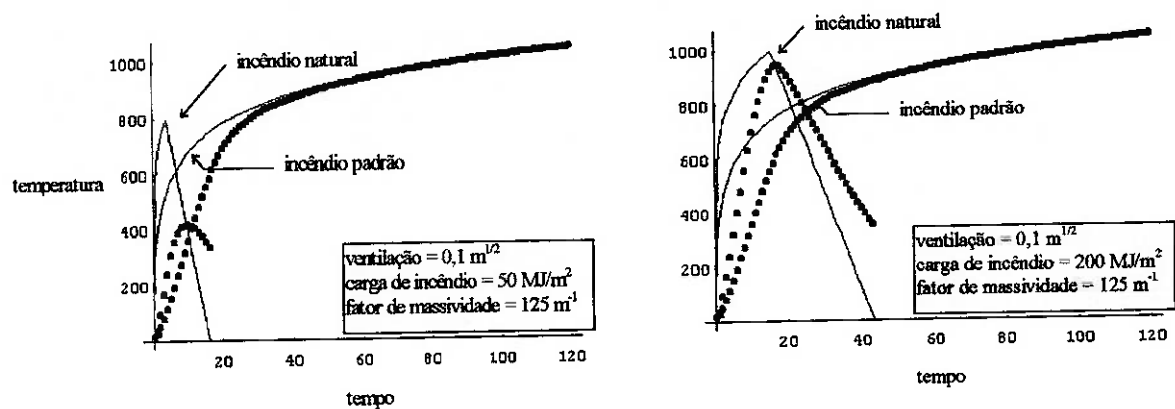


Figura 2.2.5 - Influência da carga de incêndio na temperatura no aço

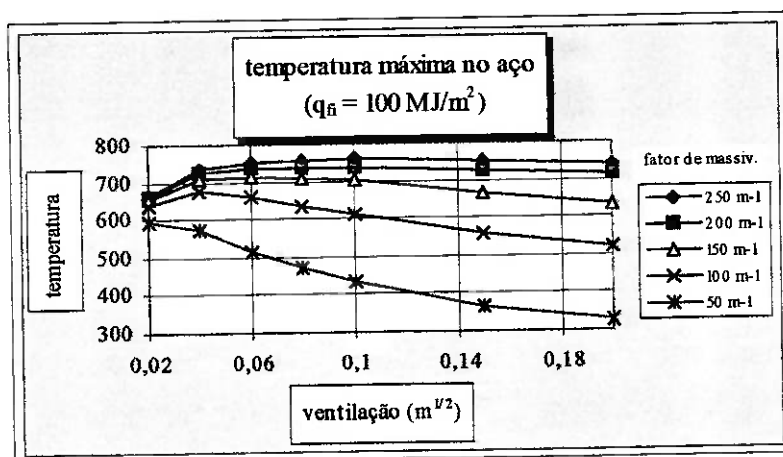


Figura 2.2.6

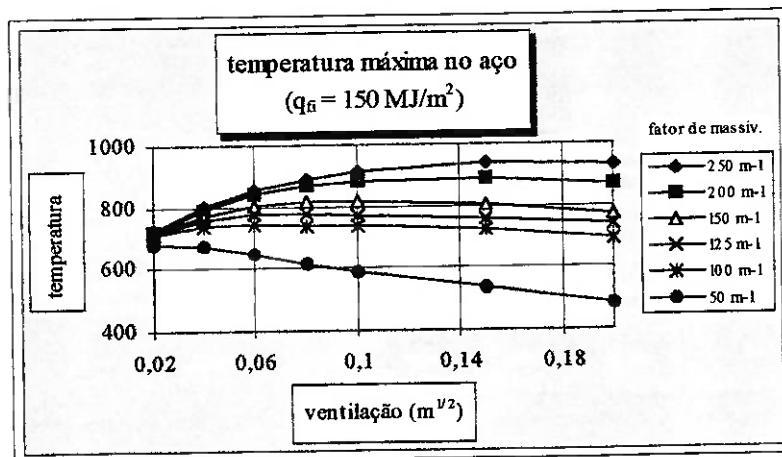


Figura 2.2.7

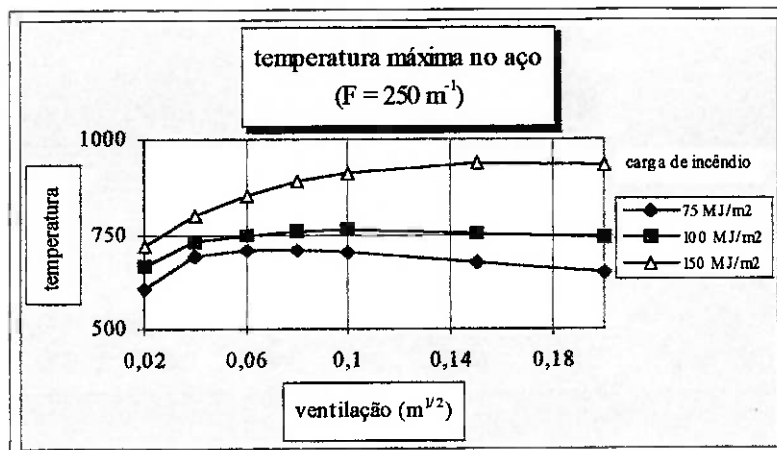


Figura 2.2.8

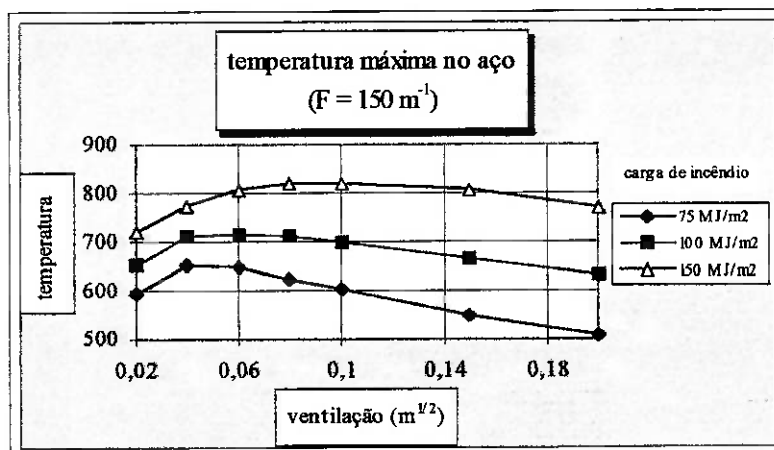


Figura 2.2.9

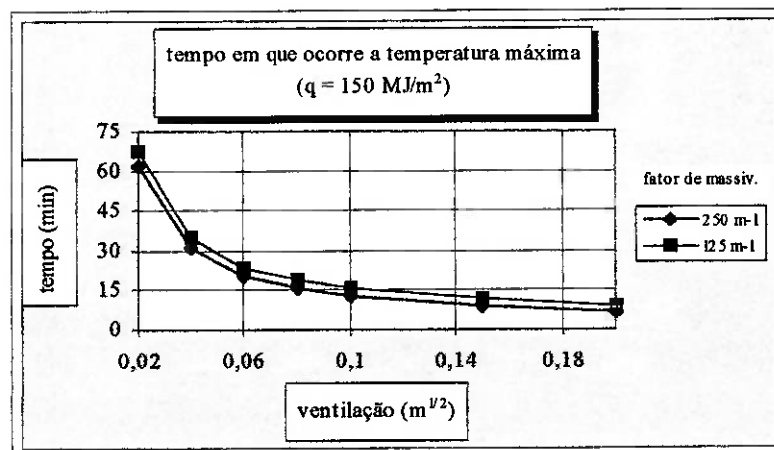


Figura 2.2.10

Assim sendo, a partir das hipóteses elencadas nas seções 2.1.3.4 e 2.2, conclui-se que:

- O tempo em que ocorre a máxima temperatura na estrutura de aço aumenta com a carga de incêndio, diminui com o aumento do grau de ventilação e pouco depende do fator de massividade.

- A temperatura máxima na estrutura de aço ($\theta_{a,máx}$) durante um incêndio se eleva com o aumento do grau de ventilação (v), desde que, simultaneamente, o fator de massividade (F) e a carga de incêndio específica (q_{fi}) sejam altos ($F \geq 200 \text{ m}^{-1}$ e $q_{fi} \geq 150 \text{ MJ/m}^2$ de área total). Para valores menores de F e q_{fi} a temperatura máxima no aço pode se elevar ou diminuir dependendo dos valores de F , q_{fi} e v .

2.2.2 ESTRUTURA COM PROTEÇÃO TÉRMICA

Para a determinação da temperatura em uma peça estrutural revestida por material de proteção térmica, deve-se considerar o equilíbrio térmico envolvendo: o calor emitido pelos gases quentes, a absorção de calor pelo material de revestimento e a absorção de calor pelo elemento estrutural.

O calor é transferido através do material de proteção por condução. A condução é o processo pelo qual o calor flui de uma região à alta temperatura para outra à temperatura mais baixa dentro de um mesmo corpo. A equação diferencial (exp. 2.2.8) que governa o fenômeno da transferência de calor por condução, em regime permanente (temperatura invariável com o tempo), é devida a J.B.J. Fourier (1822).

$$\dot{Q}_k = - \lambda_m A_m \frac{\partial \theta_m}{\partial x} \dots\dots\dots(2.2.8)$$

sendo:

\dot{Q}_k - fluxo de calor por condução no interior do material de proteção térmica (W)

λ_m - condutividade térmica do material de proteção térmica (W/m °C)

A_m - área exposta ao fogo, do material de proteção térmica(m²)

Para a situação em estudo, no entanto, o regime não é permanente e a equação diferencial se modifica. Essa equação será deduzida tomando-se como referência a exp.2.2.8, e considerando-se o equilíbrio térmico do volume elementar ($A_m dx$) esquematizado na Fig. 2.2.11.

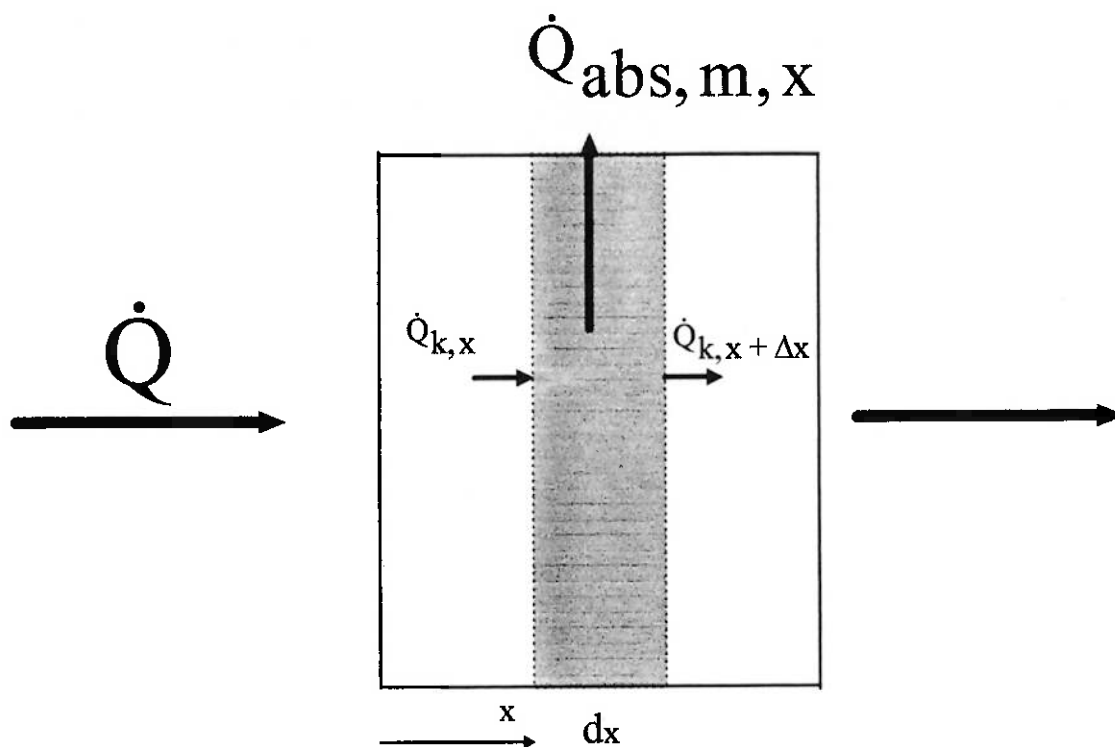


Figura 2.2.11 - Fluxo de calor através de um volume elementar do material de proteção térmica

Sendo:

$$\dot{Q}_{k,x} = -\lambda_m(\theta) A_m \frac{\partial \theta_m}{\partial x}(x,t)$$

$$\dot{Q}_{k,x+dx} = -\lambda_m(\theta) A_m \frac{\partial \theta_m}{\partial x}(x+dx,t) \dots\dots\dots(2.2.9)$$

$$\dot{Q}_{abs,x} = \rho_m A_m dx c_m(\theta) \frac{\partial \theta_m}{\partial t}(x,t)$$

onde:

ρ_m - massa específica do material de proteção térmica (kg/m^3)

$c_m(\theta)$ - calor específico do material de proteção térmica à temperatura $\theta(x,t)$ ($\text{J/kg}^\circ\text{C}$)

$\lambda_m(\theta)$ - condutividade térmica do material de proteção térmica à temperatura $\theta(x,t)$ ($\text{W/m}^\circ\text{C}$)

Considerando-se a expansão em série de Taylor, até o seu segundo termo, da exp. 2.2.9, obtém-se:

$$\dot{Q}_{k,x+dx} = -A_m \left(\frac{\partial \theta_m}{\partial x}(x,t) + \frac{\partial}{\partial x} \lambda_m(\theta) \frac{\partial \theta_m}{\partial x}(x,t) dx \right)$$

Sabendo-se que:

$$\dot{Q}_{k,x} - \dot{Q}_{k,x+dx} = \dot{Q}_{abs,x}$$

obtém-se a expressão da condução de calor unidimensional para o regime transitório:

$$\rho_m c_m(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial t}(x,t) = \frac{\partial}{\partial x} \lambda_m(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial x}(x,t) \dots\dots\dots (2.2.10)$$

Tendo em vista a pequena espessura do material de proteção térmica, pode-se confundir, na exp. 2.2.10, a espessura elementar dx com a espessura total t_m e admitir a absorção de calor concentrada no ponto médio de t_m .

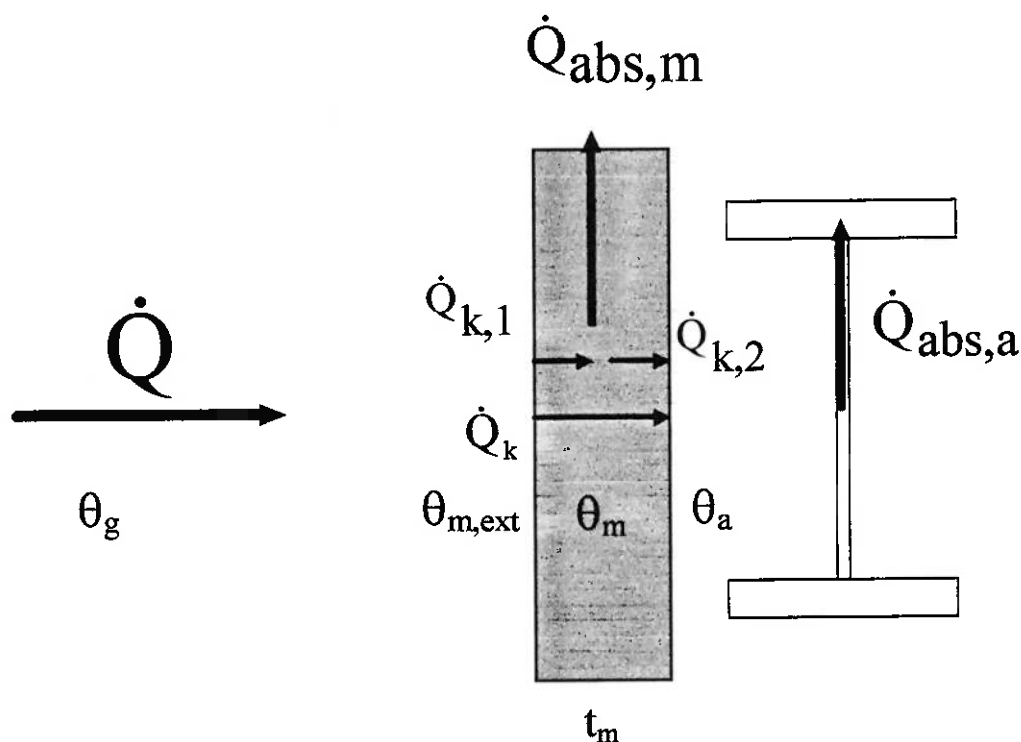


Figura 2.2.12 - Fluxo de calor através do material de proteção térmica

Considerando-se o equilíbrio térmico para a situação esquematizada na Fig. 2.2.12, tem-se:

$$\dot{Q} = \dot{Q}_{k,1} = \dot{Q}_{k,2} + \dot{Q}_{abs,m}$$

ou seja:

$$\alpha (\theta_g - \theta_{m,ext}) A_m = \lambda_m A_m \frac{(\theta_{m,ext} - \theta_m)}{t_m/2} = \lambda_m A_m \frac{(\theta_m - \theta_a)}{t_m/2} + A_m t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m \dots\dots\dots(2.2.11)$$

e

$$\dot{Q}_{k,2} = \dot{Q}_{abs,a}$$

ou seja:

$$\lambda_m A_m \frac{(\theta_m - \theta_a)}{t_m/2} = V \rho_a c_a \dot{\theta}_a \dots\dots\dots(2.2.12)$$

onde:

$$\alpha = \alpha_r + \alpha_c$$

 $\theta_{m,ext}$ - temperatura na superfície externa do material de proteção (°C) θ_g - temperatura dos gases quentes (°C) θ_m - temperatura no ponto médio da espessura do material de proteção (°C)

$$\lambda_m = \lambda_m(\theta)$$

$$c_m = c_m(\theta)$$

 t_m - espessura do material de proteção (m)V - volume da peça estrutural (m³) ρ_a - massa específica do aço (kg/m³) $c_a = c_a(\theta)$ - calor específico do aço (J/kg°C)

A partir da exp. 2.2.11 obtém-se:

$$\frac{(\theta_g - \theta_{m,ext})}{1/\alpha} = \frac{(\theta_{m,ext} - \theta_m)}{t_m/2\lambda_m} = \frac{(\theta_m - \theta_a)}{t_m/2\lambda_m} + t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m \dots\dots\dots(2.2.13)$$

ou

$$\frac{(\theta_g - \theta_{m,ext}) - (t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m) \left(\frac{1}{\alpha} \right)}{\frac{1}{\alpha}} = \frac{(\theta_{m,ext} - \theta_m) - (t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m) \left(\frac{t_m}{2\lambda_m} \right)}{\frac{t_m}{2\lambda_m}} =$$

$$= \frac{(\theta_m - \theta_a)}{\frac{t_m}{2\lambda_m}}$$

usando-se a propriedade das proporções resulta:

$$\frac{(\theta_m - \theta_a)}{\frac{t_m}{2\lambda_m}} = \frac{(\theta_g - \theta_a) - (t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m) \left(\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{2\lambda_m} \right)}{\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{\lambda_m}} \dots\dots\dots(2.2.14)$$

A partir da exp. 2.2.12 obtém-se

$$\frac{(\theta_m - \theta_a)}{\frac{t_m}{2\lambda_m}} = \frac{V \rho_a c_a \dot{\theta}_a}{A_m} = \frac{\rho_a c_a \dot{\theta}_a}{F} \dots\dots\dots(2.2.15)$$

sendo: $F = A_m / V$ (fator de massividade da peça protegida)

Das exp. 2.2.14 e 2.2.15 obtém-se:

$$\frac{(\theta_g - \theta_a) - (t_m \rho_m c_m \dot{\theta}_m) \left(\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{2\lambda_m} \right)}{\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{\lambda_m}} = \frac{\rho_a c_a \dot{\theta}_a}{F}$$

ou, rearranjando:

$$\dot{\theta}_a = \frac{\theta_g - \theta_a}{\rho_a c_a} \frac{F}{\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{\lambda_m}} - \frac{\Phi \dot{\theta}_m \left(\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{2\lambda_m} \right)}{\frac{1}{\alpha} + \frac{t_m}{\lambda_m}} \dots\dots\dots(2.2.16)$$

$$\text{sendo: } \Phi = \frac{\rho_m c_m}{\rho_a c_a} t_m F$$

Considerando-se na exp. 2.2.13 a seguinte simplificação: $\theta_m = (\theta_{m,ext} + \theta_a) / 2$,
resulta:

$$\frac{(\theta_g - \theta_{m,ext})}{1/\alpha} = \frac{\left(\theta_g - \frac{\theta_{m,ext} + \theta_a}{2}\right)}{\left(1/\alpha + t_m/2\lambda_m\right)}$$

ou, rearranjando:

$$\theta_{m,ext} = \frac{\theta_g \frac{t_m}{\lambda_m}}{1/\alpha + t_m/\lambda_m} + \frac{\theta_a \frac{1}{\alpha}}{\left(1/\alpha + t_m/\lambda_m\right)} \dots\dots\dots(2.2.17)$$

A partir da exp. 2.2.17, obtém-se:

$$\dot{\theta}_m = \frac{\dot{\theta}_{m,ext} + \dot{\theta}_a}{2} = \frac{\frac{\dot{\theta}_g \frac{t_m}{\lambda_m}}{1/\alpha + t_m/\lambda_m} + \frac{\dot{\theta}_a \left(2/\alpha + t_m/\lambda_m\right)}{1/\alpha + t_m/\lambda_m}}{2}$$

Para valores práticos de α e t_m/λ_m pode-se admitir que:

$$\frac{t_m/\lambda_m}{1/\alpha + t_m/\lambda_m} \cong \frac{2/\alpha + t_m/\lambda_m}{1/\alpha + t_m/\lambda_m} \cong 1$$

portanto:

$$\dot{\theta}_m = \frac{\dot{\theta}_g + \dot{\theta}_a}{2} \dots\dots\dots(2.2.18)$$

Considerando-se a exp. 2.2.18 na exp. 2.2.16, e a simplificação para valores práticos de α e t_m/λ_m , resulta:

$$\dot{\theta}_a = \frac{\theta_g - \theta_a}{\rho_a c_a} \frac{F}{t_m/\lambda_m} - \frac{(\dot{\theta}_g + \dot{\theta}_a)}{4} \Phi$$

e finalmente, aproximando-se: $\dot{\theta}_a$ por $\frac{\Delta\theta_a(t)}{\Delta t}$, tem-se:

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F}{t_m / \lambda_m} \frac{(\theta_g(t) - \theta_a(t)) \Delta t}{\rho_a c_a (1 + \Phi/4)} + \frac{\theta_g(t + \Delta t) - \theta_f(t)}{4/\Phi + 1} \dots\dots\dots(2.2.19)$$

Desconsiderando-se a absorção de calor pelo material de proteção resulta:

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F}{t_m / \lambda_m} \frac{(\theta_g(t) - \theta_a(t)) \Delta t}{\rho_a c_a} \dots\dots\dots(2.2.20)$$

que é uma boa aproximação para a exp. 2.2.19 para baixos valores de ϕ , como se pode observar nos gráficos apresentados no item 2.2.2.2

PETTERSSON et al. (1976) resolvem esse mesmo problema com a seguinte simplificação

$$\dot{Q} = \dot{Q}_k = \dot{Q}_{abs,a} + \dot{Q}_{abs,m}$$

resultando:

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F}{1/\alpha + t_m / \lambda_m} \frac{(\theta_g(t) - \theta_a(t)) \Delta t}{\rho_a c_a (1 + \Phi/2)} + \frac{\theta_g(t + \Delta t) - \theta_g(t)}{2/\Phi + 1} \dots\dots\dots(2.2.21)$$

2.2.2.1 Recomendações do Eurocode

O EUROCODE 3 (1995) recomenda a seguinte expressão para o cálculo da temperatura do aço:

$$\theta_a(t + \Delta t) - \theta_a(t) = \frac{F}{t_m / \lambda_m} \frac{(\theta_g(t) - \theta_a(t)) \Delta t}{\rho_a c_a (1 + \Phi/3)} + [\theta_g(t + \Delta t) - \theta_g(t)] \left[e^{\Phi/10} - 1 \right] \dots\dots\dots(2.2.22)$$

Sendo o calor específico determinado da seguinte maneira:

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 425 + 7,73 \cdot 10^{-1} \theta_a - 1,69 \cdot 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \cdot 10^{-6} \theta_a^6 \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C})$$

- para $600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C})$$

- para $735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{J/kg}^{\circ}\text{C})$$

- para $900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$c_a = 650 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$$

calor específico do aço (J/kg C)

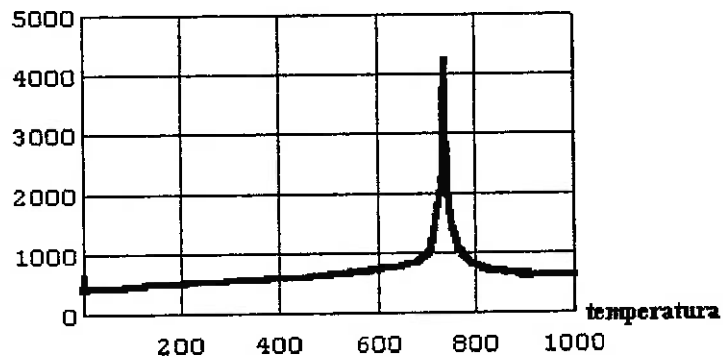


Figura 2.2.13 - Calor específico dos aços estruturais

Caso se empreguem métodos simplificados de cálculo, o valor do calor específico pode ser considerado independente da temperatura do aço e igual a $600 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$

2.2.2.2 Comparação de resultados

Apresentam-se a seguir curvas da temperatura do elemento de aço em função do tempo e das características térmicas de material de proteção, determinadas a partir da curva temperatura-tempo do incêndio-padrão.

1º exemplo (Fig. 2.2.14)

$$\lambda_m = 0,15 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

$$c_m = 1130 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

$$t_m = 0,016 \text{ m}$$

$$\rho_m = 64 \text{ kg/m}^3$$

$c_a(t)$ conforme Eurocode

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$F = 224 \text{ m}^{-1}$$

com esses valores tem-se $\phi(t) \cong 0,055$

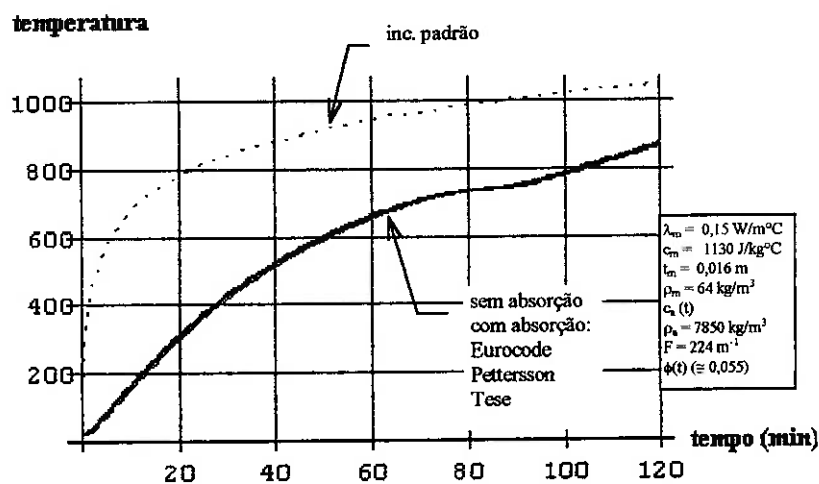


Figura 2.2.14

2º exemplo (Fig. 2.2.15):

$$\lambda_m = 0,20 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

$$c_m = 1200 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

$$t_m = 0,020 \text{ m}$$

$$\rho_m = 800 \text{ kg/m}^3$$

$c_a(t)$ conforme Eurocode

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$F = 224 \text{ m}^{-1}$$

com esses valores tem-se $\phi(t) \cong 0,81$

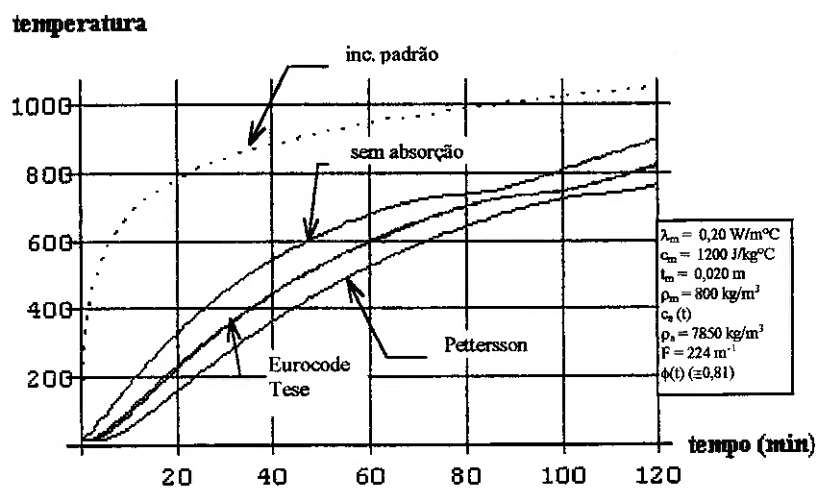


Figura 2.2.15

3º exemplo (Fig. 2.2.16)

$$\lambda_m = 1,6 \text{ W/m}^\circ\text{C}$$

$$c_m = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$$

$$t_m = 0,030 \text{ m}$$

$$\rho_m = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$c_a(t)$

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$F = 224 \text{ m}^{-1}$$

com esses valores tem-se $\phi(t) \cong 3,42$

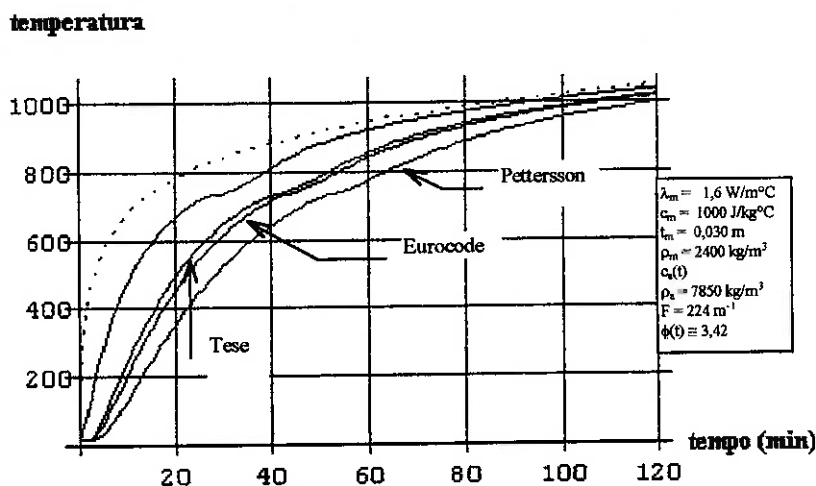


Figura 2.2.16

Como se observa nesses três exemplos, a expressão para a determinação da temperatura no aço, deduzida nessa Tese (exp. 2.2.19), fornece valores próximos àqueles calculados a partir das recomendações do Eurocode (exp. 2.2.22) e mais econômicos do que os encontrados a partir da tradicional expressão deduzida por Petterson. Nota-se também, que a desconsideração da absorção de calor pelo material de proteção (exp. 2.2.20) é uma aproximação adequada, para valores baixos de ϕ .

2.2.3 O MODELO DO INCÊNDIO E A TEMPERATURA DA ESTRUTURA

Conhecida a curva temperatura-tempo do incêndio, é possível determinar a curva temperatura-tempo do elemento estrutural, por meio das exp. 2.2.7 e 2.2.19 ou 2.2.22.

A utilização do modelo do incêndio natural permite a determinação da máxima temperatura atingida no aço (Fig. 2.2.17) e dimensionar a estrutura para essa temperatura.

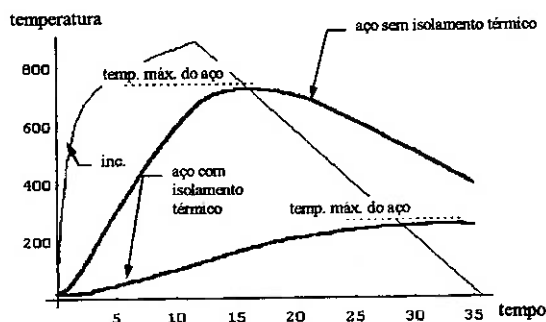


Figura 2.2.17 - Temperatura do aço (incêndio natural)

A utilização do modelo do incêndio-padrão, todavia, não permite a determinação da máxima temperatura atingida pela peça estrutural, exigindo o preestabelecimento de tempos fictícios a fim de se encontrar uma temperatura (Fig. 2.2.18), na curva temperatura-tempo do aço, que possa ser utilizada no dimensionamento.

Geralmente, esses tempos são padronizados em função das dimensões e do tipo de utilização da edificação.

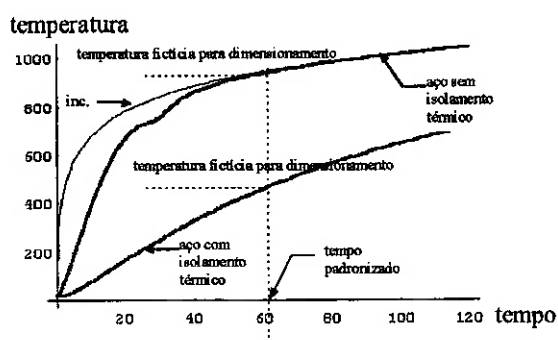


Figura 2.2.18 - Temperatura do aço (incêndio-padrão)

Recomenda-se, nesta Tese, que esses tempos sejam determinados pelo método do tempo equivalente (seção 2.3), adequando-se os coeficientes (γ_n e γ_s) associados à carga de incêndio específica de cálculo, à realidade brasileira.

2.3 MÉTODO DO TEMPO EQUIVALENTE

Tendo em vista que os ensaios a altas temperaturas de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-fogo, etc. são realizados em fornos aquecidos segundo as curvas padronizadas, vários autores propuseram métodos para correlacionar o tempo de resistência ao fogo encontrado nesses ensaios e o tempo na situação real (HARMATHY (1987)). O método mais citado nas bibliografias consultadas é o método do tempo equivalente.

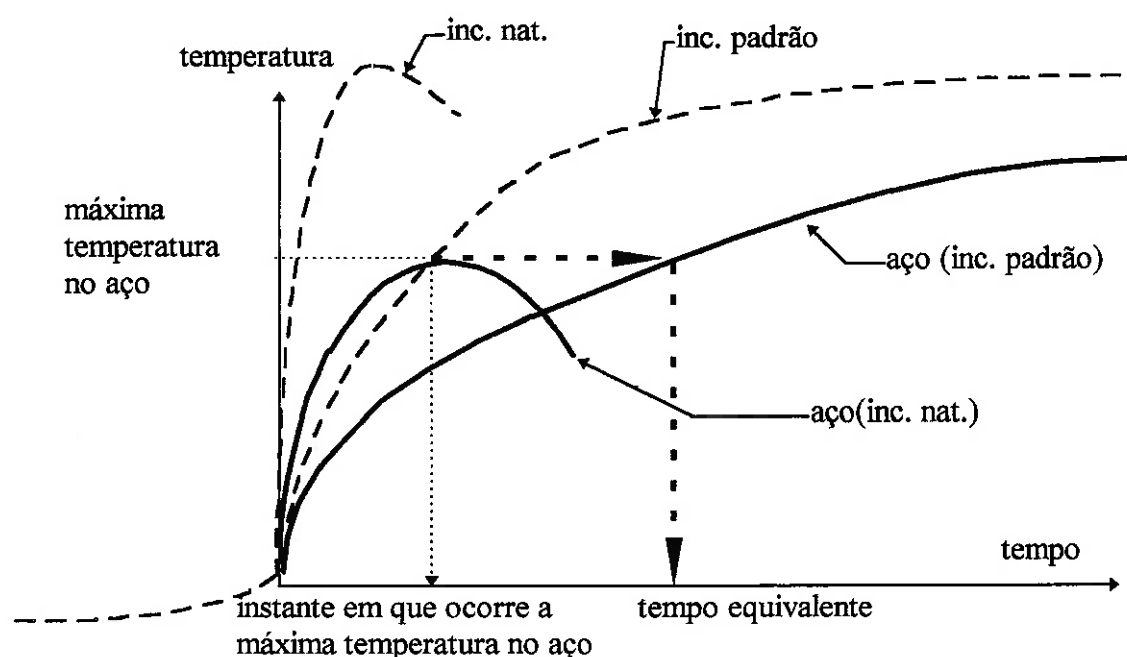


Figura 2.3.1 - Tempo equivalente

O método consiste em calcular a temperatura do aço a partir da curva-padrão, para um tempo fictício denominado tempo equivalente. Essa temperatura corresponde à máxima temperatura no aço na curva natural (Fig. 2.3.1). O EUROCODE 1 (1995) permite a utilização do método do tempo equivalente¹ e fornece a exp. 2.3.1 que é baseada na DIN 18230 (1987):

$$t_{eq} = 0,055 q_{fi,d} w \quad (\text{min}) \quad (2.3.1)$$

¹ O Eurocode 1 permite a utilização desse método para áreas superiores a 100 m². Essa informação foi confirmada pelo Eng. L. G. Cajot, em correspondência enviada ao autor desta Tese.

sendo:

$$w = \frac{A_t}{A_f} \bar{w}$$

$$\bar{w} = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f} \right)^4 \right] \geq 0,5$$

$q_{fi,d}$ - valor de cálculo da carga de incêndio específica (MJ/m² área total)

H - altura do compartimento em chamas (m)

A_v - área de ventilação (vertical) (m²)

A_f - área de piso (m²)

A_t - área total (m²)

Para melhor visualização, apresenta-se na Fig. 2.3.3 os gráficos de $t_{eq} / q_{fi,d}$ (min / MJ/m²) em função do grau de ventilação, adotando-se H = 3 m (valor médio adequado para uma análise preliminar, como pode ser visto na Fig. 2.3.2) e h = 1,2m e 2m. Deve-se recordar que:

$$\frac{A_v}{A_f} = \frac{A_t}{A_f} \frac{v}{\sqrt{h}}$$

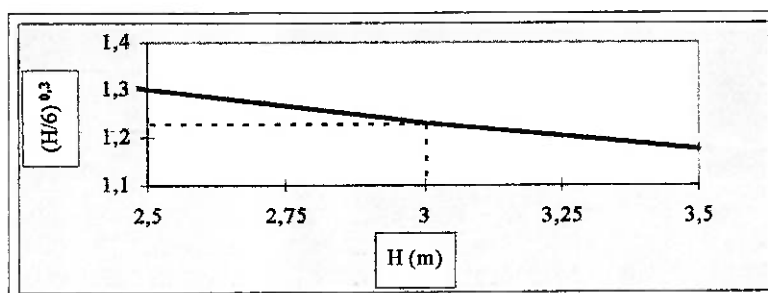


Figura 2.3.2

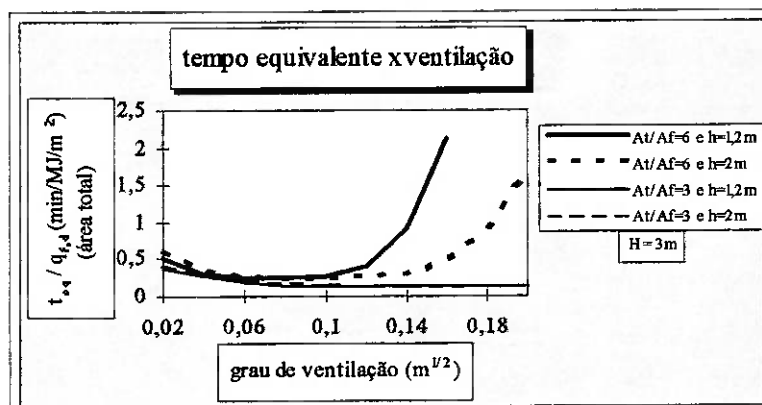


Figura 2.3.3 - Relação entre tempo equivalente e carga-incêndio em função do grau de ventilação

A relação entre a área total (A_t) e a área de piso (A_f) pode ser vista na Fig. 2.3.4

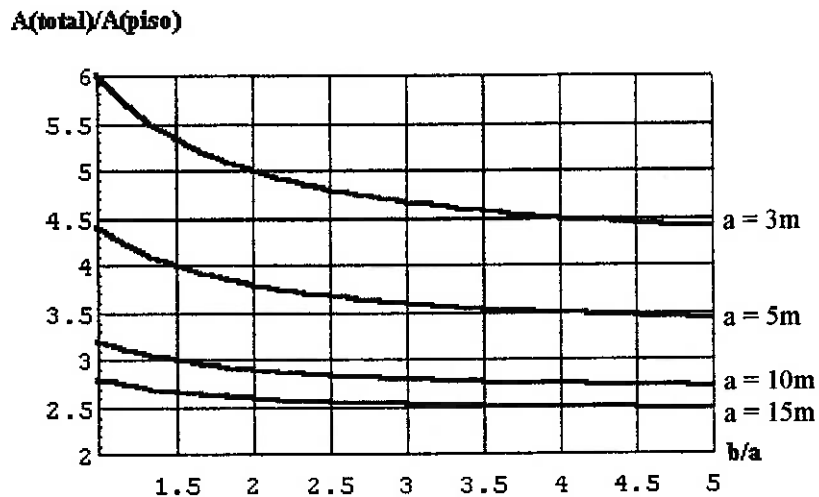


Figura 2.3.4 - Relação entre área total e área de piso de um compartimento retangular de lados a e b, com altura de 3m

Como curiosidade, inclui-se a Fig. 2.3.4, representando $t_{eq} / q_{fi,d}$ em função da ventilação, para $A_t/A_f = 3$ e $h = 1,2m$ e considerando a carga de incêndio específica expressa em kg de madeira equivalente por unidade de área de piso.

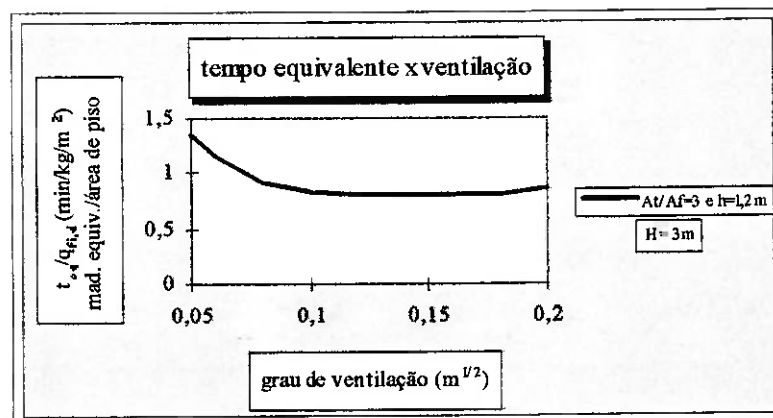


Figura 2.3.4 - Relação entre o tempo equivalente e a carga-incêndio expressa em kg de madeira equivalente por unidade de área de piso, em função do grau de ventilação

Nota-se que $t_{eq} = q_{fi,d}$ é uma boa aproximação para a faixa $0,05 \text{ m}^{1/2} < v \leq 0,2 \text{ m}^{1/2}$

Há pesquisas européias em desenvolvimento, cujos resultados preliminares (SCHLEICH;CAJOT (1997)) indicam que a exp. 2.3.1 é adequada a estruturas de concreto e a estruturas de aço protegidas termicamente, porém não conduz a resultados satisfatórios quando aplicadas a estruturas de aço sem revestimento. Como contribuição à pesquisa, apresenta-se no ANEXO C, uma tabela de tempos equivalentes para essa última situação.

3 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS

3.1 INTRODUÇÃO

O diagrama tensão-deformação de materiais tais como o aço e o concreto, varia com a temperatura.

A resistência convencional de escoamento f_y (limite de escoamento), a resistência correspondente ao limite de proporcionalidade f_p e o módulo de deformação longitudinal E (módulo de elasticidade tangente), dos aços estruturais, têm seus valores reduzidos com o aumento da temperatura.

Vários trabalhos foram desenvolvidos a fim de determinar o diagrama tensão-deformação dos aços estruturais submetidos a altas temperaturas. Neste texto serão apresentados e comparados os diagramas recomendados pelo Lund Institute of Technology da Suécia, por Ramberg-Osgood, pela ARBED-Research de Luxemburgo e o diagrama normatizado pelo Eurocode. São incluídos, também, comentários sobre outros diagramas simplificados recomendados pela ECCS e por instituições do Reino Unido, Suíça e Austrália.

3.2 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

3.2.1 LUND INSTITUTE OF TECHNOLOGY

O diagrama tensão-deformação recomendado pelo Lund Institute of Technology da Suécia é citado em PETERSSON et al. (1976), THOR et al. (1977), PURKISS (1988) e SKOWRONSKI (1989),

Esse instituto sueco, apresenta uma série de expressões relacionando tensões e deformações lineares específicas para temperaturas variando entre 20°C e 700°C.

O diagrama correspondente a essas expressões (esquematizado na Fig. 3.2.1) contém um trecho linear entre $0 \leq \varepsilon \leq 0,0017$, seguido de um arco de elipse entre $0,0017 < \varepsilon \leq 0,03$ e a partir desta deformação um ramo ascendente. As exp. 3.2.1a a 3.2.1c foram baseadas em PURKISS (1988).

$$\frac{\sigma}{f_y} = \varepsilon \bar{E}_\theta \quad 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_1 \dots\dots\dots(3.2.1a)$$

$$\frac{\sigma}{f_y} = 2\beta + b \sqrt{1 - \left[\frac{(0,03 - \varepsilon)}{a} \right]^2} \quad \varepsilon_1 < \varepsilon \leq 2\alpha \dots\dots\dots(3.2.1b)$$

$$\frac{\sigma}{f_y} = 2\beta + b + \frac{\varepsilon - 0,03}{0,0123 - 0,00085\theta} \quad 2\alpha < \varepsilon \dots\dots\dots(3.2.1c)$$

onde:

$$\bar{E}_\theta = 404 - 0,194\theta \quad 20^\circ\text{C} < \theta < 200^\circ\text{C}$$

$$\bar{E}_\theta = 483 - 0,590\theta \quad 200^\circ\text{C} < \theta < 700^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_1 = 0,0017 \quad 2\alpha = 0,03 \quad 2\beta = 0,88 - \frac{2\theta}{1820}$$

$$a = 0,0283$$

$$b = 0,730 - 0,0006\theta \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta < 500^\circ\text{C}$$

$$b = 1,155 - 0,00145\theta \quad 500^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$$

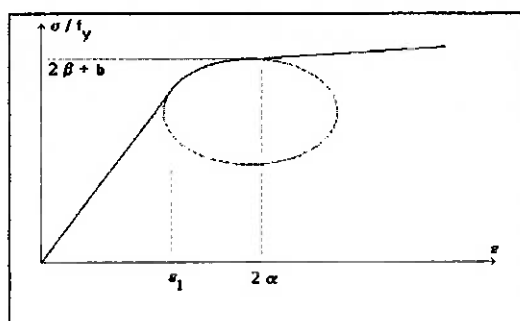


Figura 3.2.1 - Diagrama $\sigma/f_y \times \epsilon$ - Lund Institute of Technology

3.2.2 RAMBERG-OSGOOD

O diagrama tensão-deformação recomendado por Ramberg-Osgood, publicado pelo NACA Technical Memorandum em 1943 (apud BURGESS (1990)) é citado em SKOWRONSKI (1988) e BURGESS; EL-RIMAWE; PLANK (1988 e 1990)

O modelo de Ramberg-Osgood, relaciona a deformação linear específica e a tensão, por intermédio de três parâmetros A, B e n, que são funções da temperatura (exp. 3.2.2).

$$\epsilon_{\theta} = \frac{\sigma_{\theta}}{A_{\theta}} + 0,01 \left(\frac{\sigma_{\theta}}{B_{\theta}} \right)^{n_{\theta}} \dots\dots\dots(3.2.2)$$

Em BURGESS et al. (1988) são fornecidas as expressões para o cálculo dos três parâmetros para temperaturas variando entre 20°C e 800°C. Apresenta-se em seguida as exp. 3.2.3a e 3.2.3b válidas para a faixa entre 400°C e 700°C.

$$A_{\theta} = 1000 (295,33 - 0,393\theta) \frac{205}{180} \dots\dots\dots(3.2.3a)$$

$$B_{\theta} = 492,667 - 0,6266\theta \dots\dots\dots(3.2.3b)$$

Para essa faixa de temperaturas n_{θ} é constante e igual a 6.

A partir de regressões lineares é possível obter-se σ (em kN/cm^2) em função de ϵ (exp. 3.2.4a a 3.2.4d)

$$\sigma = 44,98 + 4,72 \ln(\varepsilon) \quad \text{para } \theta = 400^{\circ}\text{C} \dots\dots\dots(3.2.4a)$$

$$\sigma = 33,63 + 3,56 \ln(\varepsilon) \quad \text{para } \theta = 500^{\circ}\text{C} \dots\dots\dots(3.2.4b)$$

$$\sigma = 22,11 + 2,37 \ln(\varepsilon) \quad \text{para } \theta = 600^{\circ}\text{C} \dots\dots\dots(3.2.4c)$$

$$\sigma = 10,60 + 1,19 \ln(\varepsilon) \quad \text{para } \theta = 700^{\circ}\text{C} \dots\dots\dots(3.2.4d)$$

σ em kN/cm²

As curvas obtidas a partir dessas expressões e os pontos obtidos diretamente das expressões de Ramberg-Osgood são apresentados na Fig. 3.2.2 . Observa-se a boa aproximação conseguida.

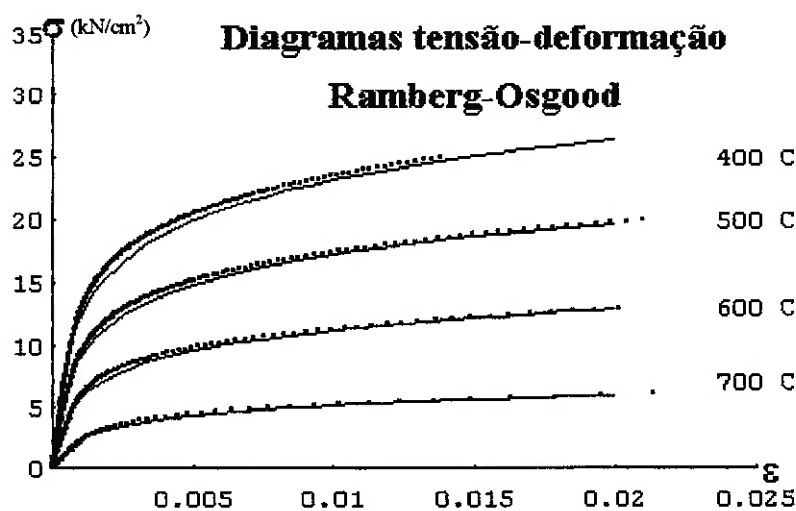


Figura 3.2.2

3.2.3 ARBED-RESEARCH

A siderúrgica ARBED de Luxemburgo se destaca por uma série de trabalhos desenvolvidos na área de incêndio em estruturas de aço, entre eles, o desenvolvimento de ensaios para a determinação dos diagramas tensão-deformação citados em COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES (1993).

Esses ensaios foram realizados em barras tracionadas submetidas a altas temperaturas mantidas constantes por cerca de 45 minutos. A duração de cada ensaio é suficiente para incluir o efeito da fluência no diagrama tensão-deformação (vide seção 3.3).

Os resultados¹ são apresentados na Tabela 3.2.1, sendo $f_{t,\theta}$, $f_{y,\theta}$, $E_{0,\theta}$ e E^*_{θ} indicados no diagrama tensão-deformação quadrilinear esquematizado na Fig. 3.2.3.

TEMPERAT. DO AÇO	$\frac{E_{0,\theta}}{E_{0,20}}$	$\frac{f_{y,\theta}}{f_{y,20}}$	$\frac{E^*_{\theta}}{E_{0,20}}$	$\frac{f_{t,\theta}}{f_{y,20}}$
20	1,00	1,00	0,0061	1,29
100	0,96	1,00	0,172	1,24
200	0,94	0,80	0,0646	1,29
300	0,88	0,71	0,0692	1,33
400	0,79	0,63	0,0738	1,10
500	0,68	0,54	0,0477	0,75
600	0,37	0,34	0,0078	0,44
700	0,20	0,15	0,0016	0,20
800	0,09	0,07	0,0013	0,13
900	0,06	0,05	0,0011	0,09
1000	0,04	0,03	0,0008	0,06
1100	0,02	0,015	0,0005	0,03
1200	0,0	0,0	0,0	0,0

Tabela 3.2.1

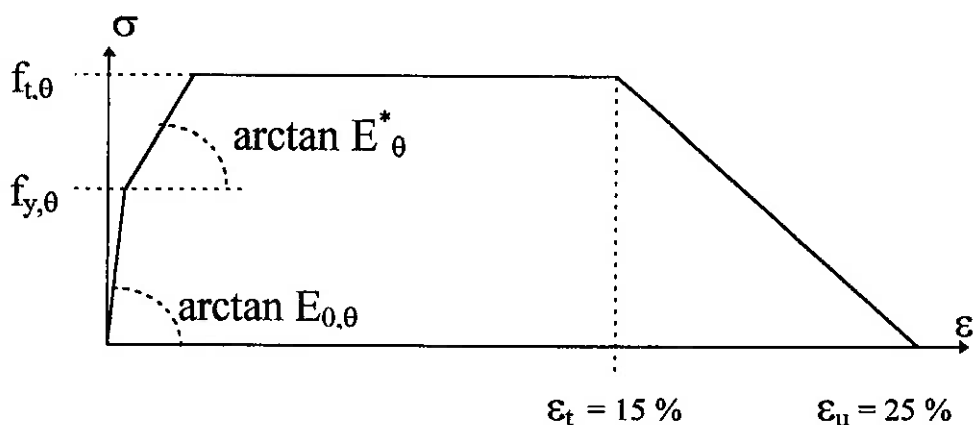


Figura 3.2.3 - Diagrama tensão-deformação - ARBED

¹ Em correspondência ao autor desta Tese, o eng. L. G. Cajot (ARBED) informou que os valores apresentados na tabela 3.2.1 correspondem aos mínimos encontrados nos ensaios.

Esse modelo de diagrama tensão-deformação foi implementado no programa CEFICOSS, desenvolvido para a ARBED pelo Prof. J. M. Franssen (Universidade de Liège). Os resultados obtidos por meio do CEFICOSS foram considerados satisfatórios, quando comparados com os resultados de diversos ensaios, a altas temperaturas, de flexão em vigas e compressão em pilares.

3.2.4 EUROCODE

O EUROCODE 3 (1995) e o EUROCODE 4 (1994) baseando-se (Apud LAWSON (1992)) nos ensaios realizados pelas siderúrgicas British Steel (Reino Unido) e ARBED (Luxemburgo) recomendam o diagrama tensão-deformação esquematizado na Fig. 3.2.4, respeitando o seguinte formulário:

$$\begin{aligned} \varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta} &\Rightarrow \sigma = \varepsilon E_{\theta} \\ \varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta} &\Rightarrow \sigma = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2} \\ \varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{u,\theta} &\Rightarrow \sigma = f_{y,\theta} \\ \varepsilon_{u,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{e,\theta} &\Rightarrow \sigma = f_{y,\theta} \left\{ 1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{u,\theta}}{\varepsilon_{e,\theta} - \varepsilon_{u,\theta}} \right\} \\ \varepsilon = \varepsilon_{e,\theta} &\Rightarrow \sigma = 0 \end{aligned}$$

sendo:

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{\theta}} \right)$$

$$b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_{\theta} (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2 (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{E_{\theta}} \quad \varepsilon_{y,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{u,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{e,\theta} = 0,20$$

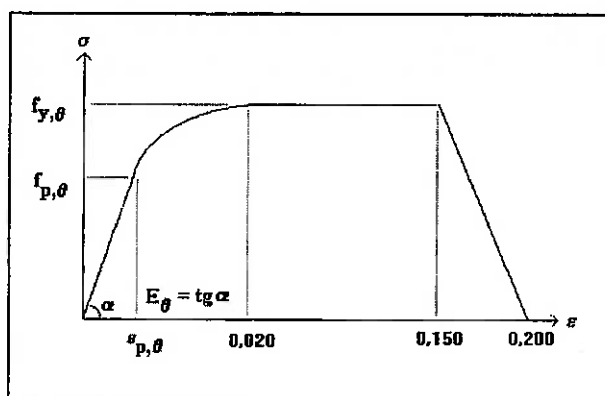


Figura 3.2.4 - Diagrama tensão-deformação - Eurocode

O EUROCODE fornece os valores dos fatores de redução (Tabela 3.2.2) da resistência convencional de escoamento, da resistência correspondente ao limite de proporcionalidade e do módulo de elasticidade tangente, em função da resistência de escoamento a 20°C.

FATORES DE REDUÇÃO			
θ_s (°C)	$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$	$k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$	$k_{E,\theta} = E_\theta / E$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,125	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000

Tabela 3.2.2

Para melhor visualização, apresenta-se na Fig. 3.2.5 os valores dos fatores de redução em função da temperatura.

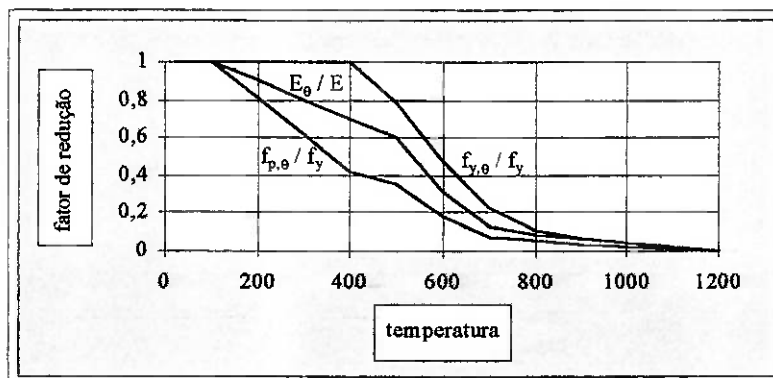


Figura 3.2.5 - Fatores de redução em função da temperatura

O diagrama recomendado pelo Eurocode para os aços com $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$ é apresentado na Fig. 3.2.6.

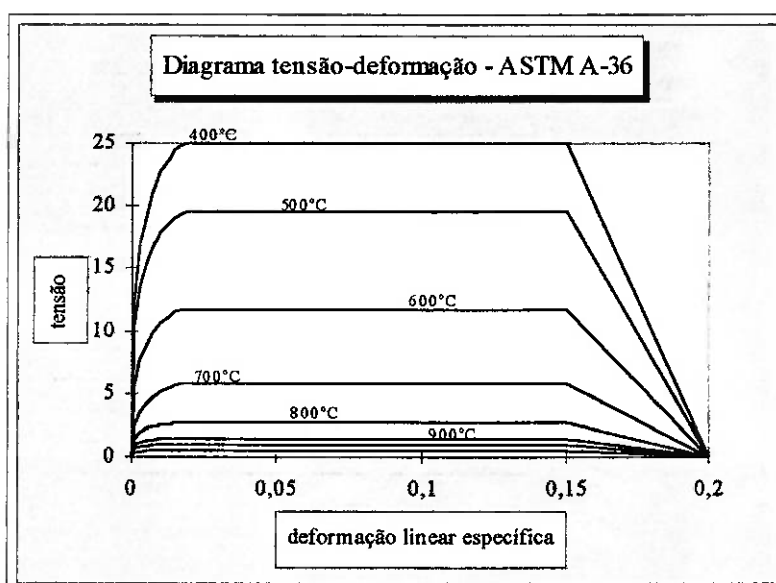


Figura 3.2.6 - Diagramas tensão-deformação para aço ASTM A-36

3.2.5 OUTROS DIAGRAMAS

Outros diagramas simplificados são apresentados a seguir.

3.2.5.1 European Convention for Constructional Steelwork

A European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) em convenção realizada nos Países Baixos em 1983, reunindo representantes de 10 países europeus, apresenta uma tabela de valores de tensão e de deformação linear específica para temperaturas entre 20°C e 600°C, sendo que, conservadoramente, limita a resistência convencional de escoamento àquela correspondente à deformação específica de 0,5%. Esse diagrama é citado em PURKISS (1988) , BRULS; CAJOT; FRANSSEN (1988), KESKI-RAHKONEN (1988) e SKOWRONSKI (1989)

A partir dessa tabela fornecida em ECCS (1983) é possível encontrar-se as seguintes curvas aproximadas para o diagrama tensão-deformação entre $0,0005 \leq \epsilon \leq 0,005$.

$$\sigma = 38,276 + 4,129 \ln(\epsilon) \quad \text{para } \theta = 400^\circ \text{ C}$$

$$\sigma = 29,108 + 3,160 \ln(\epsilon) \quad \text{para } \theta = 500^\circ \text{ C}$$

$$\sigma = 16,517 + 1,908 \ln(\epsilon) \quad \text{para } \theta = 600^\circ \text{ C}$$

σ em kN/cm²

A Fig. 3.2.7 demonstra a boa aproximação entre essas curvas e os pontos obtidos diretamente da tabela da ECCS.

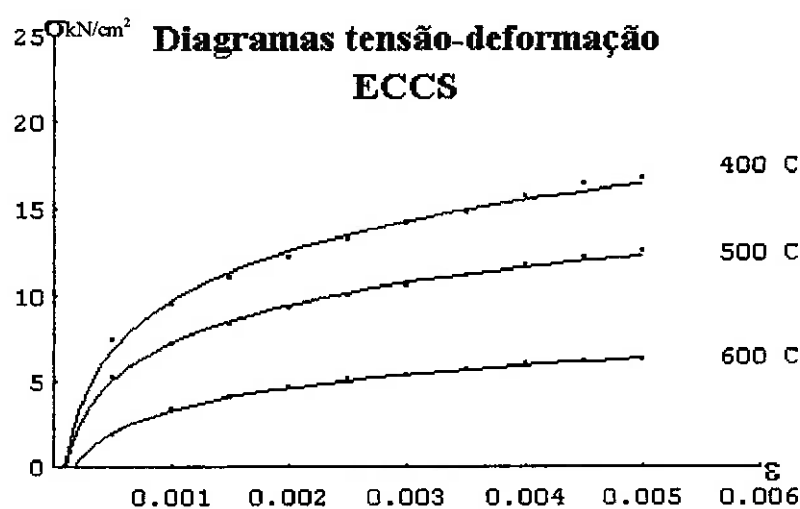


Figura 3.2.7

3.2.5.2 BRITISH STANDARD

A BS-5950/PART 8 (1990) apresenta um diagrama trilinear (Fig. 3.2.8) com deformação linear específica limite $\varepsilon = 0,015$.

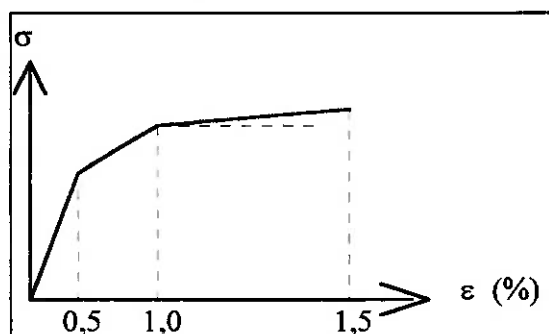


Figura 3.2.8 - Diagrama tensão-deformação - British Standard

3.2.5.3 SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

A Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes - SIA (1985): recomenda o uso de diagramas bilineares elasto-plásticos perfeitos, considerando-se:

$$\frac{E_{\theta}}{E} \cong \frac{f_{y,\theta}}{f_y} = 1 + \frac{\theta}{767 \ln\left(\frac{\theta}{1750}\right)} \quad \text{para } 0 \leq \theta \leq 600^{\circ}\text{C}$$

$$\frac{E_{\theta}}{E} \cong \frac{f_{y,\theta}}{f_y} = 108 \frac{1 - 0,001 \theta}{\theta - 440} \quad \text{para } 600 < \theta \leq 1000^{\circ}\text{C}$$

3.2.5.4 AUSTRALIAN STANDARD

A Australian Standard for Steel Structures - AS 4100/1990 incluiu recomendações sobre “Fire Engineering” (apud THOMAS; BENNETTS (1992)) fornecendo a relação entre $f_{y,\theta}$ e θ apresentada na Fig. 3.2.9.

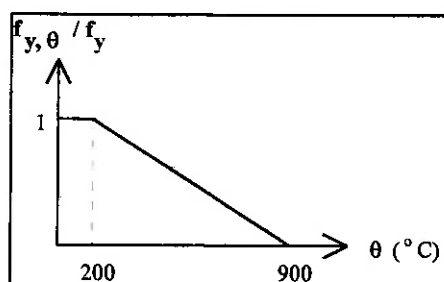


Figura 3.2.9 - Relação entre $f_{y,\theta}$ e θ - Australian Standard

3.2.6 COMPARAÇÃO ENTRE OS DIAGRAMAS ESTUDADOS

Os diagramas estudados nos itens 3.2.1 a 3.2.4, adequados à $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, são superpostos nas Figuras 3.2.10 a 3.2.13, para temperaturas entre 400°C e 700°C .

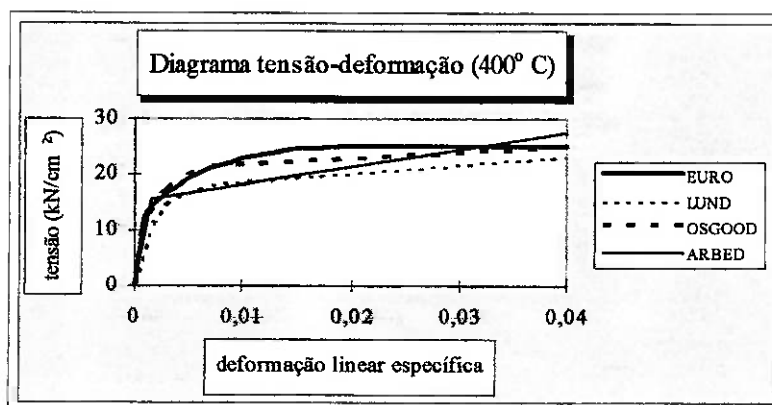


Figura 3.2.10

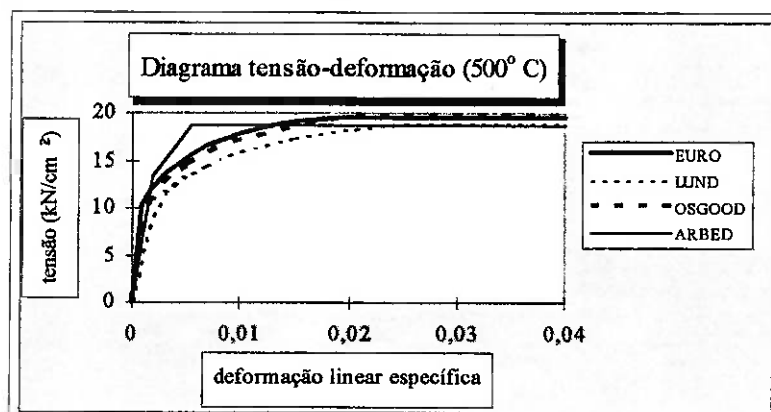


Figura 3.2.11

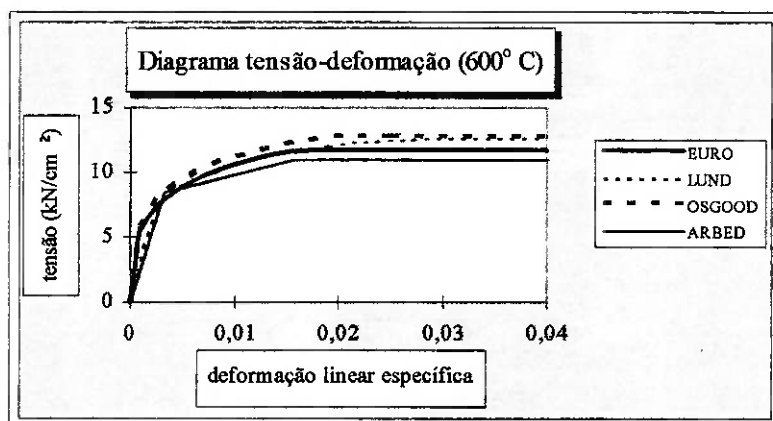


Figura 3.2.12

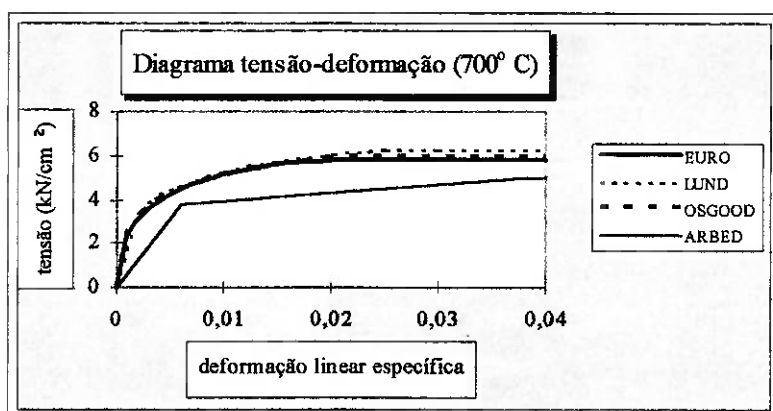


Figura 3.2.13

Observando-se a semelhança entre os diagramas de Ramberg-Osgood, Lund Institute of Technology, ARBED e Eurocode e tendo em vista a confiabilidade desta última entidade, que tem sido usada como a principal referência na elaboração de normas brasileiras, tais como as normas de concreto armado e protendido e madeira, resolveu-se adotar as recomendações do Eurocode, para os diagramas tensão-deformação a serem utilizados nesta Tese.

3.3 FLUÊNCIA

Para temperaturas acima de 30% da temperatura de fusão, os aços tornam-se viscosos. Uma barra de aço, mantida à tensão constante e à alta temperatura constante, chegará à ruína por fluência.

Diversos autores apresentam resultados teóricos, com comprovação experimental, que demonstram que a deformação linear específica, devida à fluência, cresce para

valores que inviabilizam o uso das estruturas de aço acima de 400°C. Ocorre que esses autores se basearam na curva-padrão de temperatura do incêndio que, como já foi citado neste texto, não possui ramo descendente.

Considerando-se as curvas realísticas temperatura-tempo de incêndio, demonstra-se (vide ANEXO A) que a deformação por fluência dos aços estruturais tende a um valor limite, com o aumento da temperatura, viabilizando-se assim a utilização de estruturas de aço a altas temperaturas.

Todavia, tendo em vista que, os ensaios de elementos de aço submetidos a altas temperaturas foram realizados com duração suficiente para incluir o efeito da fluência no diagrama tensão-deformação (vide seção 3.2.3), não há necessidade de considerá-lo na análise estrutural, para taxas de aquecimento $\dot{\theta}_a \leq 50^\circ\text{C}/\text{min}$.

4 SEGURANÇA A INCÊNDIO DA EDIFICAÇÃO

4.1 PROTEÇÃO À VIDA HUMANA

Pesquisas européias mostram que o risco de morte em incêndio é 30 vezes menor do que o risco de morte no sistema de transporte (em pesquisa americana essa relação chega a 60 vezes), ocorrendo as mortes por asfixia e nos primeiros minutos do sinistro.

O risco à vida devido ao colapso estrutural, por ocorrência de um incêndio, em edifícios dimensionados de maneira adequada à temperatura ambiente e equipados com os dispositivos apropriados de segurança, geralmente exigidos pelo poder público, é muito pequeno, senão desprezável, pois para a sua avaliação deve-se considerar a probabilidade da ocorrência de início de incêndio, a probabilidade de que os meios de proteção ativa exigidos pela legislação não sejam eficazes e o incêndio se generalize, a probabilidade de que as rotas de saída não sejam adequadas e que pessoas fiquem presas na edificação, em locais não atingidos por fogo ou por fumaça e a probabilidade de que a estrutura atinja o colapso devido à alta temperatura.

A despeito do baixo risco de morte em incêndio, a proteção à vida humana deve ser sempre considerada no projeto de uma edificação.

A inclusão de medidas de prevenção e de extinção do incêndio e principalmente meios que permitam a rápida evacuação dos ambientes em chamas deve ser conscientemente analisada pelo projetista em conjunto com o proprietário, levando em conta as condições específicas da obra, tais como: porte da edificação, número de usuários e tipo de utilização, além das exigências do poder público (em São Paulo, conforme Decreto Lei 38069/93 e Código de Obras do Município) e as normas técnicas, citadas a seguir, para o projeto e a especificação de equipamentos.

Os meios de proteção e combate ao incêndio podem ser:

- projeto de instalações elétricas respeitando as normas técnicas
- uso de materiais de revestimento que minimizem a propagação das chamas (NBR 9442, NBR 8660)
- extintores (NBR 12693)

- compartimentação horizontal (lajes) e vertical (paredes, parapeito, portas corta-fogo) para evitar propagação do fogo
- brigada particular contra incêndio (norma brasileira em elaboração)
- sistemas automáticos de detecção de calor ou fumaça (NBR 9441)
- sistema de chuveiros automáticos (NBR 1135, NBR 6135, NBR 10897)
- sistema de exaustão de fumaça
- rede de hidrantes (NBR 5667, NBR 13714)
- rotas de saída (incluindo escadas de segurança) dimensionadas, sinalizadas e desobstruídas (NBR 9077 (1993))
- segurança estrutural das rotas de saída compatível com o tempo de desocupação

4.2 SEGURANÇA ESTRUTURAL

A fim de preservar a vida humana, a segurança das estruturas expostas ao fogo, das rotas de saída, deve ser garantida durante o tempo de evacuação, em incêndio.

Edifícios de fácil desocupação, como pode ser o caso de construções de pequeno porte, edifícios industriais ou depósitos, podem dispensar a verificação da segurança estrutural, exceto quando haja interesse de proteção patrimonial. Nesses casos a necessidade da verificação deve ser analisada sob o ponto de vista econômico, considerando-se o custo da proteção, prêmio de seguro, o custo da preservação da estrutura em relação ao custo dos acabamentos e dos equipamentos do edifício, riscos a patrimônio de terceiros, etc. A identificação desses tipos de edificações está sendo objeto de discussão pela sociedade brasileira¹.

Edifícios de grande porte, em que o tempo de desocupação seja de difícil determinação, devem ter a segurança estrutural verificada para a máxima temperatura atingida pelos componentes estruturais, em incêndio.

¹ O autor desta Tese pertence à comissão de estudos CE-24:201-03/ABNT sobre “Potencial de risco de incêndio nas edificações”.

A segurança estrutural, seja visando a proteção à vida ou tendo como objetivo a proteção patrimonial, é verificada de forma a evitar que a edificação colapse, permitindo assim a desocupação do edifício e a execução de reforços para sua reutilização.

A segurança das estruturas em incêndio pode ser analisada por intermédio de métodos de avaliação de risco de ocorrência e propagação de incêndio. Os próprios meios utilizados para a segurança à vida, geralmente exigidos pelo poder público, associados à características geométricas e de ocupação da edificação, podem ser suficientes para extinguir o incêndio, na fase pré-flashover, ou minimizar a ação térmica na estrutura.

A Suíça foi o primeiro país (apud LAWSON (1992)) a adotar métodos de avaliação de risco de incêndio por meio da SIA-81 (Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes), em 1984, baseada nos trabalhos de Max Gretener (CAJOT et al.(s.d.)).

O método Gretener também serviu de base para as normas austríacas TRVB A-100 (cálculo) e TRVB A-126 (parâmetros para o cálculo) publicadas pela Liga Federal de Combate a Incêndio da Áustria, em 1987.

Esse método, a partir de fatores relacionados a: geometria do compartimento, altura do edifício, sistemas de exaustão de fumaça e calor, sistemas de prevenção e combate (sistemas de chuveiros automáticos, sistemas de detecção de fumaça e calor, brigadas de incêndio), ocupação do compartimento (carga de incêndio específica, risco de propagação do incêndio, intensidade da fumaça, ignição, risco às pessoas), eficiência no combate ao incêndio (distância ao corpo de bombeiros, frentes de combate), permite determinar o tempo de resistência ao fogo (via curva-padrão) necessário às estruturas (independente do material). Quando esse tempo for suficientemente pequeno, dispensa-se a verificação da segurança estrutural.

O EUROCODE 1 (1995), SCHLEICH; CAJOT (1997) e DIN 18230 (1987) incorporam de forma simplificada, os fatores acima mencionados (vide seção 2.1.3.1b desta Tese).

A verificação da segurança estrutural por meio de métodos de avaliação de risco não são objeto de análise detalhada nesta Tese, em que se admite que o incêndio atinja o flashover sem redução da ação térmica.

4.2.1 AÇÕES E SEGURANÇA

As condições de segurança de uma estrutura podem ser expressas por desigualdades do tipo:

$$\Phi(S_d, R_d) \geq 0 \dots\dots\dots(4.2.1)$$

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança podem ser expressas de forma simplificada:

$$S_d \leq R_d \dots\dots\dots(4.2.2)$$

sendo:

S_d - valor de cálculo do esforço atuante

R_d - valor de cálculo do correspondente esforço resistente

Em situação de incêndio a exp. 4.2.2 toma a seguinte forma:

$$S_{d,fi} \leq R_{d,fi,\theta} \dots\dots\dots(4.2.3)$$

onde:

$S_{d,fi}$ - valor de cálculo dos esforços atuantes determinado a partir da combinação última excepcional das ações

$R_{d,fi,\theta}$ - valor de cálculo do correspondente esforço resistente, no qual se inclui o efeito da ação térmica (\dot{Q} ou \dot{h}) por meio do coeficiente de redução $k_{y,\theta}$ (ou $k_{E,\theta}$ quando inclui o efeito da instabilidade) fornecido na Tabela 3.2.2.

4.2.1.1 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo, em situação de incêndio, $f_{yd,fi}$ é dada por :

$$f_{yd,fi} = \frac{f_y}{\gamma_{a,fi}}$$

Nesta Tese será adotada a recomendação do Eurocode: $\gamma_{a,fi} = 1,0$

4.2.1.2 Combinação última das ações conforme NBR 8681

A ação térmica tem duração extremamente curta e baixa probabilidade de ocorrer durante a vida útil da construção, assim sendo, pode ser tratada como ação excepcional. A NBR 8681 (1984) recomenda para combinação última excepcional das ações a seguinte “expressão”:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} \text{ "+" } \gamma_q F_{Q,exc} \text{ "+" } \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

sendo:

F_d - valor de cálculo da ação

$F_{Gi,k}$ - valor característico da ação permanente i

$F_{Q,exc}$ - valor representativo da ação excepcional (ação térmica)

$F_{qj,k}$ - valor característico da ação variável j

γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes e igual a: 1,1 para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade; 1,2 para ação permanente desfavorável de grande variabilidade; 1,0 para ação permanente favorável de pequena variabilidade; 0,9 para ação permanente favorável de grande variabilidade

γ_q é o valor do coeficiente de ponderação para as ações variáveis e igual a 1,0

ψ_0 é o fator de combinação utilizado para a determinação dos valores reduzidos das ações variáveis nas combinações últimas. No caso particular de combinação excepcional, adota-se para ψ_0 os mesmos valores especificados para ψ_2 , fator utilizado para a determinação do valor reduzido das ações variáveis nas combinações quase-permanentes de utilização e igual a: 0 (zero) para pressão dinâmica do vento, 0,2 para cargas acidentais em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas; 0,4 para cargas acidentais em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas; 0,6 para cargas acidentais em bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens

O efeito das ações térmicas é levado em conta por meio dos coeficientes de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ e eventualmente das solicitações provenientes de restrições às deformações térmicas (ver comentários na seção 6).

4.2.1.3 Comparação entre NBR 8681 e EUROCODE 1

O EUROCODE 1 (1995) considera a ação térmica como ação acidental e recomenda a seguinte combinação de ações:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} "+" F_{Q,acid} "+" \psi_{11} F_{Q,k} "+" \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

sendo:

F_d - valor de cálculo da ação

$F_{Gi,k}$ - valor característico da ação permanente i

$F_{Q,acid}$ - valor da ação acidental (ação térmica)

$F_{Q,k}$ - valor característico da ação variável considerada principal

$F_{Qj,k}$ - valor característico das demais ações variáveis j

γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes e igual a: 1,0

$\psi_{1,1}$ é o fator de combinação utilizado para a determinação do valor reduzido da ação variável considerada principal (Tabela 4.2.1)

$\psi_{2,j}$ é o fator de combinação utilizado para a determinação do valor reduzido da ação variável secundária j (Tabela 4.2.1)

Ações	Ψ_1	Ψ_2
sobrecarga em edifícios:		
residencial	0,5	0,3
escritório	0,5	0,3
shopping	0,7	0,6
armazenagem	0,9	0,8
vento em edificios	0,5	0,0

Tabela 4.2.1 - Fatores de combinação conforme Eurocode 1

São apresentadas nas Figs 4.2.1 e 4.2.2 a relação entre os esforços solicitantes de cálculo determinados pela NBR 8681 e Eurocode 1. Por simplicidade admitiu-se o comportamento linear da estrutura. São utilizados os fatores de combinação para edifícios de escritórios (Fig. 4.2.1) e edifícios para armazenagem (Fig. 4.2.2).

Legenda para as Figs. 4.2.1 e 4.2.2:

S_q - esforço solicitante proveniente da sobrecarga

S_g - esforço solicitante proveniente do peso próprio

S_w - esforço solicitante proveniente da ação do vento

S_d - esforço solicitante proveniente da ação de cálculo

— $\gamma_g = 1,2$ (ação permanente de grande variabilidade)

— $\gamma_g = 1,1$ (ação permanente de pequena variabilidade)

Edifícios de escritórios

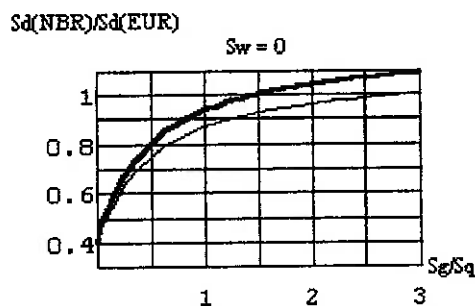


Figura 4.2.1a

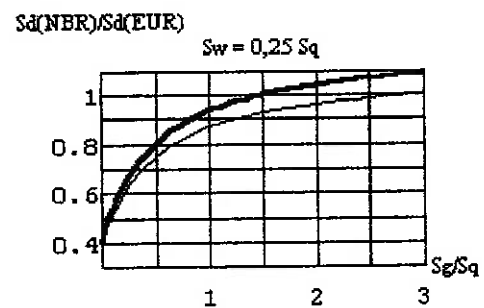


Figura 4.2.1b

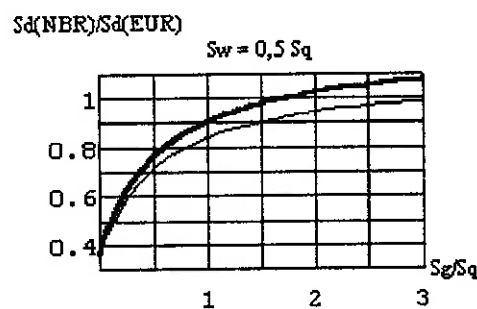


Figura 4.2.1c

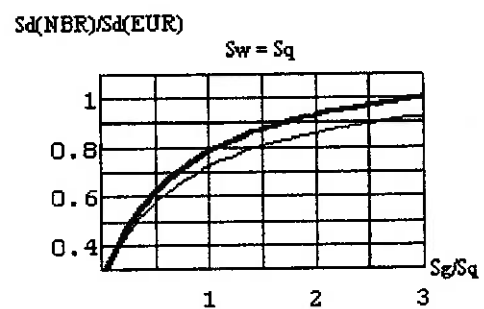


Figura 4.2.1d

Edifícios para armazenagem

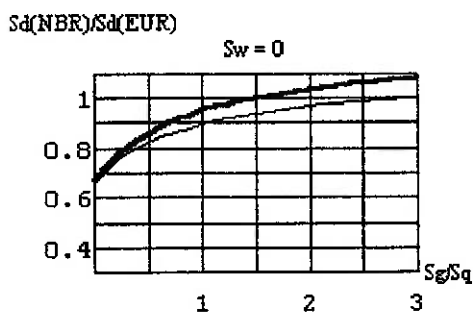


Figura 4.2.2a

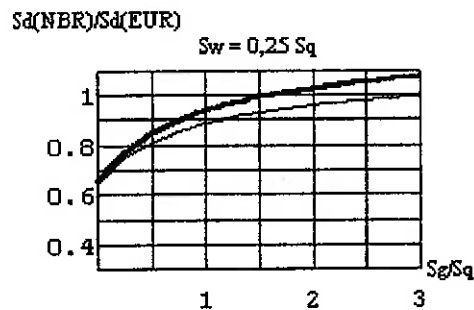


Figura 4.2.2b

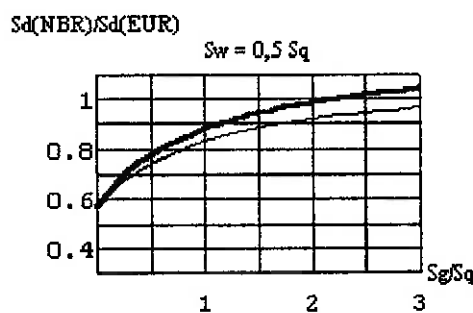


Figura 4.2.1c

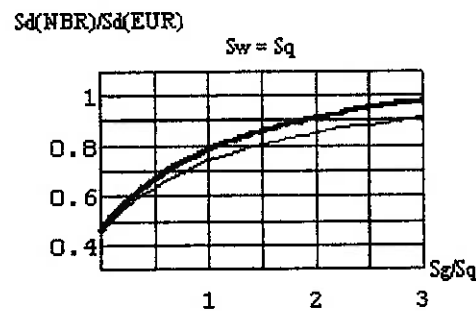


Figura 4.2.1d

Assim sendo conclui-se que:

O efeito do vento não afeta significativamente a relação estudada, para o caso de fatores de combinação similares àqueles utilizados em edifícios de escritórios. Para esse tipo de edificação, as maiores discrepâncias são encontradas em situações nas quais a carga permanente é muito pequena em relação à sobrecarga, o que é difícil ocorrer na prática.

No caso de fatores de combinação similares àqueles utilizados em edifícios para armazenagem, as maiores discrepâncias são encontradas em situações, nas quais a sobrecarga é muito grande em relação à carga permanente e simultaneamente o efeito do vento é da ordem de grandeza do efeito da sobrecarga.

Exceto nessa última situação, o nível de segurança recomendado para as estruturas sujeitas à incêndio, conforme a Norma Brasileira é similar àquele da Norma Européia.

Apresenta-se nas Figs. 4.2.3a a 4.2.3d a relação entre os esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio e àqueles determinados à temperatura ambiente. Admitiu-se edifício de escritório e ação permanente de grande variabilidade.

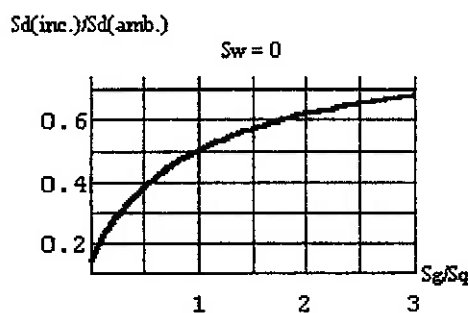


Figura 4.2.3a

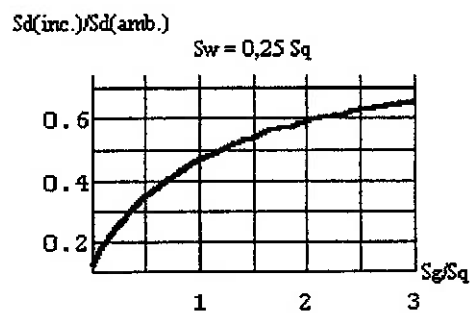


Figura 4.2.3b

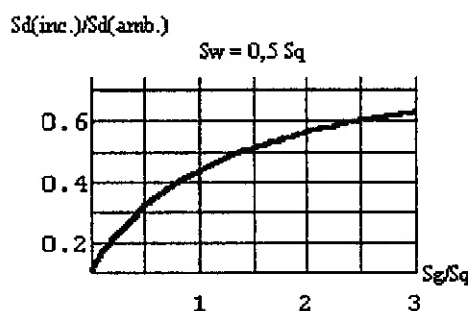


Figura 4.2.1c

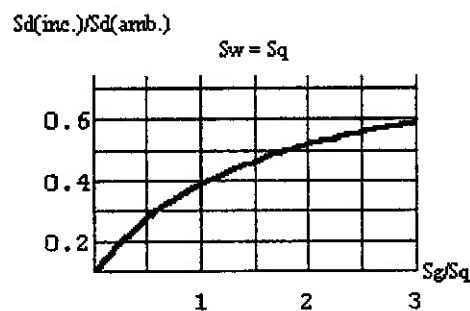


Figura 4.2.1d

4.2.2 Normas para dimensionamento

Há Norma Brasileira (NBR 5627 (1980)) com recomendações para o projeto das estruturas de concreto em situação de incêndio, em que são fornecidos os valores mínimos para o cobrimento da armadura e para as dimensões de cada tipo de peça estrutural, a fim de que elas resistam à ação térmica (ANEXO B).

Não há Norma Brasileira para dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Procura-se resolver o problema, por meio de técnicas não-científicas utilizando-se a curva padronizada temperatura-tempo do incêndio (seção 2.1.2 desta Tese), associada a tempos fictícios preestabelecidos da ação térmica e a uma temperatura resistente do aço considerada constante, o que não tem qualquer sustentação do ponto de vista teórico e experimental.

Técnicas simplificadas, porém mais racionais, já foram normatizadas na Europa e devem, em breve, ser utilizadas no Brasil, visto que está em elaboração um texto-base de Norma Brasileira sobre o assunto, baseado em recomendações de normas européias adaptadas às Normas Brasileiras NBR 8800 (1986) e NBR 8681 (1984)

Técnicas mais avançadas estão sendo objeto de estudo por grupos de pesquisadores da Comunidade Européia.

As seções seguintes desta Tese constituem uma contribuição à normatização brasileira.

5 MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO

Apresentam-se a seguir as recomendações para o dimensionamento, em situação de incêndio, de elementos estruturais de aço, baseadas em SILVA; FAKURY; PIMENTA; RODRIGUES (1997) e resultantes de uma adaptação do EUROCODE 3 (1995) às Normas Brasileiras NBR 8800 (1986), NBR 8681 (1984) e NBR 7808 (1983)

Este método permite a verificação da segurança estrutural, conforme critérios apresentados na seção 4 desta Tese, dos elementos estruturais já dimensionados à temperatura ambiente, desde que se conheça a temperatura θ_a ou permite a determinação da temperatura crítica θ_{cr} de cada peça estrutural e a partir dela estabelecer limites de carga de incêndio, em função da existência ou não de proteção térmica.

Neste método, será considerado, simplificada, distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento do elemento estrutural, calculada conforme seção 2 desta Tese. No caso das barras fletidas em que a seção transversal possa atingir a plastificação total, é permitido considerar a variação da temperatura, por meio de coeficientes majorativos (κ_1 e κ_2) dos esforços resistentes, calculados com a hipótese de temperatura uniforme.

5.1 VALORES DE CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO

5.1.1 BARRAS TRACIONADAS

Valor de cálculo da força axial resistente de tração, para o estado limite último de

escoamento da seção bruta: $N_{Rd,fi,\theta} = \frac{A_g f_{y,\theta}}{\gamma_{a,fi}}$, ou seja:

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\gamma_{a,fi}} \dots\dots\dots(5.1.1)$$

sendo:

A_g - área bruta da seção transversal (m^2)

$k_{y,\theta}$ - coeficiente redutor da resistência do material devido a ação térmica, conforme seção 3 desta Tese

f_y - valor característico da resistência de escoamento dos aços

$f_{y,\theta}$ - valor característico (convencional) da resistência de escoamento dos aços, à temperatura θ

$\gamma_{a,fi}$ - coeficiente de ponderação da resistência. Nesta Tese será adotado, em todos os casos, $\gamma_{a,fi} = 1$

O estado limite último de ruptura da seção líquida efetiva não precisa ser considerado, desde que haja um parafuso em cada furo, uma vez que a temperatura do aço será menor na ligação devido à presença de material adicional.

5.1.2 BARRAS COMPRIMIDAS

Este item se aplica às barras axialmente comprimidas, cujos elementos componentes da seção transversal respeitem os limites recomendados pela NBR 8800 para a relação largura-espessura da classe 3, substituindo-se os valores de f_y por $f_{y,\theta}$ e de E por E_θ .

Valor de cálculo da força axial resistente de compressão, para o estado limite último de flambagem por flexão:

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{\rho_\theta A_g f_{y,\theta}}{(1 + \lambda_\theta) \gamma_{a,fi}}, \text{ ou seja:}$$

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{\rho_\theta A_g k_{y,\theta} f_y}{(1 + \lambda_\theta) \gamma_{a,fi}} \quad \text{para} \quad 0 \leq \bar{\lambda}_\theta < 0,2 \dots \dots \dots (5.1.2)$$

e

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{\rho_\theta A_g f_{y,\theta}}{1,2 \gamma_{a,fi}}, \text{ ou seja:}$$

$$N_{Rd,fi,\theta} = \frac{\rho_{\theta} A_g k_{y,\theta} f_y}{1,2 \gamma_{a,fi}} \quad \text{para} \quad \bar{\lambda}_{\theta} \geq 0,2 \dots\dots\dots(5.1.3)$$

sendo:

ρ_{θ} - coeficiente de redução de resistência em situação de incêndio, obtido da mesma maneira que o coeficiente “ ρ ” da NBR 8800, mas usando-se a curva “c” de resistência ($\alpha = 0,384$), independentemente do tipo de seção transversal e do eixo em relação ao qual se verifica a instabilidade e $\bar{\lambda}_{\theta}$ no lugar de $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \text{ - parâmetro de esbeltez reduzida, à temperatura } \theta_a$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\ell_{fi,fi}}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} \text{ - parâmetro de esbeltez reduzida}$$

(conforme NBR 8800)

$\ell_{fi,fi}$ - comprimento de flambagem, em situação de incêndio, determinado como no projeto à temperatura ambiente. Em um pórtico indesejável de edifício em que cada andar constitua um compartimento de incêndio, $\ell_{fi,fi}$ pode ser tomado igual a $0,5L$, e no último andar igual a $0,7L$, em que L é a altura do andar em consideração.

5.1.3 BARRAS FLETIDAS

Este item se aplica às barras fletidas, cujos elementos componentes da seção transversal não possam sofrer flambagem local em regime elástico.

Valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{Rd,fi,\theta}$:

- Para o estado limite último de flambagem lateral (FLT)

$$M_{Rd,fi,\theta} = \kappa_1 \kappa_2 \frac{k_{y,\theta} M_{p\ell}}{\gamma_{a,fi}} \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a,fi}} \quad \text{para } \lambda \leq 0,8 \lambda_{p,\theta} \dots\dots\dots(5.1.4)$$

$$M_{Rd,fi,\theta} = \frac{k_{y,\theta} M_n}{1,2 \gamma_{a,fi}} \quad \text{para } \lambda_{p,\theta} < \lambda < \lambda_{r,\theta} \dots\dots\dots(5.1.5)$$

$$M_{Rd,fi,\theta} = \frac{k_{E,\theta} M_n}{1,2 \gamma_{a,fi}} \quad \text{para } \lambda > \lambda_{r,\theta} \dots\dots\dots(5.1.6)$$

para $0,8 \lambda_{p,\theta} < \lambda < \lambda_{p,\theta}$, $M_{Rd,fi,\theta} \leq M_{p\ell}$ pode ser obtido por interpolação linear entre

$$\kappa_1 \kappa_2 \frac{k_{y,\theta} M_{p\ell}}{\gamma_{a,fi}} \text{ e } \frac{k_{y,\theta} M_{p\ell}}{1,2 \gamma_{a,fi}}$$

sendo:

$M_{p\ell} = Z f_y$ - valor característico do momento fletor resistente de plastificação da seção transversal

$M_r = W (f_y - \sigma_r)$ - valor característico do momento fletor resistente correspondente ao início de escoamento

M_n - valor característico do momento fletor resistente (resistência nominal ao momento fletor) calculado, nas regiões elasto-plástica e elástica, conforme as recomendações da NBR 8800, substituindo-se λ_p por $\lambda_{p,\theta}$ e λ_r por $\lambda_{r,\theta}$, ou seja:

$$M_n = M_{p\ell} + (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda_b - \lambda_{p,\theta}}{\lambda_{r,\theta} - \lambda_{p,\theta}} \quad \text{para } \lambda_{p,\theta} < \lambda < \lambda_{r,\theta}$$

$$M_n = M_{cr} \quad \text{para } \lambda > \lambda_{r,\theta}$$

Z - módulo resistente plástico

W - módulo resistente elástico

κ_1 - fator de correção para distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal. Vale 1,0 para viga com todos os quatro lados expostos ao calor e 1,4 para vigas com três lados expostos e com uma laje de concreto no quarto lado.

κ_2 - fator de correção para distribuição de temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra fletida. Vale 1,15 nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada e 1,0 em todos os outros casos.

λ - parâmetro de esbeltez para os estados limites últimos de flambagem (FLT, FLM e FLA), em situação de incêndio, determinado conforme a NBR 8800

$\lambda_{p,\theta}$ - parâmetro de esbeltez, à temperatura θ , correspondente à plastificação, sendo:

$$\lambda_{p,\theta} = \lambda_p \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, determinado conforme a NBR 8800

$\lambda_{r,\theta}$ - parâmetro de esbeltez, à temperatura θ , correspondente ao início do escoamento, obtido da mesma maneira que o “ λ_r ” da NBR 8800 porém utilizando-se $f_{y,\theta}$

no lugar de f_y e E_θ no lugar de E , ou conservadoramente: $\lambda_{r,\theta} = \lambda_r \frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}$

- Para o estado limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA)

$$M_{Rd,fi,\theta} = \kappa_1 \kappa_2 \frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{\gamma_{a,fi}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a,fi}} \quad \text{se } \lambda \leq 0,8 \lambda_{p,\theta} \dots\dots\dots (5.1.7)$$

$$M_{Rd,fi,\theta} = \frac{k_{y,\theta} M_n}{1,2 \gamma_{a,fi}} \quad \text{se } \lambda_{p,\theta} < \lambda \leq \lambda_{r,\theta} \dots\dots\dots (5.1.8)$$

se $0,8 \lambda_{p,\theta} < \lambda < \lambda_{p,\theta}$, $M_{Rd,fi,\theta} \leq M_{pl}$ pode ser obtido por interpolação linear entre

$$\kappa_1 \kappa_2 \frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{\gamma_{a,fi}} \text{ e } \frac{k_{y,\theta} M_{pl}}{1,2 \gamma_{a,fi}}$$

onde:

$\lambda_{p,\theta}$, $\lambda_{r,\theta}$ - parâmetros de esbeltez, à temperatura θ , correspondente à plastificação e ao início de escoamento, respectivamente, determinados:

da mesma maneira que “ λ_p ” e “ λ_r ” da NBR 8800, para barras fletidas simplesmente apoiadas com uma laje de concreto, sobre a mesa comprimida, mas com os outros três lados expostos ao incêndio;

- em todas as outras barras fletidas, multiplicando-se os valor respectivos de “ λ_p ” e

“ λ_r ” obtidos pela NBR 8800 por: $\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$

Valor de cálculo da força cortante resistente $V_{Rd,fi,\theta}$ de uma barra fletida:

$$V_{Rd,fi,\theta} = \kappa_1 \kappa_2 \frac{k_{y,\theta} V_n}{\gamma_{a,fi}} \leq \frac{V_n}{\gamma_{a,fi}} \dots\dots\dots(5.1.9)$$

sendo:

V_n - o valor característico da força cortante resistente (resistência nominal) calculada conforme NBR 8800, substituindo-se os valores de f_y por $f_{y,\theta}$ e E por E_θ .

5.1.4 BARRAS SUJEITAS À FORÇA NORMAL E MOMENTOS FLETORES

Este item é aplicável a barras de aço em situação de incêndio cuja seção transversal possui um ou dois eixos de simetria. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos dos itens referentes aos esforços isolados de força normal de compressão e momento fletor, quando cada uma destas solicitações ocorrerem. Para os efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momentos fletores, deve ser atendida a exp. 5.1.10

$$\varphi_R = \frac{N_{d,fi}}{N_{Rd,fi,\theta}} + \frac{M_{x,d,fi}}{M_{x,Rd,fi,\theta}} + \frac{M_{y,d,fi}}{M_{y,Rd,fi,\theta}} \leq 1,0 \dots\dots\dots(5.1.10)$$

sendo:

$N_{d,fi}$ - valor de cálculo da força normal atuante na barra, para a situação de incêndio

$N_{Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo da força normal resistente, conforme 5.1.1 para barras tracionadas ou igual a $A_g k_{y,\theta} f_y / \gamma_{a,fi}$ para barras comprimidas

$M_{x,d,fi}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante, em situação de incêndio, na seção considerada, em torno do eixo x;

$M_{y,d,fi}$ - valor de cálculo do momento fletor atuante, em situação de incêndio, na seção considerada, em torno do eixo y

$M_{x,Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente, em torno do eixo x, determinado conforme o item 5.1.3

$M_{y,Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo do momento fletor resistente, em torno do eixo y, determinado conforme o item 5.1.3

Para os efeitos combinados de força normal de compressão e momentos fletores, deve ser atendida, além da exp. 5.1.10, também as exp. 5.1.11a (para esforços atuantes calculados via análise linear) ou 5.1.11b (para esforços atuantes calculados via análise não-linear):

$$\Phi_E = \frac{N_{d,fi}}{N_{Rd,fi,\theta}} + \frac{C_{mx} M_{x,d,fi}}{\left(1 - \frac{N_{d,fi}}{N_{ex,fi,\theta}}\right) M_{x,Rd,fi,\theta}} + \frac{C_{my} M_{y,d,fi}}{\left(1 - \frac{N_{d,fi}}{N_{ey,fi,\theta}}\right) M_{y,Rd,fi,\theta}} \leq 1,0$$

.....(5.1.11a)

$$\Phi_{E,NLG} = \frac{N_{d,fi}}{N_{Rd,fi,\theta}} + \frac{C_{mx} M_{x,d,fi}}{M_{x,Rd,fi,\theta}} + \frac{C_{my} M_{y,d,fi}}{M_{y,Rd,fi,\theta}} \leq 1,0$$

.....(5.1.11b)

sendo:

$N_{Rd,fi,\theta}$ - valor de cálculo da força normal resistente de compressão, determinado como em 5.1.2

C_{mx} , C_{my} - fatores de equivalência de momentos determinados conforme a NBR 8800

$N_{ex,fi,\theta}$ e $N_{ey,fi,\theta}$ - cargas críticas de flambagem por flexão, em situação de incêndio, respectivamente em torno dos eixos x e y, determinadas, para cada um destes eixos, conforme exp. 5.1.12.

$$N_{e,fi,\theta} = \frac{\pi^2 k_{E,\theta} E I}{\ell_{fi,fi}^2} \dots\dots\dots(5.1.12)$$

5.1.5 LIGAÇÕES

A resistência das ligações entre elementos estruturais não precisa ser verificada, desde que a resistência térmica $(t_m/\lambda_m)_\ell$ da proteção contra incêndio da ligação (ℓ), não seja menor que o valor mínimo da resistência térmica $(t_m/\lambda_m)_e$ da proteção contra incêndio de qualquer elemento (e) conectado. Adotar $t_m = 0$ quando não houver proteção.

5.2 AÇÕES A CONSIDERAR

Os esforços solicitantes atuantes, provenientes das ações permanentes e das ações variáveis, exceto as de origem térmica, podem ser considerados invariantes com a temperatura. O efeito das deformações térmicas axiais pode ser desprezado, desde que a temperatura θ_a seja calculada por meio da curva-padrão. O efeito das deformações térmicas, provenientes do gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal do perfil, deve ser considerado, podendo-se adotar, para análises lineares, o módulo de elasticidade (E_θ) à temperatura θ_a .

O Eurocode não é claro quanto à consideração das ações térmicas, como pode ser visto nos comentários apresentados na seção 5.3.4. Assim sendo, as recomendações acima são favoráveis a segurança e podem ser desconsideradas se métodos mais precisos de análise, como os indicados na seção 6 desta Tese, forem utilizados.

O efeito da ação térmica que provoca a redução da resistência e da rigidez, devido ao aumento da temperatura nos elementos estruturais, é considerado por meio dos fatores de redução $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$.

5.3 COMENTÁRIOS SOBRE A ADAPTAÇÃO DO EUROCODE ÀS NORMAS BRASILEIRAS

5.3.1 COMPRESSÃO

FRANSSEN; SCHLEICH; CAJOT; AZPIAZU (1996) baseando-se em dezenas de ensaios em barras comprimidas, com ou sem excentricidade inicial, com extremidades engastadas ou articuladas e à alta temperatura e com o auxílio de análise numérica, via

programas de computador SAFIR e CEFICOSS desenvolvidos pelo Prof. J.M. Franssen, propuseram a exp. 5.3.1 para o cálculo do coeficiente de redução de resistência $\rho_\theta(\bar{\lambda}_\theta)$, o que corresponde ao valor médio das várias curvas de resistência ($\rho_\theta \times \bar{\lambda}_\theta$) encontradas nos referidos ensaios.

$$\rho_\theta = \frac{1}{\beta_\theta + \sqrt{\beta_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta}} \dots\dots\dots(5.3.1)$$

sendo:

$$\beta_\theta = \frac{1}{2} (1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{\ell_{fl}}{\pi r} \sqrt{\frac{f_{y,\theta}}{E_\theta}}$$

$$\alpha = 0,65$$

O EUROCODE 3 (1995) recomenda calcular o valor do coeficiente de redução de resistência (ρ), por meio das mesmas expressões utilizadas para o dimensionamento à temperatura ambiente (exp. 5.3.2).

$$\rho = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 - \bar{\lambda}^2}} \dots\dots\dots(5.3.2)$$

sendo:

$$\beta = \frac{1}{2} [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\ell_{fl}}{\pi r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

porém, multiplicando-se $\bar{\lambda}$ por $\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$, adotando-se $\alpha = 0,49$ em todos os casos e

dividindo-se ρ por 1,2, ou seja: $\rho_\theta = \frac{\rho(\bar{\lambda}_\theta)}{1,2}$,

A proposta para o método simplificado é utilizar-se, em todos os casos, a mesma expressão recomendada pela NBR 8800 para a curva de resistência “c” ($\alpha = 0,384$),

multiplicando-se $\bar{\lambda}$ por $\sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$ e dividindo-se ρ por $(1 + \bar{\lambda}_\theta)$ para $0 \leq \bar{\lambda}_\theta < 0,2$ e por

1,2 para $\bar{\lambda}_\theta \geq 0,2$, ou seja:

$$\rho_\theta = \frac{\beta_\theta - \sqrt{\beta_\theta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}_\theta^2}}}{1,2} \dots\dots\dots (5.3.3a)$$

ou

$$\rho_\theta = \frac{\beta_\theta - \sqrt{\beta_\theta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}_\theta^2}}}{1 + \bar{\lambda}_\theta} \dots\dots\dots (5.3.3b)$$

sendo:

$$\beta_\theta = \frac{1}{2 \bar{\lambda}_\theta^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\bar{\lambda}_\theta^2 - 0,04 + \bar{\lambda}_\theta^2} \right]$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{l_{fl}}{\pi r} \sqrt{\frac{f_{y,\theta}}{E_\theta}}$$

Na seção 5.2, os redutores $(1,2)$ e $(1 + \bar{\lambda}_\theta)$ foram aplicados diretamente ao esforço resistente e não ao coeficiente de redução de resistência ρ_θ . Nas figuras a seguir será obedecida a simbologia adotada na seção 5.2.

Na Fig. 5.3.1 comparam-se as três recomendações citadas

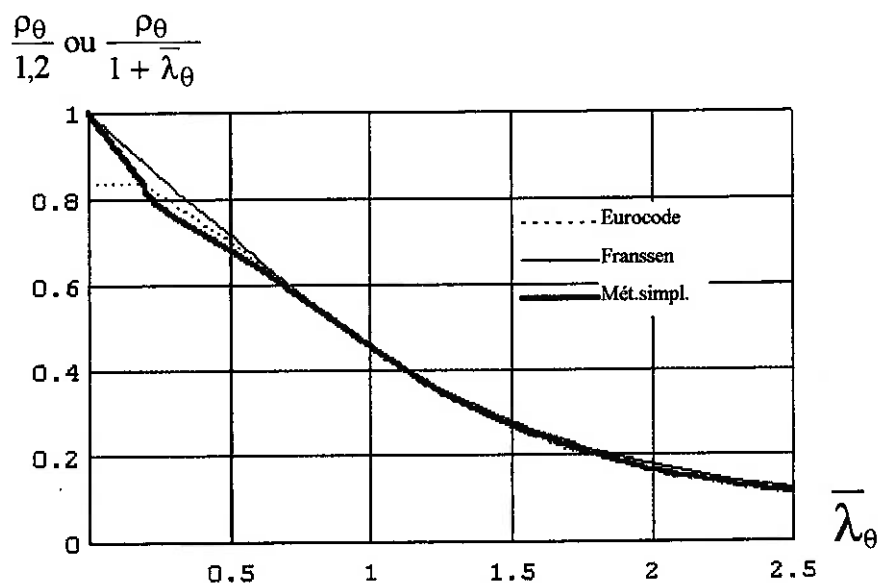


Figura 5.3.1 - Curvas de resistência a altas temperaturas (compressão)

Convém notar que as discrepâncias entre a curva de resistência proposta nesta Tese e a recomendada pelo Eurocode, na região elasto-plástica, já ocorrem à temperatura ambiente (Fig. 5.3.2)

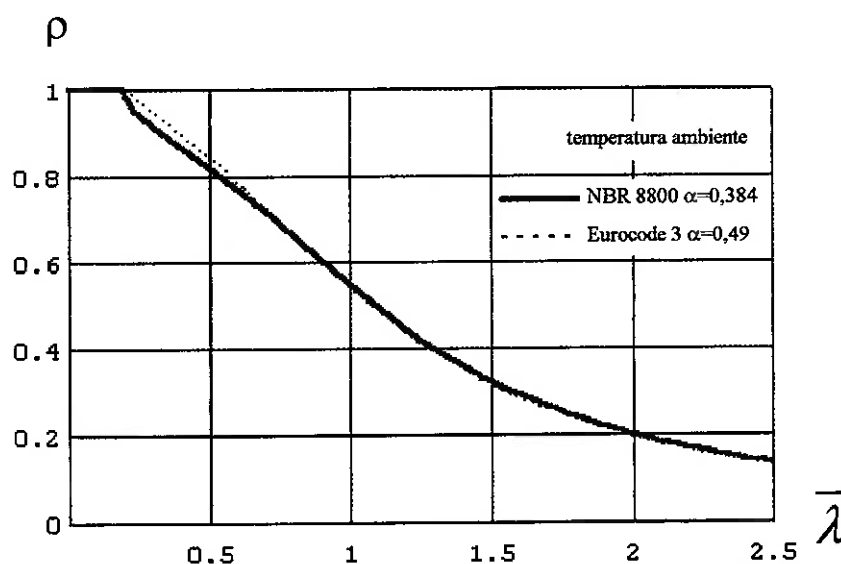


Figura 5.3.2 - Curva “c” de resistência à temperatura ambiente (compressão)

5.3.1.1 Curvas de resistência

São apresentadas a seguir, como exemplo de aplicação, as curvas de resistência à compressão axial, para perfis soldados com seção transversal em forma de “I”, à temperatura ambiente (flexão em torno do eixo de menor inércia) e a altas temperaturas (Fig. 5.3.3), as mesmas curvas afetadas pelo coeficiente redutor de resistência devido à ação térmica $k_{y,\theta}$ (Fig. 5.3.4) e introduzindo segurança (Fig. 5.3.5).

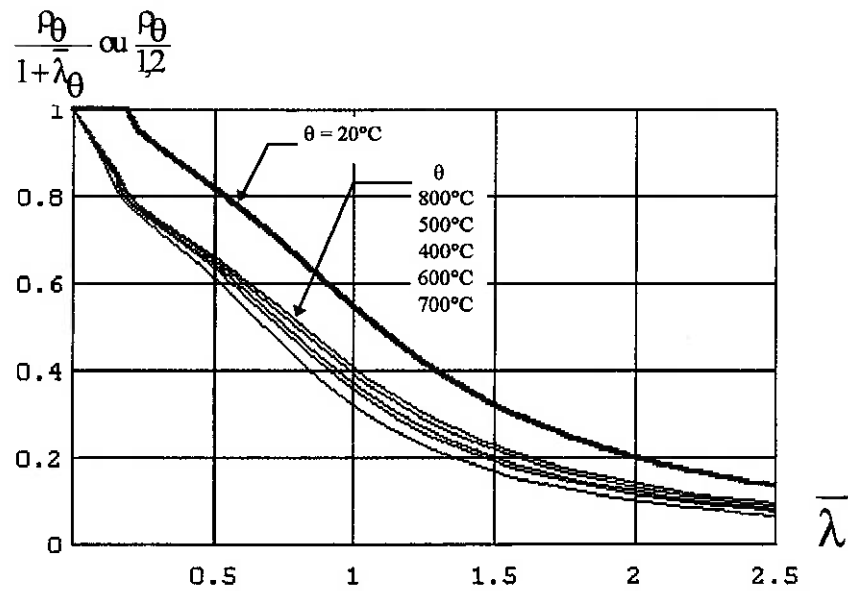


Figura 5.3.3 - Redutor de resistência à compressão, a altas temperaturas

$$\frac{k_{y,\theta} \rho_{\theta}}{1,2} \text{ ou } \frac{k_{y,\theta} \rho_{\theta}}{1 + \bar{\lambda}_{\theta}}$$

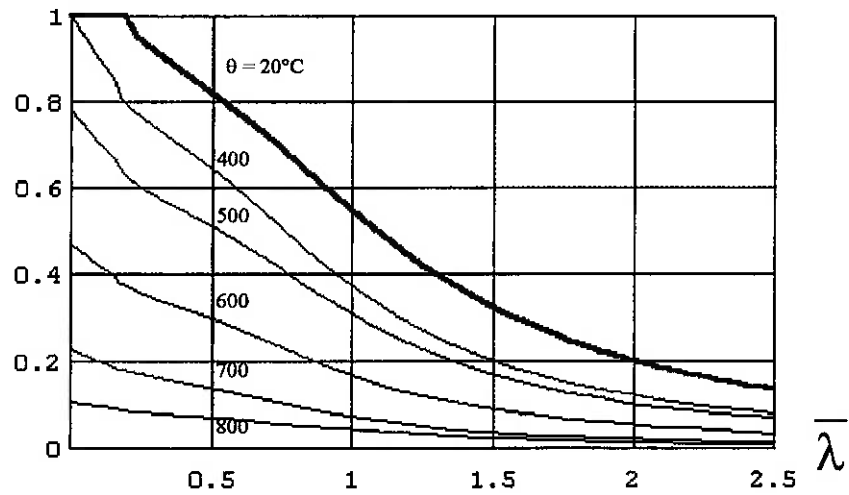


Figura 5.3.4 - Redutor de resistência à compressão, a altas temperaturas, incluindo $k_{y,\theta}$

$$\frac{k_{y,\theta}}{\gamma_{a,fi}} * \frac{N_{d,fi}}{N_{d,fi}} * \frac{\rho_{\theta}}{1,2} \left(\text{ou } \frac{\rho_{\theta}}{1 + \bar{\lambda}_{\theta}} \right) \text{ ou } \frac{\rho}{\gamma_a}$$

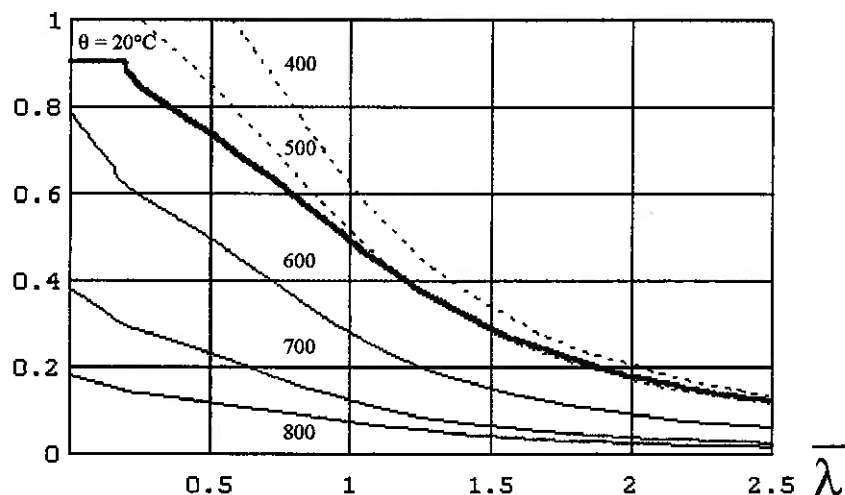


Figura 5.3.4- Redutor de resistência à compressão, a altas temperaturas, incluindo $k_{y,\theta}$, com introdução de segurança

5.3.2 FLEXÃO

O Eurocode propõem que, para a verificação de barras submetidas à flexão, em incêndio, seja utilizado o mesmo formulário recomendado para a verificação à temperatura ambiente, adequado à situação de incêndio. Assim sendo, embora as expressões propostas pelo Eurocode não sejam similares às indicadas pela NBR 8800, para a temperatura ambiente, sugere-se que até a próxima revisão da Norma Brasileira, seja utilizado o formulário recomendado por ela, adaptando-o à situação de incêndio, conforme apresentado na seção 5.1.3 desta Tese e comentado a seguir.

5.3.2.1 Coeficientes κ_1 e κ_2

O método de determinação da temperatura no elemento estrutural descrito na seção 2 desta tese, admite distribuição uniforme de temperatura ao longo do eixo e da altura da viga. Os pesquisadores suecos O. Pettersson e J. Witteveen, a partir de ensaios em vigas de aço com seção transversal em forma de “I”, sob laje de concreto, isostáticas e hiperestáticas, com e sem proteção térmica, submetidas ao incêndio-padrão, concluíram que:

A temperatura da viga, calculada conforme o processo descrito na seção 2 desta Tese, é aproximadamente igual à máxima temperatura medida na seção transversal das vigas (mesa inferior) ensaiadas.

A diferença de temperatura entre a mesa inferior (mais quente) e a mesa superior (mais fria) dessas vigas varia entre 100°C e 150 °C, quando protegidas por material de proteção térmica. Essa diferença se reduz para vigas sem proteção térmica.

A variação de temperatura ao longo do comprimento das vigas ensaiadas é cerca de 100°C a 200 °C.

A partir desses ensaios e de resultados teóricos obtidos em cálculos térmicos (U. Wickström) e estruturais (J. Thor e J. Kruppa) admitindo a possibilidade de plastificação total da seção, PETTERSSON; WITTEVEEN (1980) propuseram majorar o valor do M_{Rd} das vigas dimensionadas no regime plástico e com a hipótese de temperatura uniforme, por meio dos coeficiente κ_1 (considerando a variação de temperatura ao longo da altura) e κ_2 (considerando a variação da temperatura ao longo do comprimento), apresentados na Tabela 5.3.1.

θ_a (°C)	κ_1	κ_2 (um grau de hiperestaticidade)	κ_2 (dois graus de hiperestaticidade)
550	1,12	1,12	1,25
600	1,15	1,20	1,40
650	1,17	1,28	1,55

Tabela 5.3.1

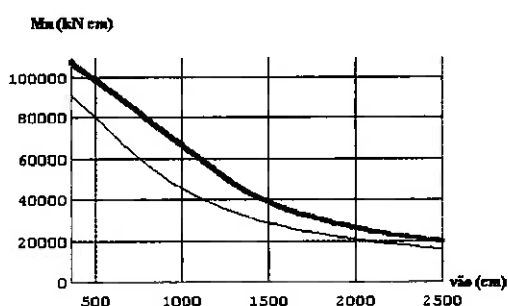
O valor de κ_2 para vigas isostáticas será menor do que para vigas hiperestáticas, porque nas primeiras bastará uma rótula plástica para definir o colapso, enquanto que nas vigas hiperestáticas serão necessárias duas ou mais rótulas para o mesmo fim. Assim sendo adotou-se $\kappa_2 = 1,0$ para as vigas isostáticas.

Os valores de κ_1 e κ_2 apresentados na Tabela 5.3.1 (baseada em PETTERSSON; WITTEVEEN (1980)) estão trocados (κ_1 no lugar de κ_2 e vice-versa) em relação aos recomendados na seção 5.1.3 (baseada em EUROCODE 3 (1995)). Enviou-se correspondência ao Prof. Pettersson relatando essa discrepância.

5.3.2.2 Tensão residual

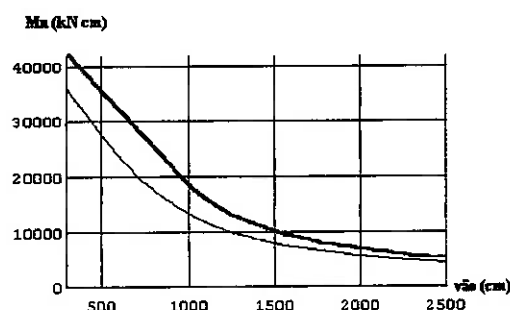
As recomendações do EUROCODE 3 (1995) para o dimensionamento de vigas à flexão simples, tanto à temperatura ambiente como em situação de incêndio não explicitam a tensão residual (σ_r), como é feito pela NBR 8800.

O método simplificado apresentado nesta Tese propõem que se utilize por base a formulação da NBR 8800, adotando-se $\sigma_{r,\theta} = k_{y,\theta} \sigma_r$. As Figs. 5.3.5 à 5.3.8 apresentam as curvas de resistência nas regiões elasto-plástica e elástica, para uma viga com seção transversal em forma de "I" com dimensões: $d=65\text{cm}$, $b_f=30\text{cm}$, $t_f=1,9\text{cm}$ e $t_w=0,8\text{cm}$ e sugerem que a recomendação deste texto é a que mais se aproxima do Eurocode. As discrepâncias encontradas são similares às da temperatura ambiente e são devidas à imperfeição inicial incorporada à formulação do Eurocode e ainda não incluída na NBR 8800.



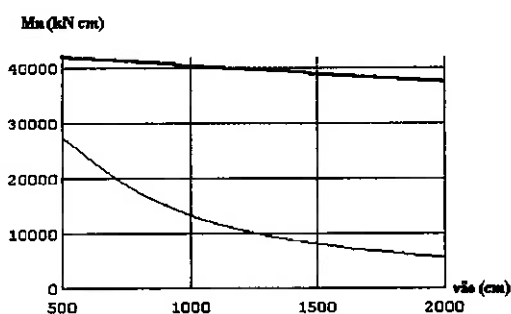
$$\theta = 20^\circ\text{C} (\sigma_r = 11,5 \text{ kN/cm}^2)$$

Figura 5.3.5



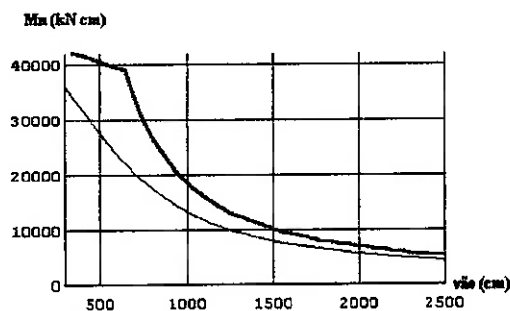
$$\theta = 600^\circ\text{C} (\sigma_r = (11,5 k_y) \text{ kN/cm}^2)$$

Figura 5.3.6



$$\theta = 600^\circ\text{C} (\sigma_r = 11,5 \text{ kN/cm}^2)$$

Figura 5.3.7



$$\theta = 600^\circ\text{C} (\sigma_r = 0)$$

Figura 5.3.8

5.3.2.3 Interpolação na região plástica

O Eurocode recomenda que, na região plástica ($\lambda \leq \lambda_p$) da curva de resistência M_R x λ , o valor de cálculo do momento fletor resistente, determinado a partir da hipótese de temperatura uniforme, seja majorado por meio dos fatores κ_1 e κ_2 e nas regiões elasto-plástica e elástica ($\lambda > \lambda_p$) seja minorado pelo fator 1,2.

A esbeltez correspondente à plastificação, à temperatura ambiente, λ_p vale $1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ segundo a NBR 8800. Sendo $\lambda_p = 50,11$ para aços com $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$.

Conforme o Eurocode, à temperatura ambiente, o valor de λ_p pode ser visto na Tabela 5.3.1 para alguns perfis com seção em forma de "I"

Perfil tipo VS	$W_x \text{ (cm}^3\text{)}$	$\lambda_p \text{ (Eurocode)}$
250 x 28	298	42,06
250 x 38	400	43,02
400 x 49	870	41,06
450 x 51	1006	41,30
650 x 98	2846	40,97
650 x 155	4953	40,17
1500 x 270	46140	42,43
1500 x 492	35659	40,05

Tabela 5.3.2

Assim sendo é necessário adaptar-se o valor de λ_p . Sugere-se que seja tomado

$\lambda_{p1,\theta} = 0,8 \lambda_{p,\theta} = 0,8 \cdot 1,75 \sqrt{\frac{E_\theta}{f_{y,\theta}}}$, interpolando-se linearmente o valor do momento

resistente entre $\lambda_{p1,\theta}$ e $1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$, ou seja:

$$M_n = Z_x f_{y,\theta} \frac{1}{\kappa_1 \kappa_2} \leq Z_x f_y \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_{p1,\theta}$$

$$M_n = Z_x f_{y,\theta} \left(\kappa_1 \kappa_2 - \frac{1}{1,2} \right) \left(\frac{\lambda_p - \lambda}{0,2 \lambda_p} \right) + \frac{Z_x f_{y,\theta}}{1,2} \quad \text{para } \lambda_{p1,\theta} < \lambda \leq \lambda_{p,\theta}$$

para $\kappa_1 = \kappa_2 = 1$ resulta:

$$M_n = \frac{Z_x f_{y,\theta}}{1,2} \left(2 - \frac{\lambda}{\lambda_p} \right) \quad \text{para } \lambda_{p1,\theta} < \lambda \leq \lambda_{p,\theta}$$

5.3.2.4 Esbeltez λ_r

As tabelas 5.3.2 e 5.3.3 foram construídas a fim de determinar uma relação normatizável entre λ_r , calculado conforme recomendado pela NBR 8800 e $\lambda_{r,\theta}$ calculado da mesma maneira que λ_r , substituindo-se f_y por $f_{y,\theta}$ e E por E_θ . Não pôde ser encontrado um valor adequado para essa relação, propondo-se que, se necessário, a

favor da segurança, adote-se: $\lambda_{r,\theta} = \lambda_r \frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}$.

Perfil tipo VS	$\lambda_{r,\theta}$ (exato)	$\lambda_{r,\theta}$ (fórm.aprox.)	$\lambda_r \frac{k_E}{k_y}$	$\lambda_r \sqrt{\frac{k_E}{k_y}}$	n^*
250 x 28	143	139	123	151	0,64
250 x 38	172	170	160	198	0,83
400 x 49	129	127	108	133	0,57
450 x 51	128	126	107	131	0,57
650 x 98	125	123	103	127	0,53
650 x 155	137	136	123	151	0,74
1500 x 270	128	126	103	127	0,48
1500 x 492	128	127	111	136	0,66

$$* \lambda_{r,\theta} = \lambda_r \left(\frac{k_E}{k_y} \right)^n$$

Tabela 5.3.2 - $\theta = 600^\circ\text{C}$

Perfil tipo VS	$\lambda_{r,\theta}$ (exato)	$\lambda_{r,\theta}$ (fórm. aprox.)	$\lambda_r \frac{k_E}{k_y}$	$\lambda_r \sqrt{\frac{k_E}{k_y}}$	n
250 x 28	129	126	106	141	0,65
250 x 38	153	149	137	183	0,82
400 x 49	118	116	93	123	0,58
450 x 51	117	115	91	121	0,56
650 x 98	115	113	89	118	0,55
650 x 155	123	122	105	140	0,72
1500 x 270	118	116	89	118	0,50
1500 x 492	116	115	95	126	0,65

Tabela 5.3.3 - $\theta = 700^\circ\text{C}$

5.3.2.5 Curvas de resistência

São apresentadas a seguir, como exemplo de aplicação, as curvas do momento fletor resistente (com $C_b = 1$), de um perfil VS 500x61 ($d = 50\text{cm}$, $b_f = 25\text{cm}$, $t_f = 0,95\text{cm}$, $t_w = 0,63\text{cm}$), à temperatura ambiente e a altas temperaturas (Fig. 5.3.9) e as mesmas curvas com introdução de segurança (Fig. 5.3.10).

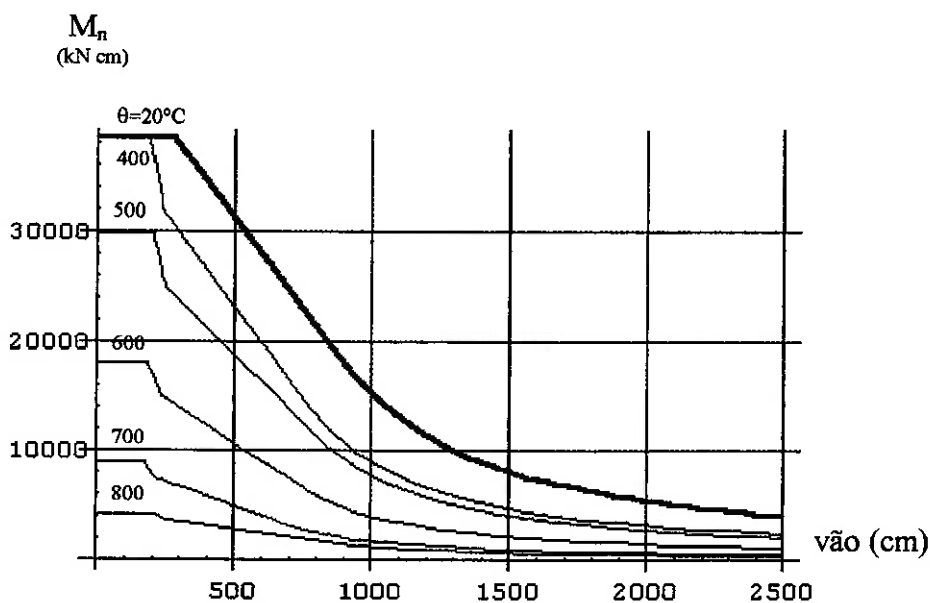


Figura 5.3.9 - Curvas de resistência (momento fletor)

$$\frac{k_{\theta} M_n}{\gamma_{a,fi}} \frac{M_d}{M_{d,fi}} \text{ ou } \frac{M_n}{\gamma_a}$$

(kN cm)

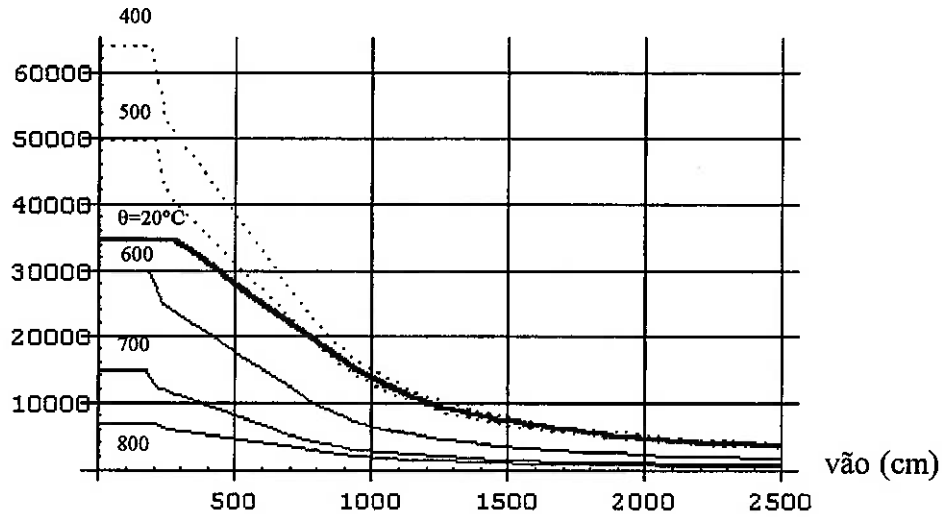


Figura 5.3.10 - Curvas de resistência (momento fletor) com introdução de segurança

5.3.2.6 Força Cortante

O valor característico da força cortante resistente à temperatura ambiente é:

$$V_n = 0,6 f_y A_w \quad \text{para } \frac{h}{t_w} \leq 1,08 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}}$$

$$V_n = \frac{1,08 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} 0,6 f_y A_w \quad \text{para } 1,08 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,40 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}}$$

$$V_n = \frac{\pi^2 E k_v}{12 (1 - \nu^2)} \frac{h}{t_w} A_w \quad \text{para } \frac{h}{t_w} > 1,40 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} \dots\dots\dots(5.3.4)$$

Rearranjando-se a exp. 5.3.4, para $\nu = 0,3$, obtém-se:

$$V_n = 1,29 \left(\frac{1,08 \sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right)^2 0,6 f_y A_w \dots\dots\dots(5.3.5)$$

que corresponde à exp. 5.3.6 recomendada pela NBR 8800:

$$V_n = 1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \dots\dots\dots(5.3.6)$$

sendo:

$$V_{pl} = 0,6 f_y A_w$$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

O valor característico da força cortante resistente, em situação de incêndio, é determinada da mesma forma que à temperatura ambiente, substituindo-se E por E_θ , f_y por $f_{y,\theta}$ e majorando-se o resultado por meio dos fatores κ_1 e κ_2 , ou seja:

$$V_n = 0,6 k_{y,\theta} f_y A_w \kappa_1 \kappa_2 \quad \text{para} \quad \frac{h}{t_w} \leq 1,08 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}}$$

$$V_n = \frac{1,08 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} 0,6 k_{y,\theta} f_y A_w \kappa_1 \kappa_2$$

$$\text{para} \quad 1,08 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,40 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}}$$

$$V_n = \frac{\pi^2 k_{E,\theta} E k_v}{12 (1 - \nu^2) \frac{h}{t_w}} A_w \kappa_1 \kappa_2 \quad \text{para} \quad \frac{h}{t_w} > 1,40 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}} \dots\dots\dots(5.3.7)$$

Rarranjando-se a exp. 5.3.7, para $\nu = 0,3$, obtém-se:

$$V_n = 1,29 \left(\frac{1,08 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E k_v}{k_{y,\theta} f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right)^2 0,6 k_{y,\theta} f_y A_w \kappa_1 \kappa_2 \dots\dots\dots(5.3.8)$$

que corresponde à exp. 5.3.6 (recomendada pela NBR 8800), substituindo-se E por E_θ , f_y por $f_{y,\theta}$ e majorando-se o resultado por meio dos fatores κ_1 e κ_2 , ou seja:

$$V_{n,\theta} = 1,28 \left(\frac{\lambda_{p,\theta}}{\lambda} \right)^2 V_{pl} k_{y,\theta} \kappa_1 \kappa_2$$

sendo:

$$V_{pl} = 0,6 f_y A_w$$

$$\lambda_{p,\theta} = 1,08 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

Assim sendo, desde que se utilize $\lambda_{p,\theta}$ e $\lambda_{r,\theta}$ no lugar de λ_p e de λ_r , respectivamente, pode-se utilizar, em situação de incêndio, as mesmas expressões recomendadas pela NBR 8800, multiplicadas pelo fator $k_{y,\theta}$ e majorando-se o resultado por meio dos coeficientes κ_1 e κ_2 .

5.3.3 FLEXÃO COMPOSTA

O Eurocode propõem que, para a verificação de barras submetidas a esforços combinados de flexão e compressão, em incêndio, seja utilizado o mesmo formulário recomendado para a verificação à temperatura ambiente, adequado à situação de incêndio. Assim sendo, embora as expressões propostas pelo Eurocode não sejam similares às indicadas pela NBR 8800, para a temperatura ambiente, sugere-se que até a

próxima revisão da Norma Brasileira, seja utilizado o formulário recomendado por ela adaptando-o à situação de incêndio, conforme apresentado no item 5.1.

5.3.4 AÇÕES A CONSIDERAR

Apresentam-se a seguir as recomendações do Eurocode, a respeito das ações a serem consideradas para a utilização do método simplificado.

Segundo o EUROCODE 3 (1995) e o EUROCODE 4 (1994), os esforços solicitantes provenientes das ações permanentes e das ações variáveis, exceto as de origem térmica, podem ser considerados invariantes com a temperatura.

As ações térmicas a serem consideradas na combinação última, conforme o Eurocode são:

a) Ação térmica determinada a partir da curva padronizada (ISO 834)

- deve-se incluir o efeito das deformações térmicas provenientes do gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal do perfil.

- o efeito das deformações térmicas axiais pode ser desprezado¹

b) Ação térmica determinada a partir das curvas do incêndio natural

- deve-se incluir o efeito das deformações térmicas provenientes do gradiente de temperatura

- o Eurocode 3 não é claro quanto à consideração, ou não, das deformações térmicas axiais axiais, porém o Eurocode 4 permite desprezar esse efeito nas estruturas indeslocáveis.

Comentários:

Apesar de a curva-padrão ser normatizada, o método de determinação da temperatura para dimensionamento do elemento estrutural varia conforme o país. Assim sendo, a desconsideração de deformações térmicas não deveria ser feita, em função da

¹ O Dr. J. Kruppa, um dos autores do Eurocode e pesquisador do Centre Technique Industriel de la Construction Metallique (Paris), em correspondência ao autor da presente Tese, confirmou que as deformações térmicas axiais são desprezáveis, quando a ação térmica é determinada via curva-padrão. Novos esclarecimentos serão solicitados sobre a utilização do incêndio natural.

curva temperatura-tempo utilizada e sim de um método padronizado de cálculo da temperatura.

O Eurocode não propõem métodos simplificados para a consideração do gradiente de temperatura, trazendo em consequência dificuldades de análise, por se tratar de material não-linear ou resultados antieconômicos, caso se considere o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente².

Como contribuição à normatização, será estudado, na próxima seção desta Tese, o efeito das deformações térmicas axiais ou provenientes do gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal de perfis, em vigas e em um pórtico plano deslocável, considerando-se a não-linearidade geométrica e a não-linearidade do material.

² A Norma Brasileira em elaboração, por sugestão do autor, está recomendando, salvo análise mais precisa, a consideração do módulo de elasticidade à alta temperatura. Para o exemplo apresentado na seção 6 desta Tese, o efeito do gradiente não provoca riscos a segurança estrutural (vide comentários na seção citada).

6 CONSIDERAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES TÉRMICAS E NÃO-LINEARIDADES

Os resultados da análise estrutural, apresentados nesta seção, foram obtidos com o auxílio do programa de análise não-linear Ansys, versão 5.2, utilizando-se o elemento "beam 24". As barras foram discretizadas em 10 elementos ao longo do seu comprimento e em 16 segmentos na seção transversal, a fim de descrever a seção em forma de "I".

A não-linearidade do material foi conseguida por meio do diagrama tensão-deformação recomendado pelo Eurocode 3, apresentado na seção 3 desta Tese, para $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, limitando a deformação linear específica em 0,15, isto é, no final do patamar de escoamento, conforme Fig. 6.1.

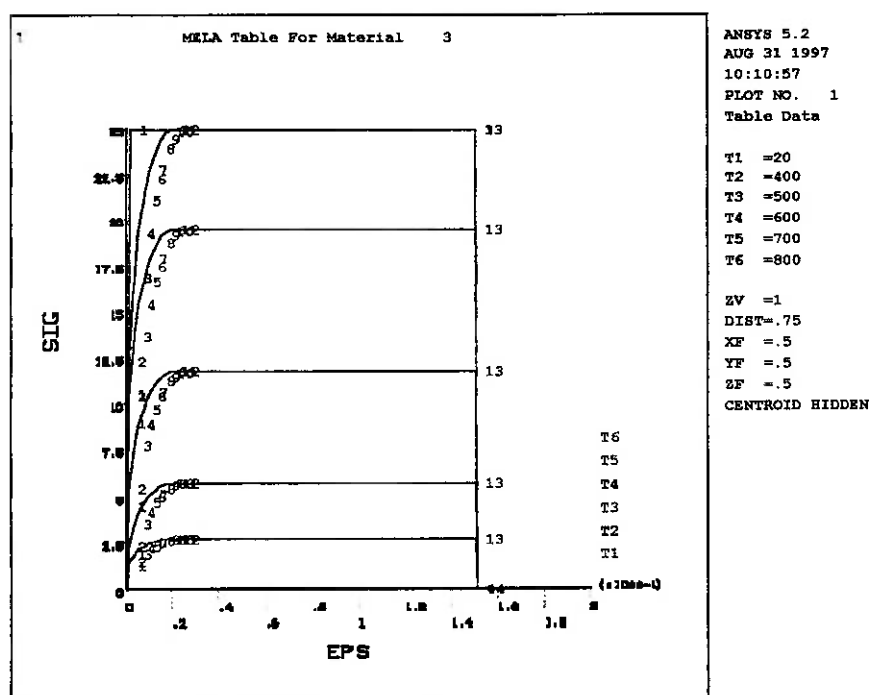


Figura 6.1 - Diagrama $\sigma \times \epsilon$ em função da temperatura

O coeficiente de dilatação térmica do aço foi considerado independente da temperatura e igual a $1,4 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

6.1 COMPORTAMENTO DAS VIGAS CONTINUAMENTE TRAVADAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

6.1.1 VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS

A relação entre o valor de cálculo, em situação de incêndio, do carregamento de uma viga ($p_{d,fi}$) e o valor de cálculo do carregamento à temperatura ambiente (p_d) varia aproximadamente entre 0,3 e 0,8, como pode ser observado na Fig. 6.1.1, em que se apresenta $p_{d,fi} / p_d$, com os coeficientes de combinação indicados, em função da q/g , sendo q o valor característico da ação variável (sobrecarga) e g o valor característico da ação permanente.

$$\frac{p_{d,fi}}{p_d} = \frac{1,2 * g + \psi_2 * q}{1,4 * (g + q)}$$

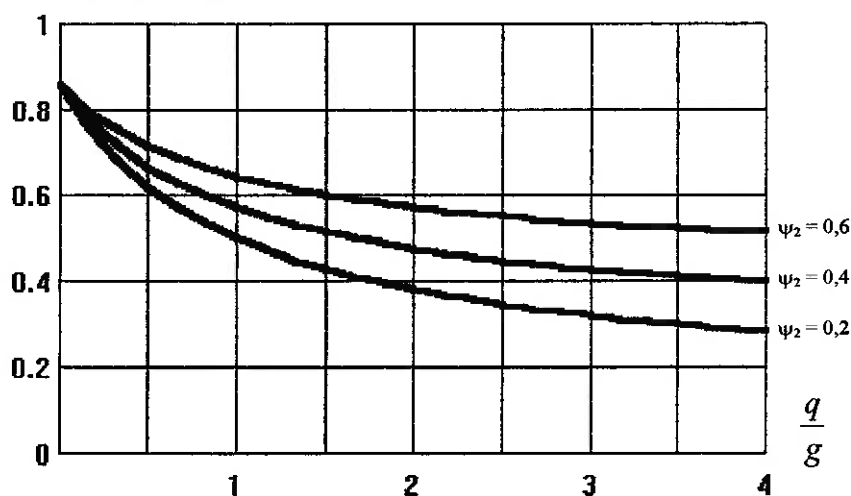


Figura 6.1.1 - $p_{d,fi} / p_d$

Foram analisadas duas vigas simplesmente apoiadas (Fig. 6.1.2) com as seguintes características geométricas:

viga 1 : $d = 65$ cm ; $b_f = 30$ cm ; $t_f = 1,9$ cm ; $t_w = 0,8$ cm ; $\ell = 1000$ cm e

viga 2 : $d = 100$ cm ; $b_f = 40$ cm ; $t_f = 2,5$ cm ; $t_w = 1,6$ cm ; $\ell = 1500$ cm

submetidas a três condições de carregamento ($p_{d,fi} / p_d$ igual a 0,5 , 0,6 e 0,7), admitindo-se que $p_d = p_{d,ult}$, sendo $p_{d,ult}$ a carga uniformemente distribuída que causa colapso das vigas pela plastificação total da seção de maior solicitação, valendo:

$p_{d,\acute{u}lt} = 0,78 \text{ kN/cm}$ para a viga 1 e $p_{d,\acute{u}lt} = 1,188 \text{ kN/cm}$ para a viga 2.

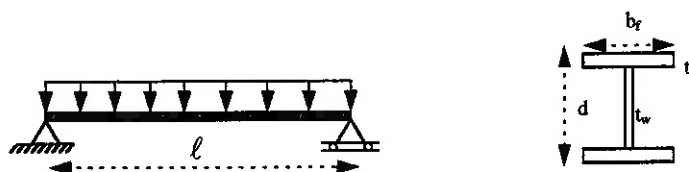


Figura 6.1.2 - viga simplesmente apoiada

Da análise estrutural constatou-se que:

- O valor da temperatura crítica pouco depende do tipo de análise (linear ou não-linear) e das dimensões da viga, mas sim do valor do carregamento (Tabela 6.1.1 e Fig. 6.1.3). Na análise linear, θ_{cr} pode ser calculada analiticamente a partir de:

$$k_{y,\theta} = p_{d,fi} / p_{d,\acute{u}lt}$$

- O valor da flecha da deformada das vigas, nas vizinhanças da temperatura crítica, pouco depende do carregamento ou do tipo de análise, mas sim das suas dimensões (Tabela 6.1.2).

- O deslocamento horizontal do apoio varia linearmente com a temperatura até um certo limite, após o qual reduz-se devido à acentuada deformação da viga (Figs 6.1.4 e 6.1.5).

$p_{d,fi} / p_d$	temperatura crítica θ_{cr} (°C)		
	linearidade geométrica	não-linearidade geométrica	
	viga 1/ viga2	viga 1	viga 2
0,5	590	593	593
0,6	558	562	562
0,7	526	529	533

Tabela 6.1.1

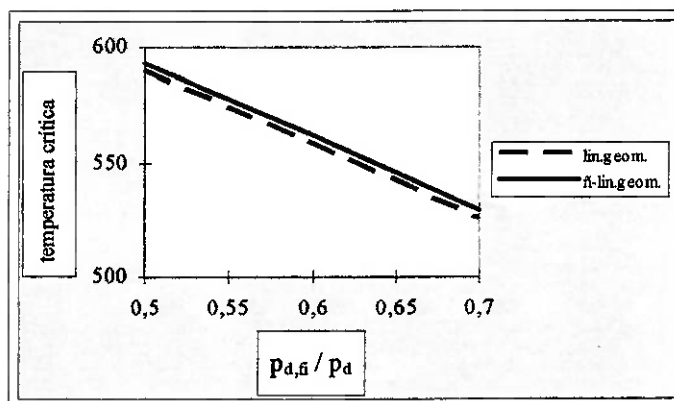


Figura 6.1.3 - Temperatura crítica das vigas 1 e 2

flecha nas vizinhanças da temperatura crítica (cm)				
$p_{d,fi} / p_d$	linearidade geométrica		não-linearidade geométrica	
	viga 1	viga 2	viga 1	viga 2
0,5	44,1	70,8	44,7	71,5
0,6	43,0	69,6	46,3	71,7
0,7	43,4	68,9	42,5	72,1

Tabela 6.1.2

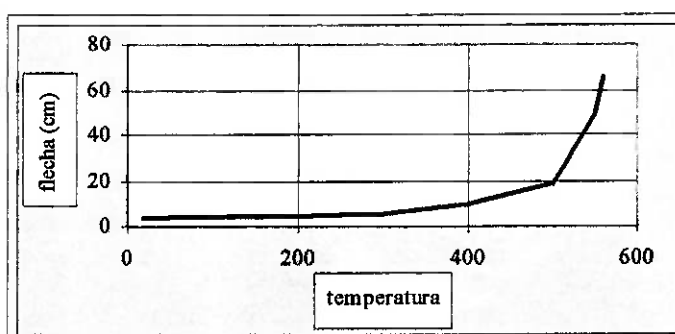


Figura 6.1.4 - Flecha da viga 2 para $p_{d,fi} / p_d = 0,6$

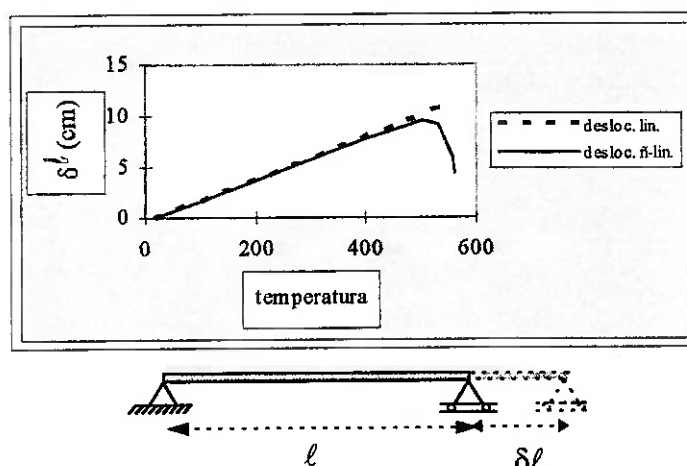


Figura 6.1.5 - Deslocamento δl (viga 2) para $p_{d,fi} / p_d = 0,6$

A partir desses resultados pode-se inferir que, se os dois apoios fossem fixos, a reação vincular horizontal, a partir de determinada temperatura, passaria a ser de tração ao invés de compressão.

Será analisada, a seguir, a viga 2, com restrição à deformação axial e submetida ao carregamento $p_{d,fi} / p_{d,ult} = 0,6$.

6.1.2 VIGA BIAPOIADA COM RESTRIÇÃO À DEFORMAÇÃO AXIAL

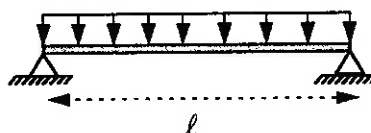


Figura 6.1.6

Da análise não-linear da viga biapoiada (Fig. 6.1.6) concluiu-se que a reação vincular horizontal, devida ao aquecimento com temperaturas relativamente baixas, é de compressão, havendo aumento da flecha, dos momentos fletores e das tensões de compressão, em relação à viga sem restrição à deformação.

Temperaturas mais altas causam redução dessa reação vincular, tendo em vista as grandes deformações, diminuindo por conseqüência o momento fletor e as tensões relativas ($\sigma/f_{y,0}$) de compressão. Aumentando-se ainda mais a temperatura, a reação vincular inverte o sentido de aplicação de esforço, reduzindo os momentos fletores e aumentando as tensões relativas de tração, até atingir o colapso plástico na temperatura

crítica, sendo θ_{cr} superior àquela encontrada para a viga sem restrição à deformação. Tais fenômenos podem ser visualizados nas Figs 6.1.7 a 6.1.11.

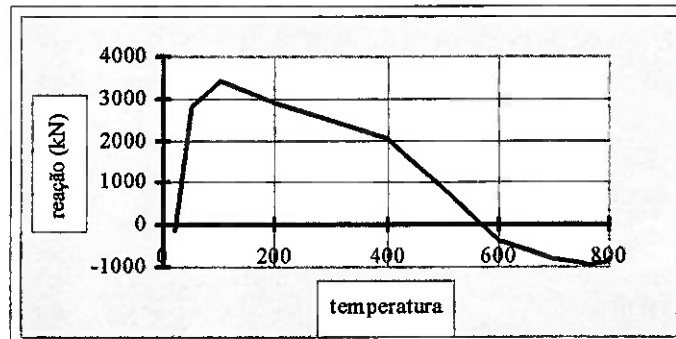


Figura 6.1.7 - Reação vincular horizontal

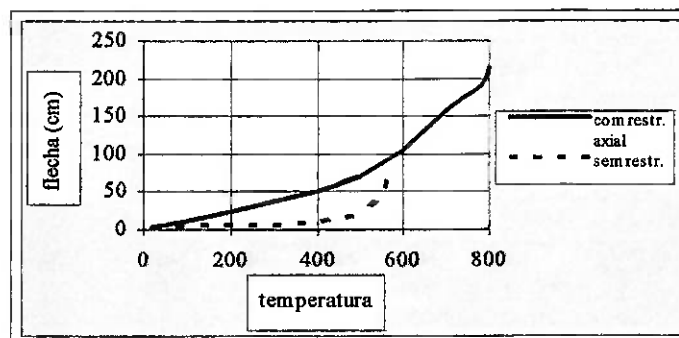


Figura 6.1.8 - Flecha da viga

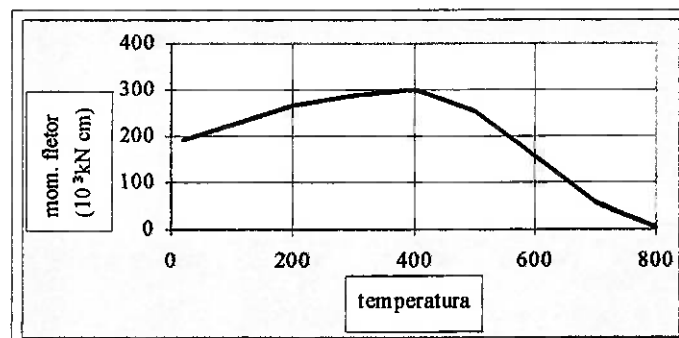


Figura 6.1.9 - Momento fletor na seção mais solicitada da viga

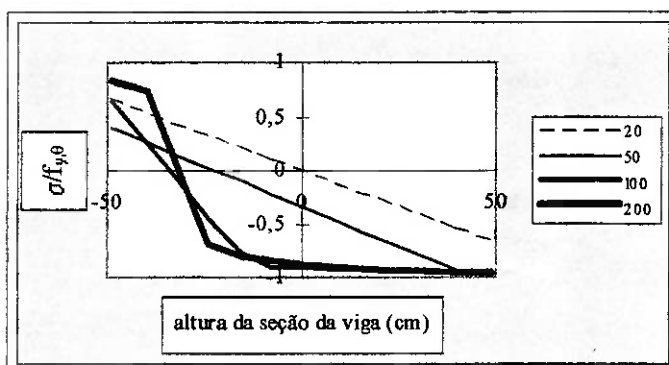


Figura 6.1.10 - Diagrama de tensões na seção mais solicitada

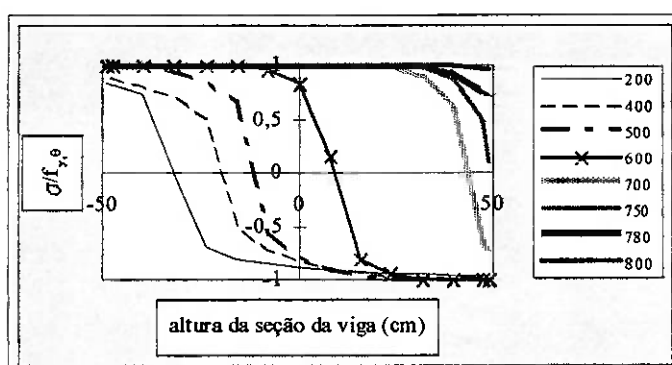


Figura 6.1.11 - Diagrama de tensões na seção mais solicitada

A variação das tensões na seção mais solicitada da viga pode também ser vista na Fig. 6.1.12.

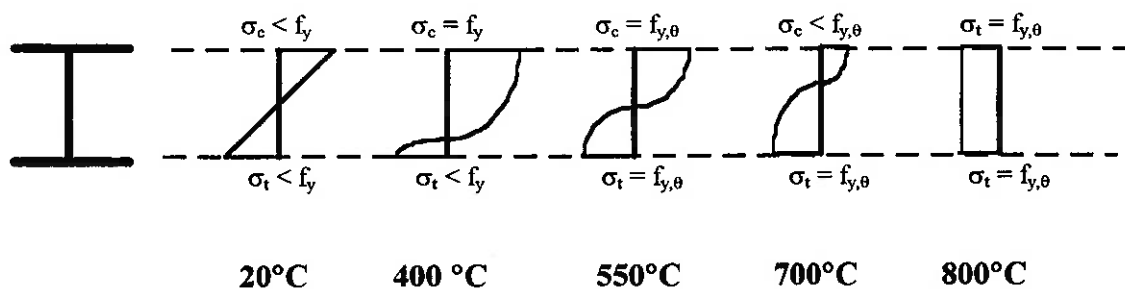


Figura 6.1.12 - Diagrama de tensões na seção mais solicitada em função da temperatura

O aspecto parabólico do diagrama de momentos fletores é bastante alterado à altas temperaturas, como pode ser observado na Fig. 6.1.13 (700°C) e na Fig. 6.1.14 (800°C)

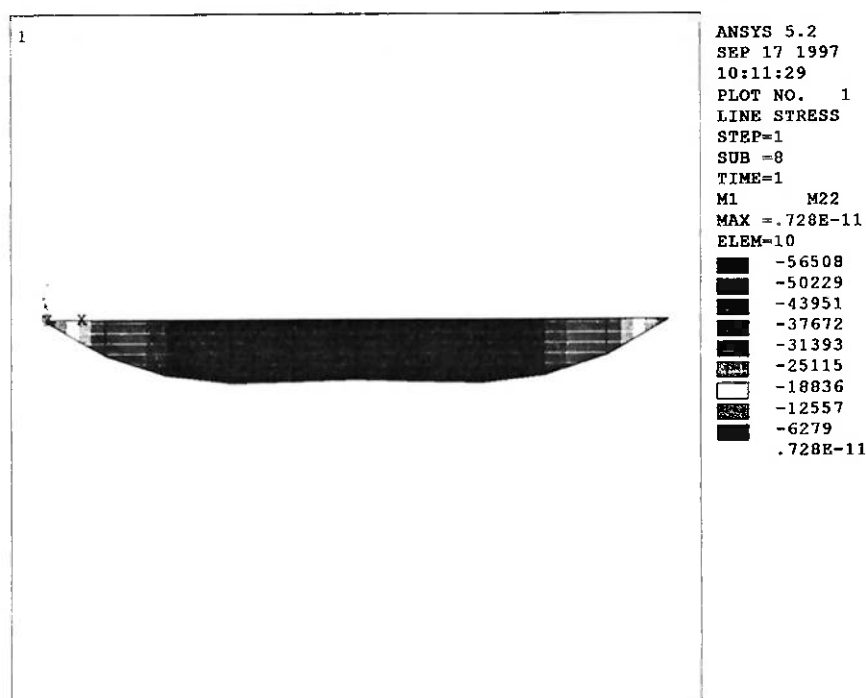


Figura 6.1.13 - Diagrama de momentos fletores da viga com restrição à deformação axial ($\theta_a = 700 \text{ }^\circ\text{C}$)

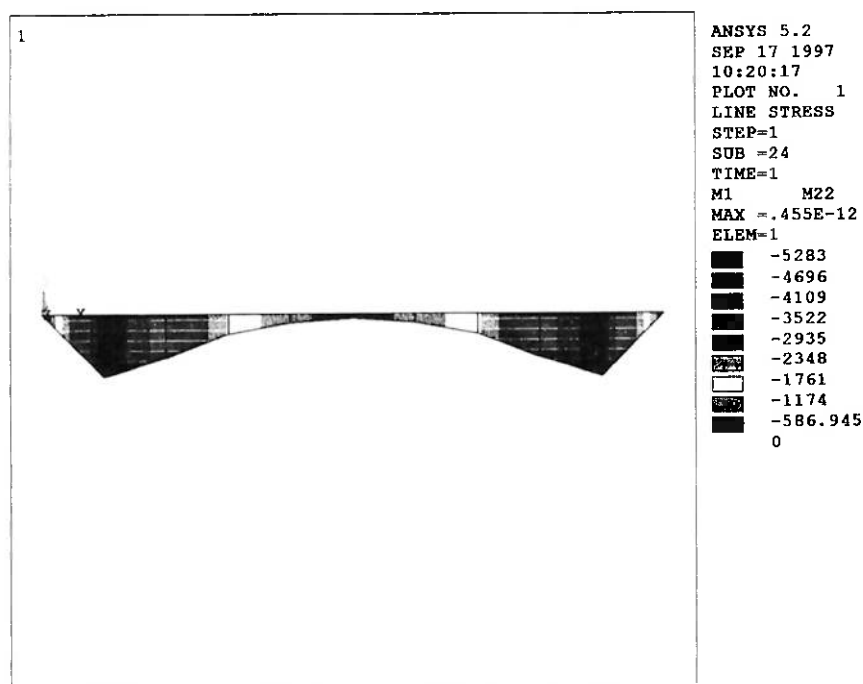


Figura 6.1.14 - Diagrama de momentos fletores da viga com restrição à deformação axial ($\theta_a = 800 \text{ }^\circ\text{C}$)

6.2 COMPORTAMENTO DE UM PÓRTICO PLANO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Nesta seção serão apresentados os resultados da análise de um pórtico plano (Fig. 6.2.1), hiperestático, deslocável, constituído por dois pilares com 300 cm de altura, engastados na fundação e ligados rigidamente à uma viga de 900 cm de comprimento, submetido ao seguinte carregamento:

carregamento característico:

viga: carregamento uniformemente distribuído:

0,20 kN/cm (peso próprio)

0,10 kN/cm (sobrecarga)

pilares: carregamento transversal uniformemente distribuído:

0,022 kN/cm (pressão do vento)

0,015 kN/cm (sucção do vento)

carregamento axial: 144 kN (peso próprio)

45 kN (sobrecarga)

carregamento de cálculo:

combinação 1 - combinação normal de ações (temperatura ambiente)

viga: carregamento uniformemente distribuído:

$$p_d = 1,3 \cdot 0,20 + 1,4 \cdot 0,4 \cdot 0,10 \cong 0,32 \text{ kN/cm}$$

pilares: carregamento transversal uniformemente distribuído:

$$w_{d1} = 1,4 \cdot 0,022 \cong 0,03 \text{ kN/cm}$$

$$w_{d2} = 1,4 \cdot 0,015 \cong 0,02 \text{ kN/cm}$$

carregamento axial:

$$P_d = 1,3 \cdot 144 + 1,4 \cdot 0,4 \cdot 45 \cong 212 \text{ kN}$$

combinação 2 - combinação normal de ações (temperatura ambiente)

viga: carregamento uniformemente distribuído:

$$p_d = 1,3 \cdot 0,20 + 1,4 \cdot 0,10 \cong 0,40 \text{ kN/cm}$$

pilares: carregamento transversal uniformemente distribuído:

$$w_{d1} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,022 \cong 0,02 \text{ kN/cm}$$

$$w_{d2} = 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,015 \cong 0,01 \text{ kN/cm}$$

carregamento axial:

$$P_d = 1,3 \cdot 144 + 1,4 \cdot 45 \cong 250 \text{ kN}$$

A combinação 2 mostrou-se mais desfavorável do que a combinação 1

combinação 3 - combinação excepcional de ações (em situação de incêndio),
admitindo-se tratar de um edifício de escritórios

viga: carregamento uniformemente distribuído:

$$p_{d,fi} = 1,1 \cdot 0,20 + 0,2 \cdot 0,10 \cong 0,24 \text{ kN/cm (0,6 } p_d)$$

pilares: carregamento axial:

$$P_{d,fi} = 1,1 \cdot 144 + 0,2 \cdot 45 \cong 167 \text{ kN (0,67 } P_d)$$

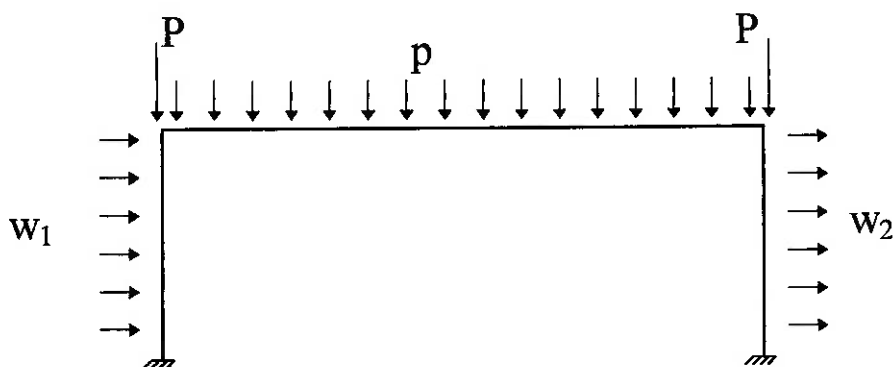


Figura 6.2.1

Obs.: A carga variável de vento e a carga permanente foram arbitradas propositalmente baixas, a fim de que as conclusões deste trabalho estejam a favor da segurança para as situações estruturais estudadas.

6.2.1 DIMENSIONAMENTO À TEMPERATURA AMBIENTE (COMBINAÇÃO NORMAL DE AÇÕES)

Dimensões dos elementos estruturais:

viga (Fig. 6.2.2): $d = 50$ cm ; $b_f = 16$ cm ; $t_f = 1,25$ cm ; $t_w = 0,95$ cm

pilares (Fig. 6.2.3): $d = 30,5$ cm ; $b_f = 21$ cm ; $t_f = 1,9$ cm ; $t_w = 0,8$ cm

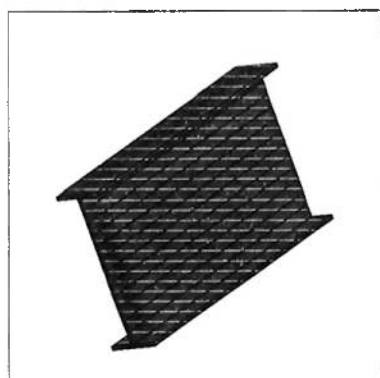
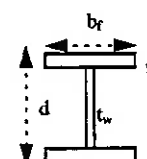


Figura 6.2.2 - viga

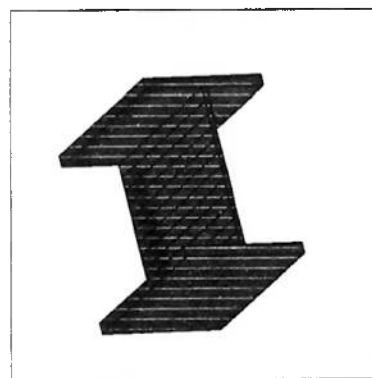


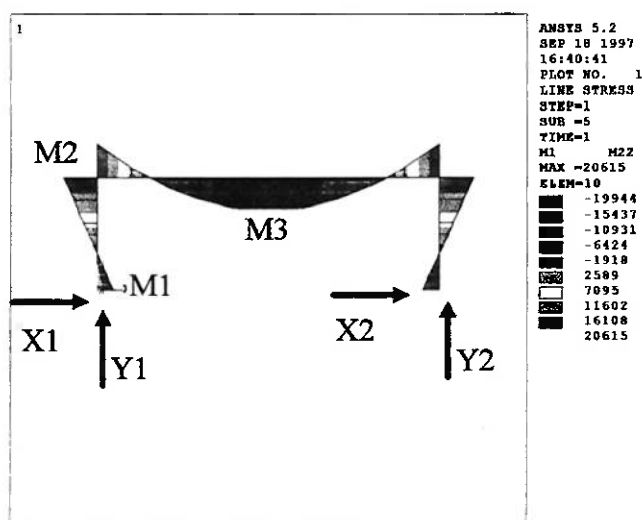
Figura 6.2.3 - pilar

Os esforços solicitantes, reações de apoio e deslocamentos do pórtico determinados a partir da combinação normal de ações, admitindo-se linearidade geométrica (sem imperfeição inicial) e linearidade do material ($\sigma = 20500 \epsilon$) estão apresentados na Tabela 6.2.1 e Figs. 6.2.4 e 6.2.5.

Combinação normal de ações	M ₁ (kN cm)	M ₂ (kN cm)	M ₃ (kN cm)	Y (kN)	X (kN)	u _x (cm)	u _y (cm)
1	6979	15939	15763	354* 355**	71,9* -86,9**	0,04***	-0,06***
2	9400	20369	19954	429,8* 430,6**	96,2* -105,2**	0,04***	-0,05***

* Y1,X1 **Y2,X2 ***topo do pilar esquerdo

Tabela 6.2.1 - Linearidade geométrica (combinação normal de ações)



**Figura 6.2.4 - Diagrama de momentos fletores do pórtico ($\theta_a = 20^\circ\text{C}$)
- combinação normal de ações**

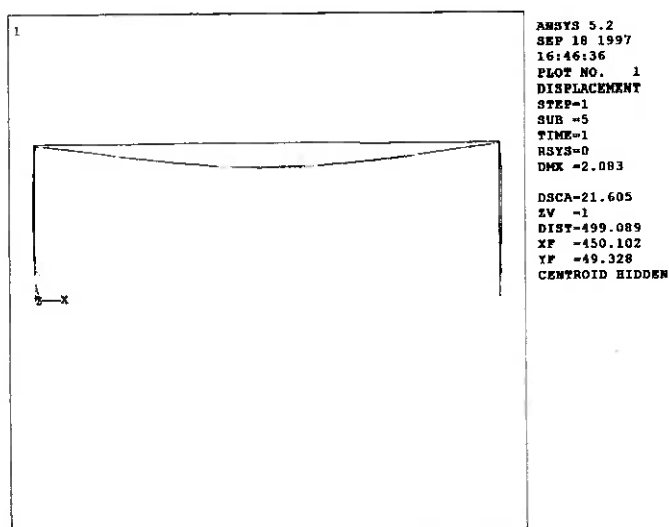


Figura 6.2.5 - Deformada do pórtico ($\theta_a = 20^\circ$) - combinação normal de ações

Utilizando-se as recomendações da NBR 8800 resulta:

- pilar: $\varphi_R = 0,85$

$$\varphi_E = 0,88 \quad (C_m = 0,85) \quad \text{ou} \quad \varphi_E = 1,0 \quad (C_m = 1)$$

sendo:

$$\varphi_R = \frac{N_d}{N_{Rd}} + \frac{M_d}{M_{Rd}}$$

com $N_{Rd} = A_g f_y / \gamma_a$

e

$$\varphi_E = \frac{N_d}{N_{Rd}} + \frac{C_m M_d}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_e}\right) M_{Rd}}$$

com $N_{Rd} = \rho A_g f_y / \gamma_a$

M_{Rd} foi determinado levando-se em conta a flambagem lateral, com $C_b = 1$.

- viga continuamente travada: $M_{Rd} = 33\,725 \text{ kN/cm}^2$

$$(M_d / M_{Rd} = 0,6)$$

- viga travada no meio do vão ($C_b = 1$): $M_{Rd} = 21\,206 \text{ kN/cm}^2$

$$(M_d \text{ vão} / M_{Rd} \text{ vão} = 0,95)$$

6.2.2 CÁLCULO DOS ESFORÇOS A ALTAS TEMPERATURAS (COMBINAÇÃO EXCEPCIONAL DE AÇÕES)

6.2.2.1 Pórtico dentro do compartimento em chamas

Os esforços solicitantes, reações de apoio e deslocamentos do pórtico, para combinação excepcional de ações, foram determinados admitindo-se:

1- linearidade geométrica (sem imperfeição inicial), não-linearidade do material e efeito das deformações térmicas (Tabela 6.2.2)

2- não-linearidade geométrica, imperfeição inicial de 300/500 cm, não-linearidade do material e efeito das deformações térmicas (Tabela 6.2.3 e Figs. 6.2.6 e 6.2.7)

θ (°C)	M_1 (kN cm)	M_2 (kN cm)	M_3 (kN cm)	Y_1 (kN)	X_1 (kN)	u_x (cm)	u_y (cm)
20	5971	12319	11981	275,4	60,96	0,02*	-0,04*
						0,02**	-1,2***
500	18340	17200	7151	266,2	124,7	-3,0*	1,9*
						3,0**	1,9***
600	10874	12649	11651	275,4	78,1	-3,6*	2,0*
						3,7**	-6,0***
619	9965	12176	12124	275,4	73,8	-4,0*	1,9*
						4,0**	-11,1***
623	9767	12048	12262	275,2	72,7	-4,0*	1,8*
						4,0**	-13,0***

* topo do pilar esquerdo **topo do pilar direito ***meio do vão da viga

Tabela 6.2.2 - Linearidade Geométrica - combinação excepcional de ações

θ (°C)	M_1 (kN cm)	M_2 (kN cm)	M_3 (kN cm)	Y_1 (kN)	X_1 (kN)	u_x (cm)	u_y (cm)
20	6080	12401	12037	275,6	61,1	-0,1* 0,1**	-0,04* -1,3***
200	19890	17672	6747	275,5	123,7	-1,1* 1,1**	0,7* 0,2***
300	21625	19039	5382	265,2	133,3	-1,7* 1,7**	1,1* 1,2***
400	20738	18661	5772	269,3	131,5	-2,4* 2,3**	1,5* 1,6***
500	18374	17251	7246	266,4	121,7	-3,0* 3,0**	1,8* 1,9***
550	14659	14703	9871	270,0	98,1	-3,4* 3,2**	2,0* 2,0***
575	12768	13600	11090	275,6	84,2	-3,5* 3,2**	2,0* -2,0***
600	10995	12848	12164	275,5	75,7	-3,8* 3,5**	1,9* -7,2***
610	10553	12652	12529	275,5	73,5	-3,9* 3,5**	1,9* -10,2***
618	10152	12413	12963	275,1	71,6	-4,0* 3,5**	1,7* -14,3***
619	10099	12340	13088	275,3	71,1	-4,1* 3,5**	1,7* -15,3***
600 [#]	10850	12783	12163	275,4	75,7		

* topo do pilar esquerdo **topo do pilar direito ***meio do vão da viga # sem imperfeição inicial

Tabela 6.2.3 - Não-linearidade geométrica - combinação excepcional de ações

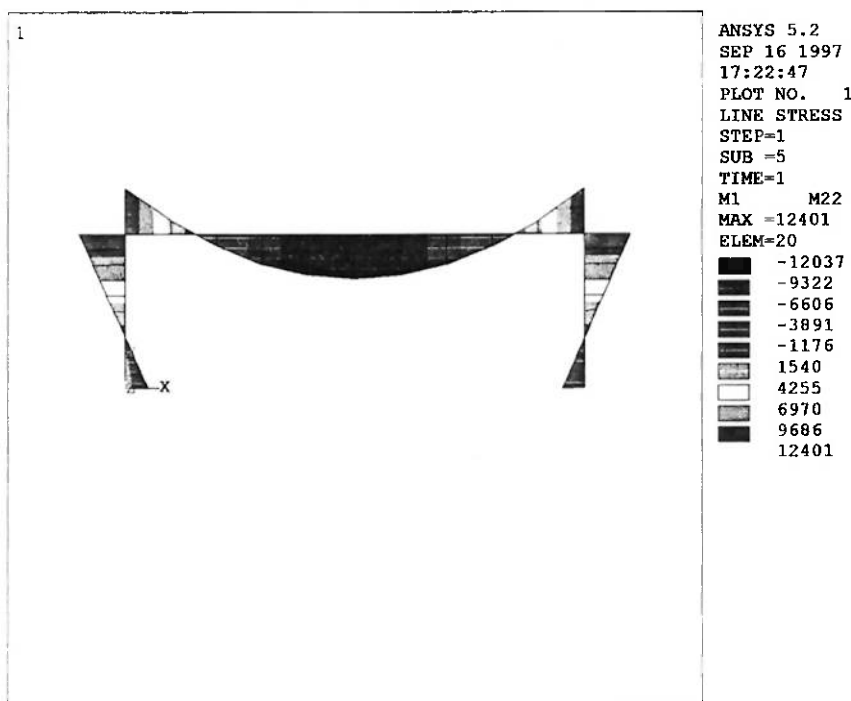


Figura 6.2.6a $\theta_a = 20^\circ\text{C}$

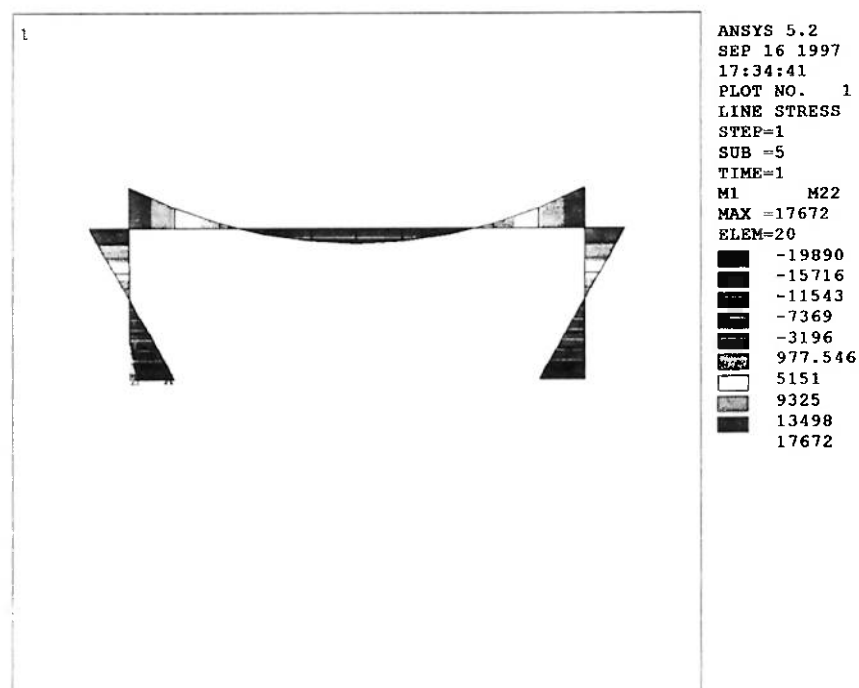


Figura 6.2.6b $\theta_a = 200^\circ\text{C}$

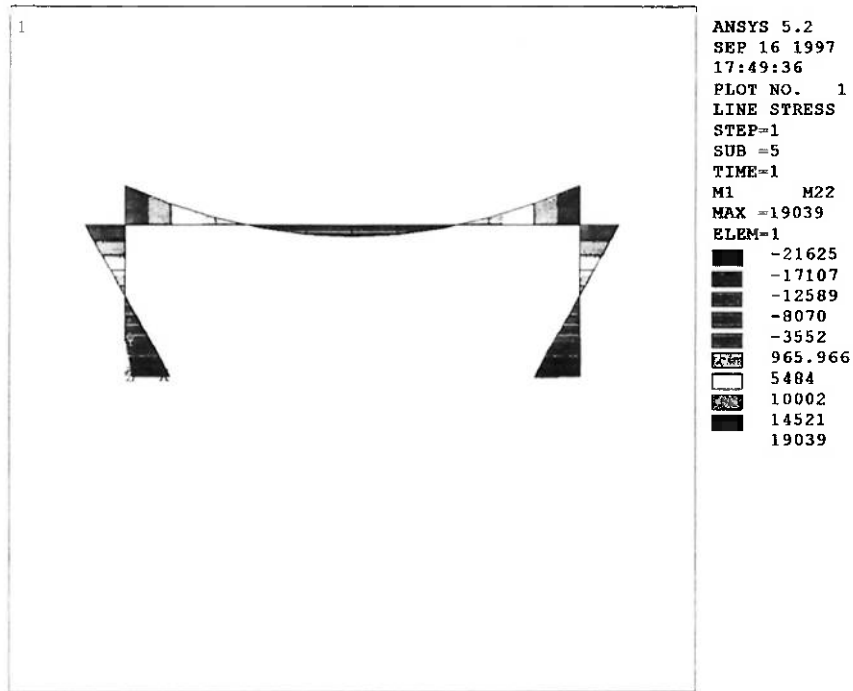


Figura 6.2.6c $\theta_a = 300^\circ\text{C}$

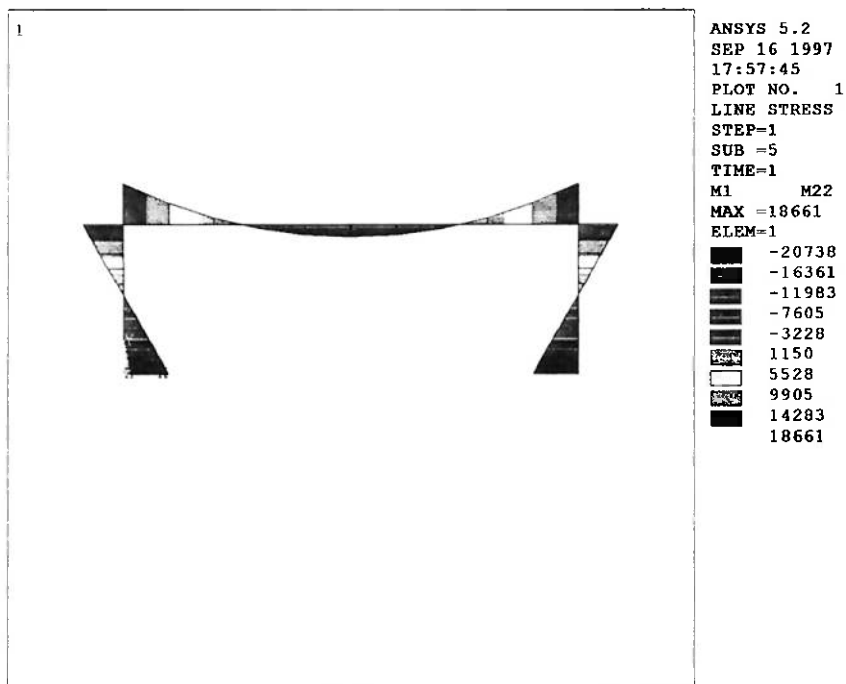


Figura 6.2.6d $\theta_a = 400^\circ\text{C}$

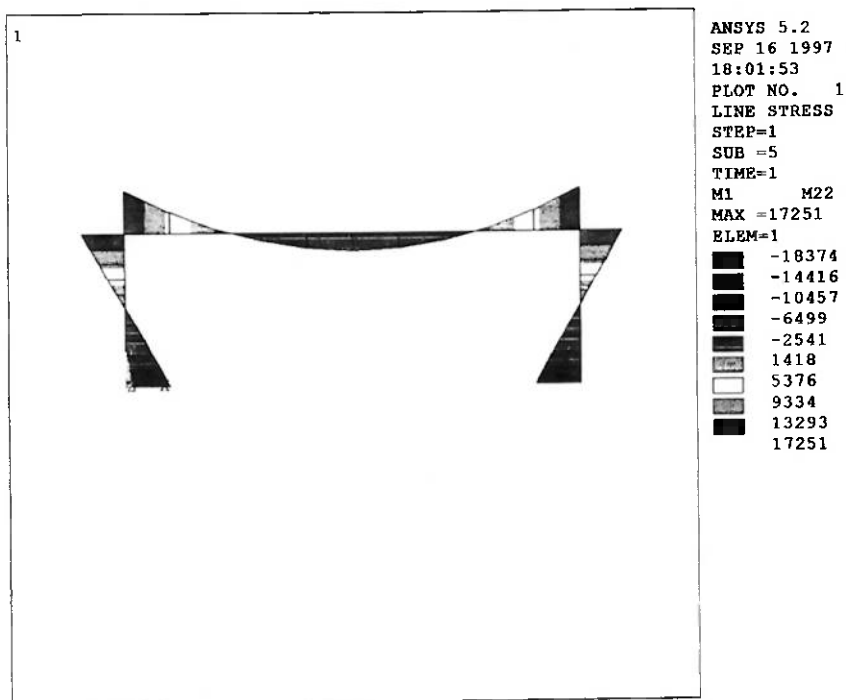


Figura 6.2.6e $\theta_a = 500^\circ\text{C}$

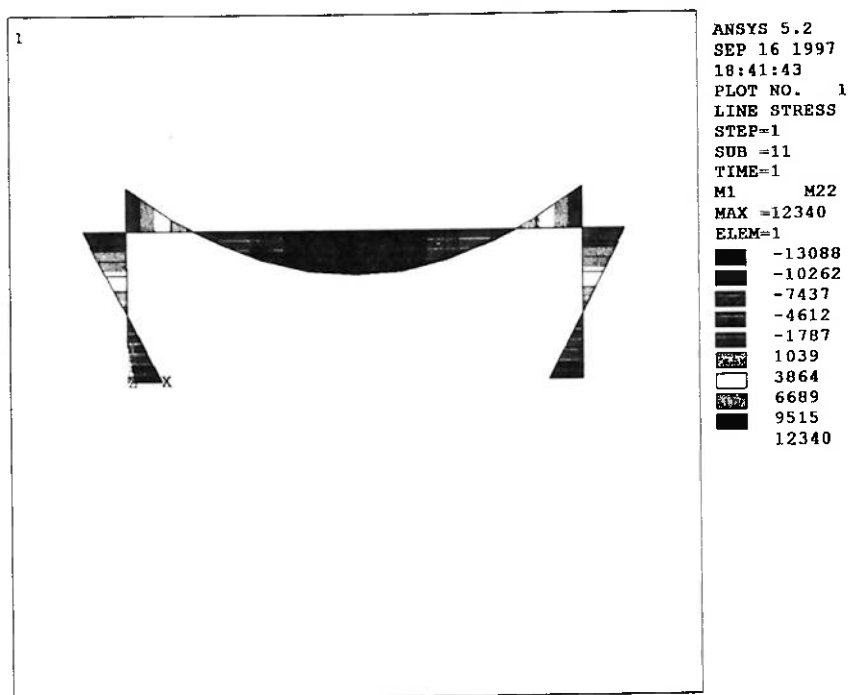


Figura 6.2.6f $\theta_a = 619^\circ\text{C}$

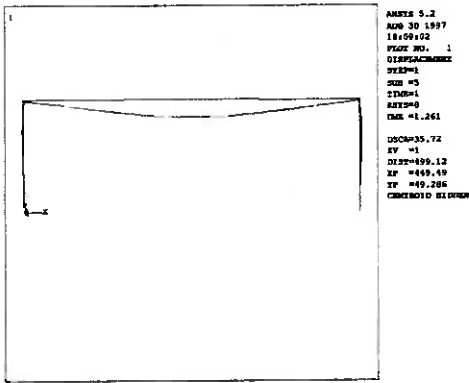


Figura 6.2.7a $\theta_a = 20^\circ\text{C}$

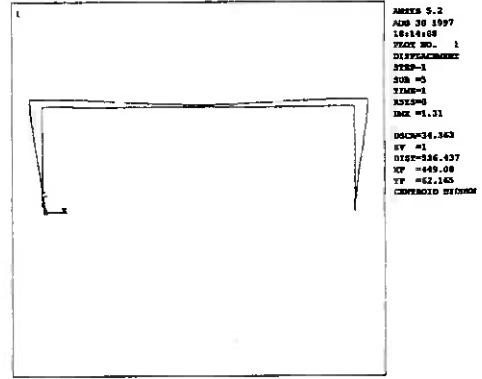


Figura 6.2.7b $\theta_a = 200^\circ\text{C}$

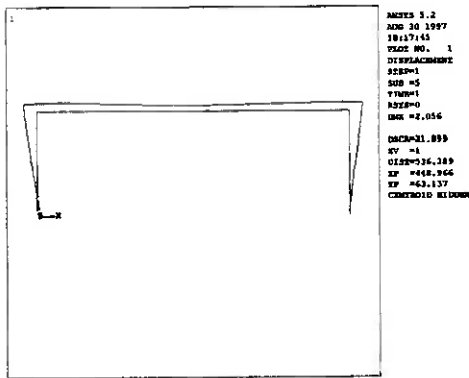


Figura 6.2.7c $\theta_a = 300^\circ\text{C}$

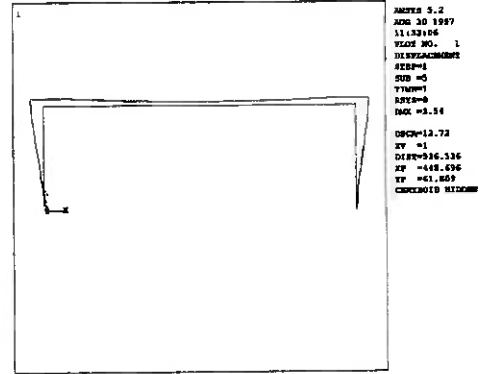


Figura 6.2.7d $\theta_a = 500^\circ\text{C}$

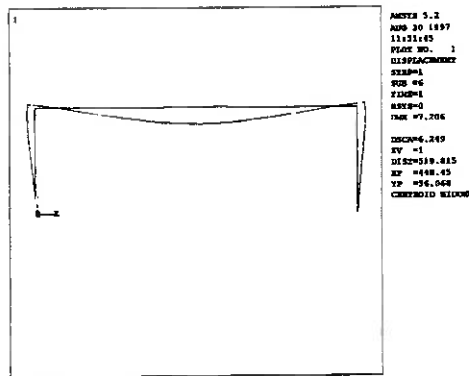


Figura 6.2.7e $\theta_a = 600^\circ\text{C}$

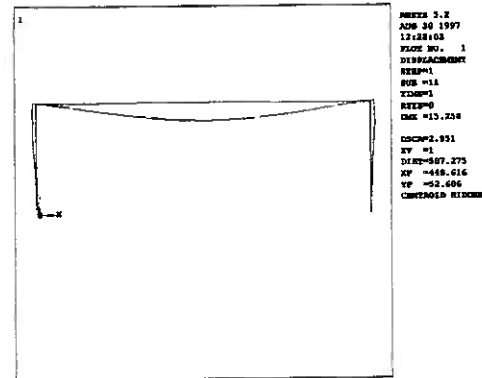


Figura 6.2.7f $\theta_a = 619^\circ\text{C}$

As Figs. 6.2.8 a 6.2.15 apresentam a variação dos momentos fletores, das reações máximas nos apoios e dos deslocamentos em função da temperatura.

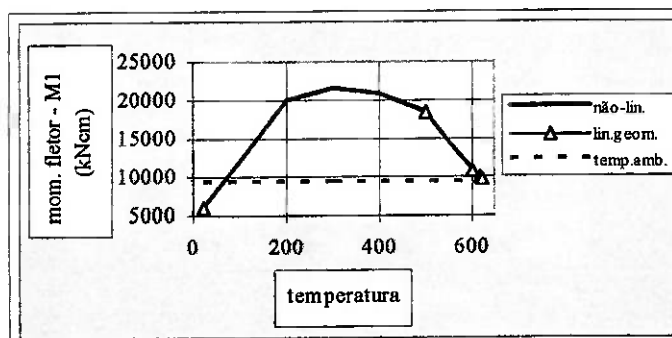


Figura 6.2.8

O momento fletor M1 cresce com a temperatura, devido à dilatação da viga e depois decresce devido à redução de rigidez do pilar. Essa redução de M1 deve-se também à deformação da viga, conforme já comentado na seção 6.1.2, porém a flecha da deformada, neste caso, é bem menor do que a encontrada em vigas isostáticas.

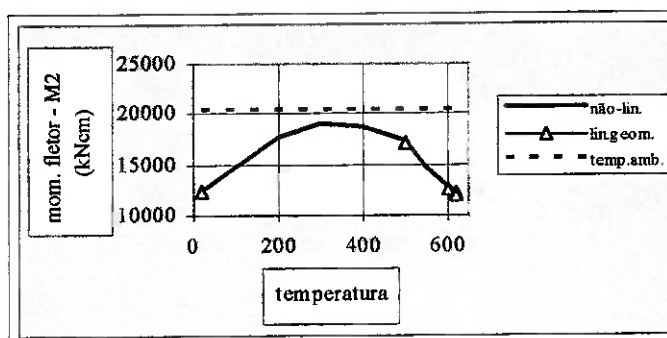


Figura 6.2.9

O momento fletor M2 cresce com a temperatura, devido à dilatação da viga e depois decresce devido à redução de rigidez do pilar. Essa redução deve-se também à deformação da viga.

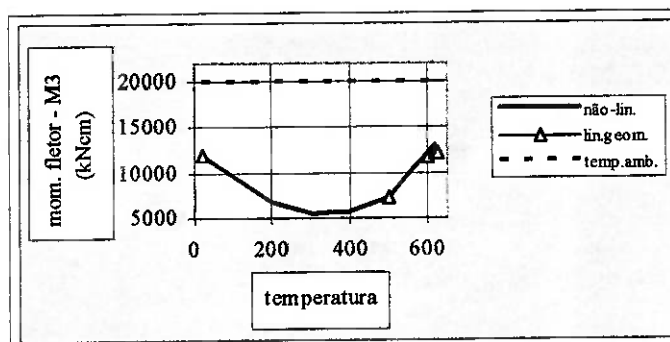


Figura 6.2.10

O momento fletor M_3 decresce quando M_2 cresce e vice-versa.

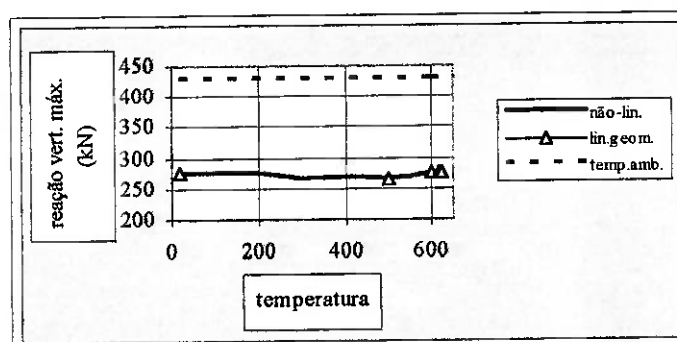


Figura 6.2.11

A reação vertical permanece praticamente invariável com a temperatura

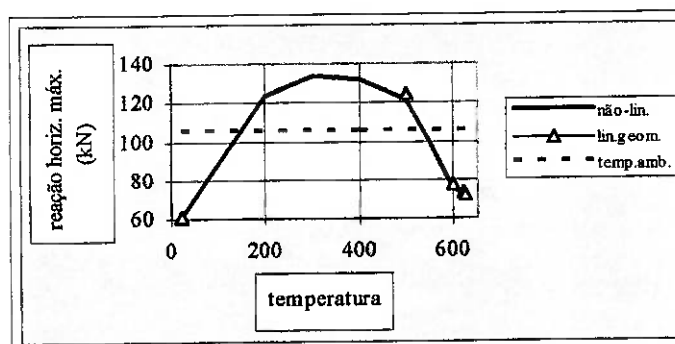


Figura 6.2.12

A reação horizontal cresce com a temperatura, devido à dilatação da viga e depois decresce devido à redução de rigidez do pilar. Essa redução deve-se também à deformação da viga.

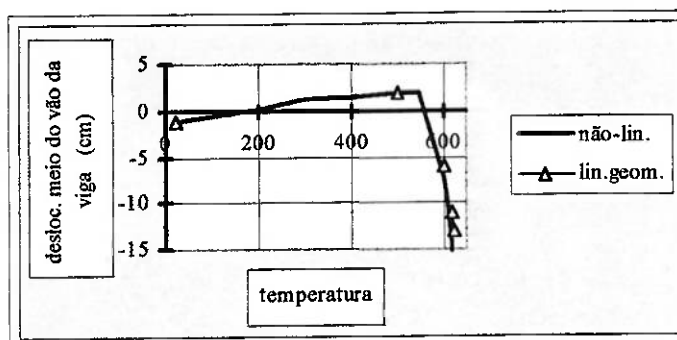


Figura 6.2.13

O ponto médio do eixo da viga desloca-se no sentido ascendente, pois a dilatação dos pilares é, para baixas temperaturas, maior do que a flecha da deformada da viga. A partir de uma determinada temperatura, o sentido torna-se descendente, acompanhando o crescimento da flecha devido a baixa rigidez à flexão da viga, em relação à rigidez a deformação axial dos pilares. A flecha máxima ($\sim \ell/60$) é bem menor do que a encontrada para vigas simplesmente apoiadas ($\sim \ell/20$).

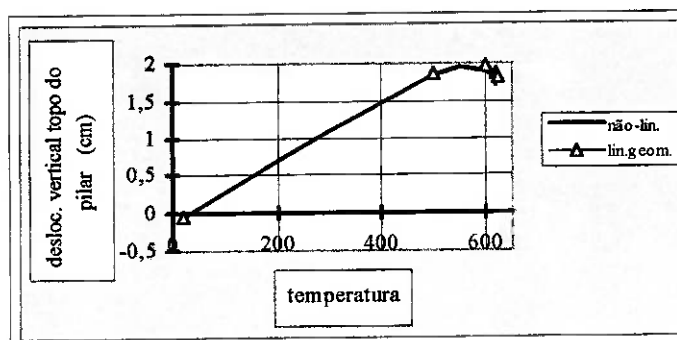


Figura 6.2.14

O deslocamento vertical da extremidade superior do pilar é ascendente e praticamente linear, acompanhando a dilatação do pilar. A partir de determinada temperatura a deformação axial por compressão do pilar, tendo em vista a redução de rigidez, supera a dilatação.

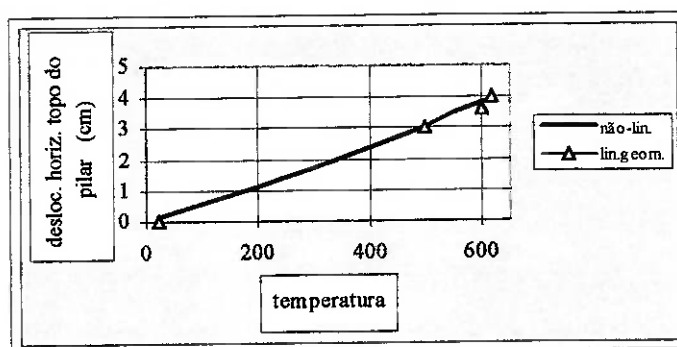


Figura 6.2.15

O deslocamento horizontal da extremidade superior do pilar é praticamente linear acompanhando a dilatação da viga.

6.2.2.2 Pilares fora do compartimento em chamas

Neste item será estudado o caso em que os pilares do pórtico estão fora do ambiente em chamas, por exemplo, pilares externos ao edifício protegidos por parede cega.

Os esforços solicitantes, reações de apoio e deslocamentos do pórtico, admitindo-se: combinação excepcional de ações, não-linearidade geométrica, imperfeição inicial de 300/500 cm, não-linearidade do material e efeito das deformações térmicas são apresentados na Tabela 6.2.4 e nas Figs. 6.2.16 a 6.2.22

θ (°C)	M_1 (kN cm)	M_2 (kN cm)	M_3 (kN cm)	Y_1 (kN)	X_1 (kN)	u_x (cm)	u_y (cm)
20	6080	12401	12037	275,6	61,1	-0,1* 0,1**	-0,04* 1,26***
200	22360	18341	6061	275,5	134,1	-1,1* 1,1**	-0,04* -0,40***
300	30099	20588	3624	263,8	158	-1,7* 1,7**	-0,05* 0,05***
350	31401	21015	32033	266,3	160,6	-2,0* 2,0**	-0,06* 0,15***
400	31701	20972	3326	273,2	160,2	-2,4* 2,3**	-0,06* 0,16***
450	31848	20769	3545	276	162,8	-2,7* 2,6**	-0,07* 0,15***
500	31911	20146	4137	276,4	163,7	-3,0* 2,9**	-0,08* -0,10***
550	32105	17903	6556	275,6	163,2	-3,3* 3,1**	-0,08* -0,63***
600	31991	15631	9250	275,6	155	-3,5* 3,2**	-0,09* -3,68***
630	31998	14802	11067	275,5	152,2	-3,6* 2,8**	-0,09* -11,13***

* topo do pilar esquerdo **topo do pilar direito *** meio do vão da viga

Tabela 6.2.4 - Pilares fora do compartimento em chamas

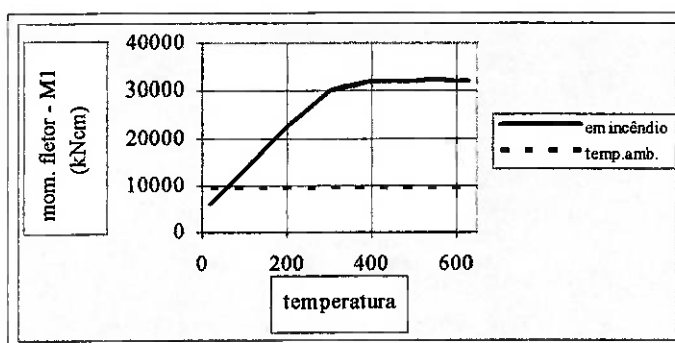


Figura 6.2.16

O momento fletor M1 cresce com a temperatura, devido à dilatação da viga e por não ter redução de rigidez, estabiliza em um valor bem mais alto do que aquele encontrado à temperatura ambiente ou à situação dos pilares dentro do compartimento em chamas.

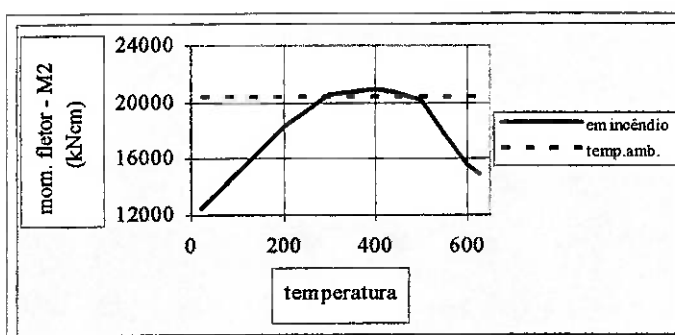


Figura 6.2.17

O momento fletor M2 cresce com a temperatura devido à dilatação da viga e posteriormente decresce devido à redução de X1 (reação horizontal).

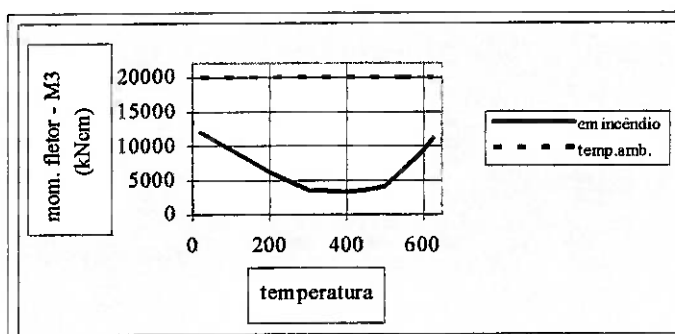


Figura 6.2.18

O momento fletor M3 decresce quando M2 cresce e vice-versa.

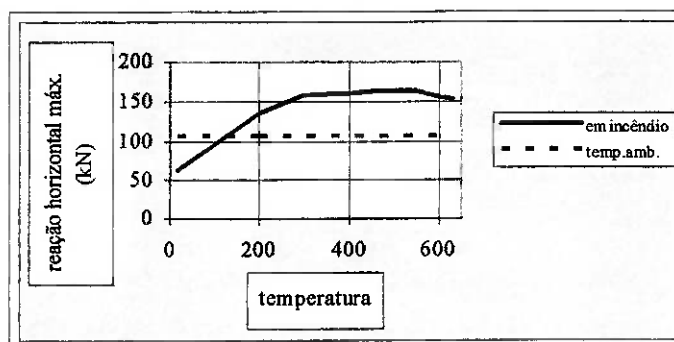


Figura 6.2.19

A reação horizontal cresce com a temperatura, devido à dilatação da viga. Segue-se uma ligeira redução devida à deformação da viga.

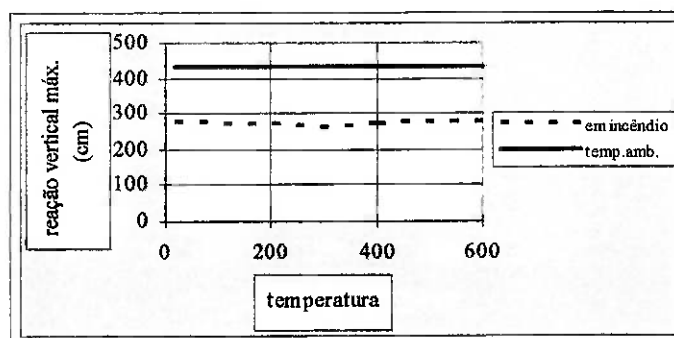


Figura 6.2.20

A reação vertical permanece praticamente invariável com a temperatura

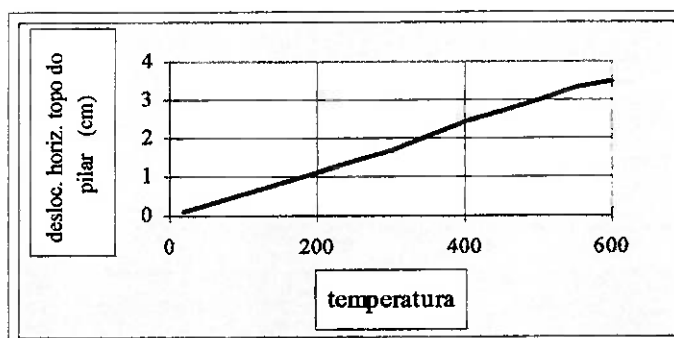


Figura 6.2.21

O deslocamento horizontal da extremidade superior do pilar é praticamente linear acompanhando a dilatação da viga.

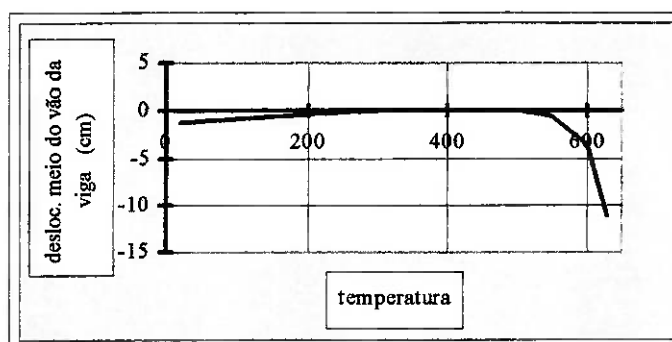


Figura 6.2.22

O ponto médio do eixo da viga desloca-se no sentido ascendente, pois a dilatação dos pilares é, para baixas temperaturas, maior do que a flecha da deformada da viga. A partir de uma determinada temperatura, o sentido torna-se descendente, acompanhando o crescimento da flecha, devido a baixa rigidez à flexão da viga em relação à rigidez a deformação axial dos pilares. A flecha máxima ($\sim \ell/80$) é bem menor do que a encontrada para vigas simplesmente apoiadas ($\sim \ell/20$) e menor do que a calculada para o caso dos pilares imersos nos gases quentes ($\sim \ell/60$).

6.2.3 DETERMINAÇÃO DA TEMPERATURA CRÍTICA

A temperatura crítica será determinada de duas maneiras:

a) pelo método simplificado, admitindo-se os esforços solicitantes atuantes, determinados a partir da combinação excepcional de ações, invariantes com a temperatura.

b) considerando-se os esforços solicitantes atuantes variáveis com a temperatura (efeito das deformações térmicas), por intermédio do programa não-linear (seção 6.2.2.1 e 6.2.2.2).

O elemento finito de barra “beam 24” do programa ANSYS, utilizado para a análise não-linear do pórtico, leva em conta a resistência do material, conforme o diagrama tensão-deformação (variável com a temperatura) fornecido e a possibilidade de flambagem por flexão, porém admite que não ocorra flambagem lateral (flexo-torção) ou flambagem local até o colapso plástico.

Observando-se o diagrama de momentos fletores ao longo do eixo do pilar (Fig. 6.2.6), infere-se que é reduzida a possibilidade de ocorrência da flambagem lateral. Conforme o AISC (1993), adaptado à situação em estudo, por exemplo, tem-se: $M_{x,Rd,fi,\theta} = k_{y,\theta} M_{p\theta}$. A flambagem lateral da viga será levada em conta por intermédio das mesmas expressões do método simplificado.

A flambagem local pode ser impedida (regime elástico e elasto-plástico) limitando-se a esbeltez das chapas componentes do perfil, conforme recomendações da NBR 8800, adaptada a situação de incêndio.

A capacidade de redistribuição dos momentos fletores é o aspecto que deve ser melhor analisado. Conforme a NBR 8800, para que seja possível a redistribuição de momentos, o elemento estrutural deve ser de “classe 1”, exigindo uma espessura de chapa, normalmente não utilizada em projetos (principalmente para vigas). Porém, para temperaturas inferiores àquela que determina a formação da segunda rótula plástica (Fig. 6.2.23) na barra, essa restrição deve se tornar mais branda. Neste trabalho vai-se admitir que a estrutura tenha capacidade de redistribuição dos esforços, porém, estudos mais aprofundados devem ser desenvolvidos.

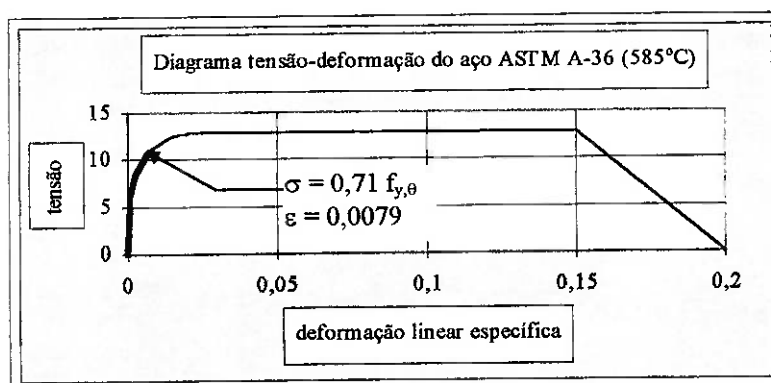


Figura 6.2.23 - Tensão atuante e deformação linear específica na seção mais solicitada do pórtico, para a θ_{cr} calculada por meio do método simplificado

6.2.3.1 Pórtico dentro do compartimento em chamas

6.2.3.1.1 Pilares

Dados de entrada para a determinação da temperatura crítica conforme o método simplificado, descrito na seção 5:

$$N_{d,fi} = 275,6 \text{ kN}$$

$$M_{x,d,fi} = 12\,401 \text{ kN cm}$$

$$\ell_y = 150 \text{ cm (ou 300 cm), } k_y = 1$$

$$\ell_x = 300 \text{ cm, } k_x = 1,4 \text{ (sendo } k_x \text{ calculado, conforme NBR 8800, para a relação de rigidezes pilar/viga à } \theta_a = 20^\circ \text{C)}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 20\,500 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_r = 11,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{a,fi} = 1$$

$$C_b = 1$$

$$\alpha \text{ (curva c)} = 0,384$$

$$\text{Para determinação de } \varphi_E \text{ (linear. geom.): } \mu = 1/(1 - N_d/N_{cr})$$

$$C_m = 0,85$$

$$\text{Para determinação de } \varphi_{E,NLG} \text{ (não-linear. geom.): } \mu = 1$$

$$C_m = 0,4$$

Para pilar com travamento central, isto é, $\ell_y = 150 \text{ cm}$ e admitindo-se $\theta_a = 585^\circ \text{C}$

($k_{y,\theta} = 0,517$, $k_{E,\theta} = 0,354$), resulta:

$$\ell_p = 223 \text{ cm}$$

$$\ell_r = 1029 \text{ cm}$$

$$k_{y,\theta} M_{p\ell} = 16\,576 \text{ kN cm}$$

$$k_{y,\theta} M_r = 8\,052 \text{ kN cm}$$

$$M_{x,Rd,fi,\theta} = 16\,575 \text{ kN cm}$$

$$N_{x,Rd,fi,\theta} = 1\,147 \text{ kN}$$

$$N_{y,Rd,fi,\theta} = 1\,115 \text{ kN } (\lambda_y = 28, \rho_\theta = 0,88)$$

$$N_{ex,fi,\theta} = 7\,151$$

$$\varphi_R \text{ (exp. 5.1.10)} = 1,00$$

$$\varphi_E \text{ (exp. 5.1.11a)} = 0,96$$

$$\varphi_{E,NLG} \text{ (exp. 5.1.11b)} = 0,60$$

Para pilar sem travamento, isto é, $\ell_y = 300\text{cm}$ e admitindo-se $\theta_a = 550^\circ\text{C}$ ($k_{y,\theta} = 0,625$, $k_{E,\theta} = 0,455$), resulta:

$$\ell_p = 230 \text{ cm}$$

$$\ell_r = 1056 \text{ cm}$$

$$k_{y,\theta} M_{p\ell} = 20\,058 \text{ kN cm}$$

$$k_{y,\theta} M_r = 9\,744 \text{ kN cm}$$

$$M_{x,Rd,fi,\theta} = 16\,014 \text{ kN cm}$$

$$N_{x,Rd,fi,\theta} = 13\,58 \text{ kN}$$

$$N_{y,Rd,fi,\theta} = 1\,109 \text{ kN } (\lambda_y = 56, \rho_\theta = 0,70)$$

$$N_{ex,fi,\theta} = 9\,191$$

$$\varphi_R = 0,98$$

$$\varphi_E = 0,98$$

$$\varphi_{E,NLG} = 0,61$$

Assim sendo, pelo método simplificado tem-se:

- pilar sem travamento: $\theta_{cr} = 550^\circ\text{C}$
- pilar com travamento central: $\theta_{cr} = 585^\circ\text{C}$

A temperatura crítica, determinada via programa não-linear, foi de $\theta_{cr} = 619^\circ\text{C}$.

Conclui-se, portanto, que o método simplificado, desconsiderando-se as deformações térmicas axiais, conduz, para o exemplo estudado, a resultados satisfatórios.

6.2.3.1.2 Viga continuamente travada (mesa superior)

A temperatura crítica determinada por intermédio do método simplificado, considerando-se os esforços solicitantes invariantes com a temperatura, vale:

$$\theta_{cr} = 630^\circ\text{C } (M_d / M_{Rd}(\text{nó}) = 1,0, \ell_b = 134 \text{ cm})$$

Obs.: $\theta_{cr} = 640^\circ\text{C}$ ($M_d / M_{Rd}(\text{nó}) = 1,0$), não se considerando a flambagem lateral do trecho da viga junto ao nó, devido ao travamento da mesa tracionada.

A temperatura crítica, determinada via programa não-linear, foi de $\theta_{cr} = 619$ °C. Apesar de o programa não considerar a possibilidade de flambagem lateral, pode-se constatar observando-se a Tabela 6.2.5, que esse fenômeno não ocorre no exemplo estudado. A Tabela 6.2.5 foi construída a partir dos esforços solicitantes à altas temperaturas calculados via análise não-linear (Tabela 6.2.3).

θ (°C)	$M_{d,fi} / M_{Rd,fi,\theta}$ (vão) (*)	$M_{d,fi} / M_{Rd,fi,\theta}$ (nó) ($C_b = 1,75$) (**)	ℓ_b (cm)
300	0,14 (0,14)	0,75	239
500	0,25 (0,19)	0,81	205
600	0,68 (0,49)	0,88	136
619	0,82 (0,58)	0,93	127

*os valores entre parêntesis foram calculados considerando a existência de laje sobre a mesa comprimida

($\kappa_2=1$ e $\kappa_1=1,4$, $M_{Rd,fi,\theta} \leq Z_x f_{y,\theta}$)

** fora da região plástica ($\kappa_1 = \kappa_2 = 1$)

Tabela 6.2.5 - Viga continuamente travada

A determinação da temperatura crítica dos elementos estruturais, via método simplificado, pode resultar, como foi o caso do exemplo estudado, valores diferentes para elementos pertencentes ao mesmo subconjunto estrutural.

Deve-se evitar, no entanto, $\theta_{cr,viga} > \theta_{cr,pilar}$, salvo análise mais precisa (recalculando-se o pilar para os esforços adicionais) ou na situação em que haja laje sobre a viga capaz de restringir a deformação axial.

6.2.3.1.3 Viga com travamento no meio do vão

A temperatura crítica determinada por meio do método simplificado, vale:

$$\theta_{cr} = 550^\circ\text{C} \quad (M_d / M_{Rd} \text{ (vão)} = 1,0, C_b = 1,33, \ell_b = 450 \text{ cm})$$

$$\text{Obs.: } \theta = 580^\circ\text{C} \quad (M_d / M_{Rd} \text{ (nó)} = 1,0, C_b = 2,3, \ell_b = 450 \text{ cm})$$

A máxima temperatura encontrada via programa não-linear foi $\theta_a = 619$ °C. Tendo em vista que o programa não considera a possibilidade de flambagem lateral, a Tabela

6.2.6 foi construída a partir dos esforços solicitantes à altas temperaturas calculados via análise não-linear (Tabela 6.2.3) e o momento fletor resistente de cálculo foi determinado, simplificadamente, pelas mesmas expressões apresentadas na seção 5. Admitiu-se que não haja laje sobre a viga.

θ (°C)	$M_{d,fi} / M_{Rd,fi,\theta}$ (vão) ($C_b = 1,33^*$)	$M_{d,fi} / M_{Rd,fi,\theta}$ (nó)	C_b^{**}
300	0,31	0,80	2,07
500	0,47	0,92	2,24
550	0,82	0,99 (0,97)	2,3 (2,5 [#])
575	1,08	1,05 (1,03)	2,3 (2,5 [#])

* SILVA (1992)

** C_b foi calculado admitindo-se um diagrama linear unindo os momentos no nó do pórtico e no meio do vão da viga

SALVADORI (1956)

Tabela 6.2.6 - Viga com travamento no meio do vão

Assim sendo, conclui-se que o método simplificado, desconsiderando-se as deformações térmicas axiais, conduz, para o exemplo estudado, a resultados satisfatórios.

6.2.3.2 Pilares fora do ambiente em chamas

O método simplificado não permite a verificação da segurança de pilares externos ao compartimento em chamas e não expostos ao fogo. A temperatura crítica da viga determinada por meio do método simplificado é evidentemente a mesma já calculada nas seções anteriores.

A temperatura crítica, determinada via programa não-linear, foi de $\theta_{cr} = 630$ °C, porém considerando-se o fenômeno da flambagem lateral da viga encontram-se valores inferiores aos determinados por meio do método simplificado (Tab. 6.2.7).

θ (°C)	$M_{d,fi} / M_{Rd,fi,\theta}$ (nó)	
	viga com travam. central	viga c/ travam. contínuo $C_b = 1,75$
350	0,93	-
400	0,95	-
450	1,04	-
500	1,13	0,93 ($\ell_b=264\text{cm}$)
550	1,28*	0,99 ($\ell_b=217\text{cm}$)
600	1,48	1,25 ($\ell_b=175\text{cm}$)

* adotando-se $C_b = 1,04$ e $K\ell_b = 0,5 \cdot 450\text{cm}$ este valor resulta 1,14

Tabela 6.2.7

6.2.3.3 Resumo dos resultados

Os valores de temperatura crítica determinados nas seções anteriores são resumidos na Tabela 6.2.8.

	temperatura crítica θ_{cr} (°C)					
	pilar dentro do compartimento*		viga			
	travam. central	sem travam.	pilar dentro do compartimento		pilar fora da ação do fogo	
			travam. cont.	travam. central	travam. contínuo.	travam. central
mét. simpl.	585	550	630**	550	630***	550
efeito n-lin. def.térm.	619	619	619	568	550	450

* não é possível determinar a temperatura crítica para pilares fora da ação do fogo, pelo método simplificado.

** caso não haja restrição à def. axial, utilizar $\theta_{cr,viga} \leq \theta_{cr,pilar}$

Tabela 6.2.8

Assim sendo conclui-se que:

Para a situação dos pilares dentro do ambiente em chamas, o método simplificado, desconsiderando-se as deformações térmicas axiais conduz a valores favoráveis à segurança.

Para a situação dos pilares fora da ação do incêndio, o método simplificado não permite calcular os pilares e pode resultar valores contra a segurança para as vigas

6.2.4 INFLUÊNCIA DO GRADIENTE DE TEMPERATURA AO LONGO DA ALTURA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO PERFIL

6.2.4.1 Viga biengastada

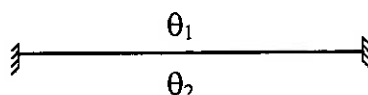


Figura 6.2.3 - viga biengastada sujeita a gradiente de temperatura

A viga biengastada estudada nesta seção tem as seguintes dimensões:

$d = 50 \text{ cm}$; $b_f = 16 \text{ cm}$; $t_f = 1,25 \text{ cm}$; $t_w = 0,95 \text{ cm}$; $\ell = 900 \text{ cm}$

e está sujeita apenas a um gradiente de temperatura a longo da sua altura (Figs. 6.2.23) sendo $\theta_2 > \theta_1$.

O momento fletor para essa situação é constante, tracionando as fibras submetidas a menores temperaturas. As deformações lineares específicas devidas às tensões provocadas pelos momentos fletores são, em módulo, iguais às deformações térmicas, porém de sinais diferentes, assim sendo não há deformação da viga.

6.2.4.1.1 Materiais elástico-lineares

Para materiais elástico-lineares (Fig. 6.2.24) o momento fletor vale:

$$M = \frac{E I \alpha (\theta_2 - \theta_1)}{d}$$

Para a viga com as dimensões citadas, $E = 20500 \text{ kN/cm}^2$, $\theta_1 = 20^\circ\text{C}$ e $\theta_2 = 220^\circ\text{C}$ tem-se: $M = 37973 \text{ kN cm}$ (Fig. 6.2.25)

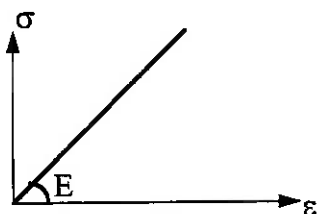


Figura 6.2.24 - material elástico-linear

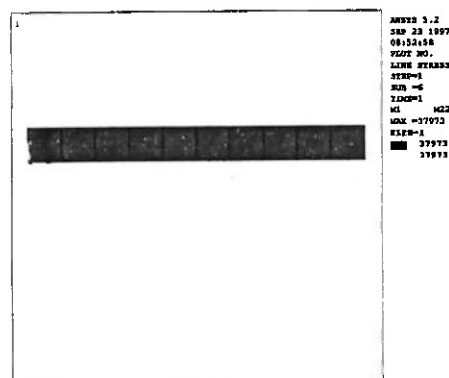


Figura 6.2.25 - momento fletor devido ao gradiente de temperatura

6.2.4.1.2 Materiais elasto-plásticos

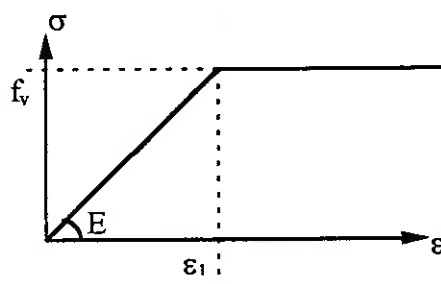


Figura 6.2.26 - material elasto-plástico

Para materiais elasto-plásticos (Fig. 6.2.26) e com os mesmos dados do item anterior o momento fletor vale: $13\,320 \text{ kN cm}$

6.2.4.1.3 Materiais com diagrama elasto-plástico variável com a temperatura

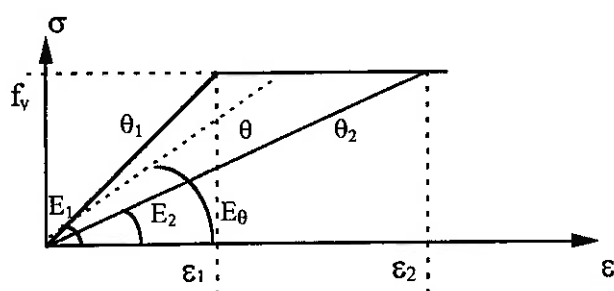


Figura 6.2.27 - material elasto-plástico com diagrama σ x ϵ variável com a temperatura

Para materiais elasto-plásticos com diagrama tensão-deformação variando com a temperatura (Fig. 6.2.27), os momentos fletores e a normal, calculados com $\theta_1 = 20^\circ\text{C}$ e $\theta_2 = 220^\circ\text{C}$, são apresentados na Tab. 6.2.12 em função de E_2/E_1 .

E_2 / E_1	M (kN cm)	N (kN)
1	13320	
0,88	10265	1438
0,6	8219	1374

Tabela 6.2.12

Como se observa na Tabela 6.2.12, o momento fletor reduz-se para materiais menos rígidos. No caso de altas temperaturas os diagramas tensão-deformação são não-lineares e os momentos fletores serão mais baixos. Por exemplo, para uma viga com as dimensões indicadas, $\theta_1 = 400^\circ\text{C}$ e $\theta_2 = 600^\circ\text{C}$ o momento fletor vale 6646 kN cm.

6.2.4.2 Pórtico

Apresenta-se na Tab. 6.2.13 os valores dos momentos fletores e das reações de apoio máximas do mesmo pórtico (dimensões e carregamento) estudado na seção 6.2.2., sujeito a diversas situações térmicas, sendo:

M1 - momento na base do pilar

M2 - momento no nó do pórtico

M3 - momento máximo no vão da viga

“ θ_1/θ_2 ” - gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal do perfil (viga ou pilar), em que θ_2 é a temperatura da mesa mais próxima dos gases quentes

situação	θ (°C) viga	θ (°C) pilar	M ₁ (kN cm)	M ₂ (kN cm)	M ₃ (kN cm)	Reação vert. máx. (kN)
1	20	20	6080	12401	12037	275,6
2	600	600	10995	12848	12164	275,5
3	400/600	600	11059	13789	11240	274,1
4*	500/700	600	7776	13201	12122	275,4
5	600	20	31991	15631	9250	275,6
6	400/600	20	31905	22485	2504	273,6
7**	400/600	20	7773	21055	3657	275,4
8	600	200/600	-3889	14588	9892	275,9
9	400/600	200/600	-2179	16755	7932	275,0

*Considerou-se TREF (temperatura de referência) = 600°C a fim de minimizar a deformação axial de origem térmica da viga. O máximo deslocamento horizontal foi menor do que um vigésimo do encontrado com TREF = 20.

** Considerou-se TREF (temperatura de referência) = 500°C a fim de minimizar a deformação axial de origem térmica da viga. O máximo deslocamento horizontal foi menor do que um décimo do encontrado com TREF = 20.

Tabela 6.2.13

O diagrama de momentos fletores para a situação “8” da Tab. 6.12.13 é apresentado na Fig.6.2.28.

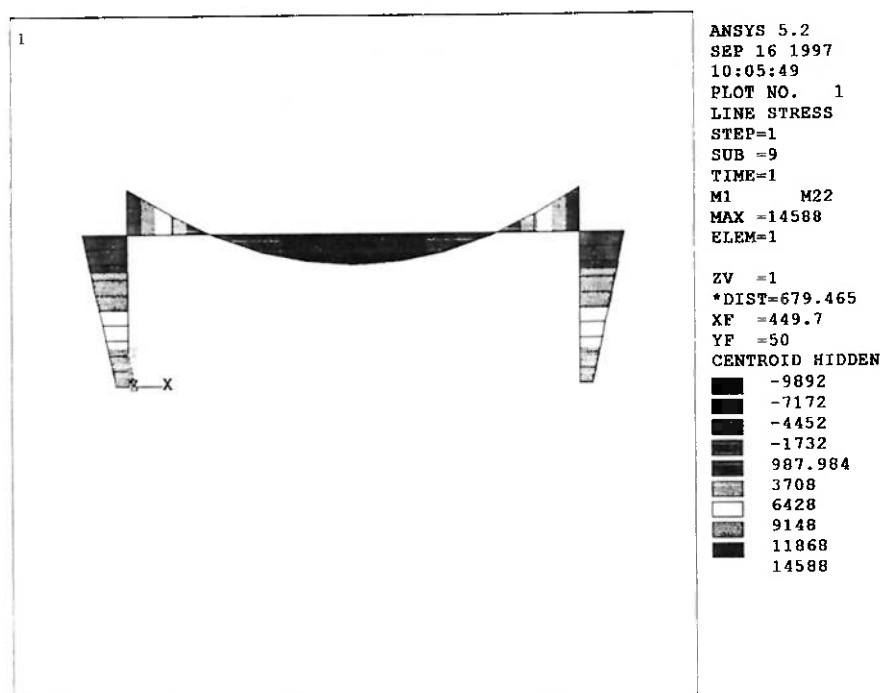


Fig. 6.2.28 - Diagrama de momentos fletores do pórtico sujeito a carregamento vertical (seção 6.2.2) e altas temperaturas (viga $\theta_a = 600^\circ\text{C}$ e pilar $\theta_a = 200/600^\circ\text{C}$)

Tendo em vista que:

O gradiente de temperatura ocorre em vigas sob laje de concreto, havendo assim restrição parcial ou total à deformação axial de origem térmica

O máximo momento fletor, na viga, ocorre junto ao apoio, em que há travamento da mesa tracionada

A variação de temperatura adotada é superior à encontrada nos ensaios

Conclui-se que, para esse exemplo, o efeito do gradiente de temperatura ao longo da altura do perfil não provoca riscos à segurança estrutural¹.

¹ O Dr. Kruppa, um dos autores do Eurocode, em correspondência ao autor desta Tese, informou que a consideração do gradiente de temperatura é importante para as estruturas de concreto e "talvez" para as estruturas mistas, sendo desprezáveis para as estruturas metálicas. Novos esclarecimentos serão pedidos aos autores do Eurocode.

7 CONCLUSÕES

O aço tem a resistência e a rigidez reduzidas com o aumento da temperatura.

Nesta Tese estudou-se o comportamento das estruturas de aço submetidas a altas temperaturas e apresentaram-se métodos para a determinação da ação térmica e o seu efeito, o aumento da temperatura nas estruturas. Recomendou-se um método simplificado para o dimensionamento dos elementos estruturais de aço, em situação de incêndio e analisou-se o efeito das deformações térmicas, considerando-se a não-linearidade geométrica e a não-linearidade do material. As principais conclusões deste trabalho são apresentadas a seguir.

A principal característica do incêndio, para a análise estrutural, é a curva temperatura-tempo dos gases quentes no compartimento em chamas. A curva, denominada curva natural, possui um ramo ascendente e após a extinção do material combustível, um ramo descendente e pode ser determinada a partir dos valores da carga de incêndio, do grau de ventilação e das características dos elementos de vedação do ambiente.

Por simplicidade, pode-se modelar um incêndio, por meio de uma curva logarítmica (sem ramo descendente), denominada curva-padrão, normalmente utilizada para ensaios de resistência ao fogo de materiais de proteção térmica, de elementos de vedação, de portas corta-fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa.

A temperatura da estrutura, sem proteção térmica, pode ser determinada a partir da curva temperatura-tempo do incêndio e do fator de massividade (relação entre a área exposta ao fogo e o volume do elemento estrutural), conforme expressão deduzida na seção 2.2.1 desta Tese.

Na seção 2.2.2 deduziu-se uma expressão para o cálculo da temperatura no elemento estrutural protegido termicamente, que fornece resultados similares aos calculados por intermédio da expressão recomendada pelo Eurocode e mais econômicos do que os calculados por meio da tradicional expressão deduzida por Pettersson.

Admitindo-se constante a temperatura dos gases em todo o volume do compartimento em chamas e as demais hipóteses elencadas nas seções 2.1.3.4 e 2.2, pôde-se concluir, com auxílio de um programa de computador desenvolvido pelo autor que:

- A temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento da carga de incêndio ou com o aumento do grau de ventilação.
- A duração de um incêndio cresce com o aumento da carga de incêndio e diminui com o aumento do grau de ventilação.
- O tempo em que ocorre a máxima temperatura na estrutura de aço aumenta com a carga de incêndio, diminui com o aumento do grau de ventilação e pouco depende do fator de massividade.
- A temperatura máxima na estrutura de aço, durante um incêndio, se eleva com o aumento do grau de ventilação (v), desde que simultaneamente os valores do fator de massividade (F) e da carga de incêndio específica (q_{fi}) sejam altos ($F \geq 200 \text{ m}^{-1}$ e $q_{fi} \geq 150 \text{ MJ/m}^2$ de área total). Para valores baixos de F ou q_{fi} a temperatura máxima no aço pode se elevar ou diminuir dependendo de F , q_{fi} e v .

O método do tempo equivalente, maneira prática de determinação da temperatura para o dimensionamento dos elementos estruturais, recomendado pelo Eurocode 1 e DIN 18230, não é adequado a estruturas de aço sem revestimento térmico, segundo pesquisa em andamento na Europa. Como contribuição à pesquisa, apresentou-se no ANEXO C, uma relação de valores de tempos equivalentes, em função da carga de incêndio específica, do grau de ventilação e do fator de massividade, calculados com o auxílio de programa de computador desenvolvido pelo autor.

O método do tempo equivalente, associado à carga de incêndio específica de cálculo, conforme definida nesta Tese, deve ser analisado pela sociedade brasileira visando sua normatização. Assim sendo, a temperatura para dimensionamento das estruturas seria determinada de forma analítica e não subjetiva, em função da geometria da edificação, do tipo de ocupação e dos meios de proteção ativa.

A altas temperaturas os aços tornam-se viscosos, podendo uma barra de aço chegar à ruína, por fluência, se mantida à tensão constante e à alta temperatura constante. Diversos autores apresentaram resultados teóricos, com comprovação experimental, demonstrando que o alongamento, devido à fluência, cresce para valores que inviabilizam o uso das estruturas de aço acima de 400°C. Ocorre que esses autores utilizaram, em os seus estudos, a curva temperatura-tempo do incêndio, padronizada, sem ramo descendente. No ANEXO A considerou-se, em situações similares às estudadas por aqueles pesquisadores, as curvas temperatura-tempo naturais de incêndio e concluiu-se que a deformação por fluência dos aços estruturais tende a um valor limite, com o aumento da temperatura, viabilizando-se assim o uso das estruturas de aço, em incêndio.

As combinações de ações para os estados limites últimos das estruturas, em situação de incêndio, podem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas. Na seção 4 compararam-se os resultados obtidos por meio dessa Norma Brasileira, aos obtidos por intermédio do Eurocode, concluindo-se que são similares, exceto em situações onde ocorram, simultaneamente, baixas cargas permanentes e altos esforços provenientes da ação do vento.

Apresentou-se na seção 5, um método simplificado de dimensionamento, baseado no Eurocode e adaptado às Normas Brasileiras em vigor, que considera os esforços solicitantes, calculados a partir da combinação excepcional de ações, invariantes com a temperatura. Na seção 6, foi analisada a influência das deformações térmicas e das não-linearidades geométrica e do material.

Da análise não-linear, apresentada na seção 6.1, de uma viga biapoiada, com restrição à deformação axial, submetida a altas temperaturas, concluiu-se que a reação vincular horizontal é de tração, devido às grandes deformações, causando um efeito favorável à sua resistência.

Da análise não-linear, apresentada na seção 6.2, de um pórtico plano deslocável, simétrico, formado por dois pilares e uma viga ligados rigidamente entre si, submetido a altas temperaturas, concluiu-se que:

- As deformações não são suficientemente grandes para que a consideração da não-linearidade geométrica altere significativamente os resultados.
- O aumento da temperatura, até um determinado valor, provoca o aumento dos momentos fletores nos pilares, devido à dilatação da viga, após o que, decrescem devido à redução de rigidez dos pilares, se estiverem totalmente imersos no compartimento em chamas. Se, no entanto, os pilares estiverem fora da ação do fogo a redução não ocorre e o método simplificado pode conduzir a valores de θ_{cr} superiores aos calculados por métodos mais precisos.
- A temperatura crítica de uma viga, sem restrição à deformação axial, calculada via método simplificado, não deve ser considerada maior do que a dos pilares a ela ligados, pois poderá acarretar esforços adicionais não previstos nos pilares.

Vigas biengastadas, sujeitas apenas à variação linear de temperatura ao longo de sua altura, não sofrem deformação, o momento fletor é constante, tracionando as fibras com menor temperatura, diminuindo com a redução de rigidez da viga à alta temperatura.

Nos exemplos estudados na seção 6.3, o efeito do gradiente de temperatura ao longo da altura da seção transversal não foi relevante, todavia, o Eurocode recomenda que sempre seja considerado o efeito das deformações térmicas provenientes do gradiente de temperatura. Métodos simplificados de análise, que não levem em conta a não-linearidade do material, conduzirão a um projeto antieconômico.

Outros trabalhos precisam ser desenvolvidos a fim de facilitar o projeto estrutural, em situação de incêndio e aprimorar o método simplificado de dimensionamento, citam-se alguns deles:

- Determinação dos limites de aplicação dos modelos de incêndio natural
- Adequação à realidade brasileira dos coeficientes relativos à geometria da edificação e à proteção ativa, utilizados para a determinação do valor de cálculo da carga de incêndio específica.

- Determinação da ação térmica nas estruturas externas ao edifício, sujeitas ao fogo
- Determinação da ação térmica nas estruturas pertencentes à vedação do compartimento em chamas
 - Efeito da conexão de lajes às vigas de aço (viga mista)
 - Consideração da flambagem lateral e da flambagem local de chapas na análise não-linear das estruturas

ANEXO A - A FLUÊNCIA DOS AÇOS ESTRUTURAIS EM INCÊNDIO

A.1 INTRODUÇÃO

A fluência é a característica dos materiais viscosos de se deformarem à tensão constante.

Os aços não são materiais viscosos à temperatura ambiente, diferentemente do concreto, cuja fluência (deformação lenta) deve ser levada em conta na análise da deformação. A altas temperaturas, porém, os aços tornam-se viscosos e o concreto tem a viscosidade aumentada.

Para temperaturas acima de $0,3 \theta_m$, onde θ_m é a temperatura de fusão do aço, a fluência passa a ser considerável, sendo que uma peça de aço mantida à tensão constante e à alta temperatura constante chegará à ruína por fluência (PETTERSSON; MAGNUSSON; THOR (1976), BOYLE; SPENCE (1983) e THOMPSON (1989)).

Os primeiros estudos sobre a fluência dos metais foram realizados, no campo experimental, por Phillips em 1905 e Costa Andrade em 1910 (apud GAROFALO (1970)). A partir de ensaios realizados em barras tracionadas a altas temperaturas, o pesquisador britânico Andrade propôs a exp. A.1.

$$\ell = \ell_0 \left(1 + \beta t^{1/3} \right) e^{\dot{\varepsilon}_s t} \quad (\text{A.1})$$

sendo:

ℓ_0 - comprimento inicial da barra

ℓ - comprimento final da barra

$\dot{\varepsilon}_s$ - velocidade da fluência secundária (ou a taxa de alongamento no período secundário de fluência)

β - constante a determinar

t - tempo

Rescrevendo-se a expressão de Andrade para o cálculo do alongamento natural (logarítmico, verdadeiro ou de Hencky) ε_n , tem-se:

$$\varepsilon_n = \ln(\ell / \ell_0) = \ln(1 + \beta t^{1/3}) + \varepsilon_s t \quad (\text{A.2})$$

Neste texto, confundir-se-á o valor do alongamento natural com o valor do alongamento técnico (ou deformação linear específica) (Fig. A.1).

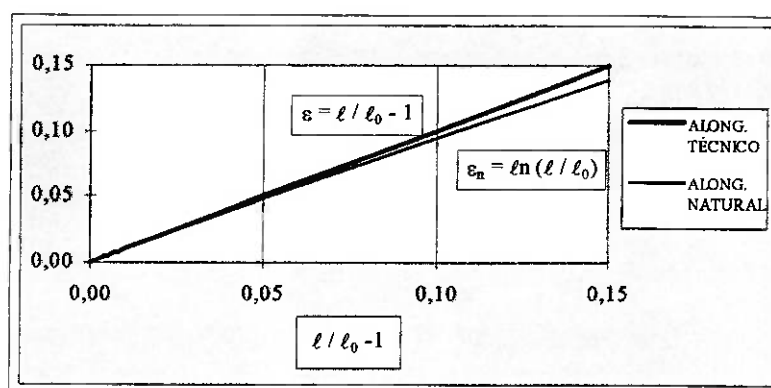


Figura A.1

A.2 CURVA DE FLUÊNCIA DOS AÇOS

A curva da deformação linear específica por fluência dos aços, em função do tempo, apresentada na Fig. A.2, foi proposta por Andrade (apud ODQVIST (1981)), admitindo tensão e temperatura invariáveis no tempo.

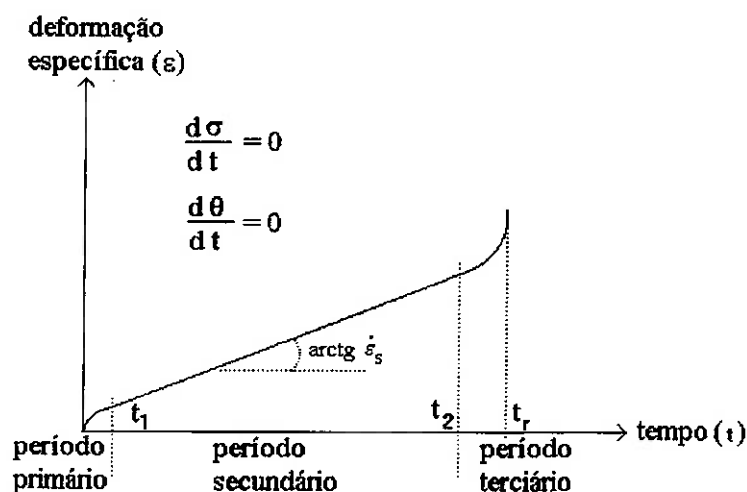


Figura A.2 - curva de fluência $\varepsilon \times t$ para tensão e temperatura constantes

Observando-se a exp. A.2 e sabendo-se que para $\beta t^{1/3} < 0,5$ tem-se: $\ln(1 + \beta t^{1/3}) \cong \beta t^{1/3}$, pode-se notar que a primeira parcela está associada à forma da curva no período primário de fluência e a segunda ($\dot{\epsilon}_s t$) esta associada à linearidade do período secundário de fluência.

A curva de fluência $\epsilon \times t$, proposta por Andrade, ainda é utilizada por diversos autores, tais como: GAROFALO (1970), KRAUS (1980), LAGNEBORG (1979), BOYLE; SPENCE (1983) e THOMPSON (1989).

A declividade da reta ou taxa de deformação linear específica no período secundário é crescente com o aumento da temperatura ou da tensão, como pode ser visto no esquema indicado na Fig. A.3.

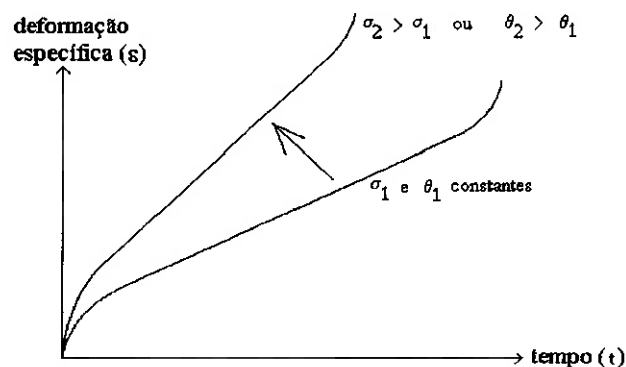


Figura A.3 - curvas de fluência $\epsilon \times t$ em função da temperatura e tensão

Em GAROFALO et al. (1961) são apresentados resultados de ensaios realizados à temperatura constante, que relacionam os valores de t_1 , t_2 e t_r , respectivamente, o final do período primário de fluência, o final do período secundário e o instante da ruptura por fluência:

$$\text{Para } \sigma = 10,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ e } \theta = 704 \text{ }^\circ\text{C} \quad t_r \cong 422 \text{ h}$$

$$\text{Para } \sigma = 14 \text{ kN/cm}^2 \text{ e } \theta = 704 \text{ }^\circ\text{C} \quad t_r \cong 60 \text{ h}$$

$$\text{Para } \sigma = 10,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ e } \theta = 816 \text{ }^\circ\text{C} \quad t_r \cong 4,2 \text{ h}$$

$$t_r = 1,48 \text{ a } 2,30 t_2$$

$$t_1 = 0,06 \text{ a } 0,24 t_2$$

Observando-se esses resultados e lembrando que durante um incêndio a curva temperatura-tempo apresenta um ramo ascendente e outro descendente, isto é, a temperatura na peça de aço não permanece constante, conclui-se que o estudo do fenômeno da fluência pode ser restrito aos períodos primário e secundário.

A.3 DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO LINEAR ESPECÍFICA POR FLUÊNCIA DOS AÇOS

Diversas hipóteses foram propostas por vários autores procurando desacoplar as variáveis t , θ e σ , isto é:

$$\varepsilon = f(t, \theta, \sigma) = \sum f_1(t) f_2(\theta) f_3(\sigma)$$

Citam-se a seguir algumas delas.

a) Norton (1929) (apud ODQVIST(1981))

$$\dot{\varepsilon}_s = c \sigma^m \quad (\text{A.3})$$

sendo:

$\dot{\varepsilon}_s$ - taxa de deformação linear específica ($d\varepsilon/dt$) no período secundário de fluência

c, m - funções dependentes unicamente de θ

b) Zener e Hollomon (1944) (apud SHERBY; DORN (1952))

$$\sigma = \hat{\sigma} \left(\dot{\varepsilon}_s e^{\frac{\Delta H}{R \theta}} \right) \quad (\text{A.4})$$

onde:

ΔH - energia de ativação da fluência em J/mol (constante para $\theta > 0,5 \theta_m$)

R - constante dos gases perfeitos = 8,31 J/mol K

θ - temperatura em K

O termo $\dot{\varepsilon}_s e^{\frac{\Delta H}{R \theta}}$ é conhecido como Z , parâmetro de Zenner-Hollomon.

c) SHERBY; DORN (1952) descobriram experimentalmente que, à tensão constante, a curva de fluência é independente da temperatura se, ao invés do tempo (t)

for utilizado, em abcissa, o tempo compensado pela temperatura (τ), conforme exp. A.5, conhecido como parâmetro de Dorn.

$$\tau = t e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}} \quad (\text{A.5})$$

Assim sendo:

$$\hat{\varepsilon} = \varepsilon(\tau, \sigma) \quad (\text{A.6})$$

$$\text{para } \frac{d\sigma}{dt} = 0$$

Derivando-se no tempo a exp. A.6, por meio da regra da cadeia, admitindo-se $\frac{d\sigma}{dt} = 0$ e $\frac{d\theta}{dt} = 0$, resulta:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon}{d\tau} \frac{d\tau}{dt} = \frac{d\varepsilon}{d\tau} e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}}$$

Para o período secundário de fluência, tem-se:

$$\frac{d\varepsilon}{d\tau} = \varepsilon_s \cdot e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}} = Z$$

Tendo em vista as exp. A.3 e A.4, Z é unicamente dependente de σ e a curva de fluência, em função do parâmetro de Dorn (τ) tem o aspecto apresentado nas Fig. A.4 e A.5.

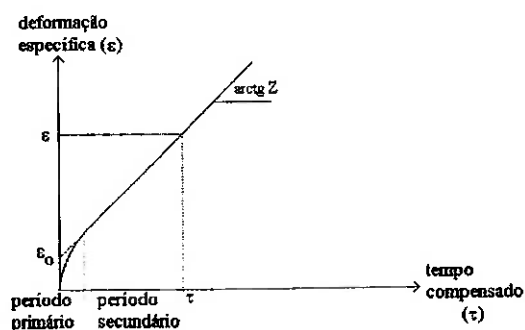


Figura A.4 - Curva de fluência ε x τ para tensão constante

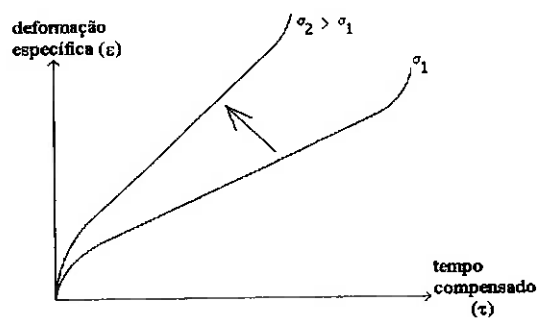


Figura A.5 - Curvas de fluência ε x τ em função da tensão aplicada

Observa-se que para o segundo período de fluência tem-se:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + Z\tau \quad (\text{A.7})$$

sendo:

ε_0 - valor de deformação linear específica que se encontra ao prolongar a reta $\varepsilon(\tau)$ do período secundário até o eixo dos ε (vide diagrama apresentado a seguir)

Os ensaios de Robinson, Tietz e Dorn em 1952 e de Sherby e Dorn no mesmo ano (SHERBY; DORN (1952)) demonstraram que $\Delta H/R$ é constante para diversos metais e diversas temperaturas ($\theta > 0,5 \theta_m$), portanto, para o período secundário de fluência, tem-se:

$$\varepsilon(\sigma, t, \theta) = \varepsilon_0(\sigma) + Z(\sigma)\tau(t, \theta) \quad (\text{A.8})$$

O pesquisador canadense HARMATHY (1967) sugeriu que a exp. A.8 fosse estendida ao primeiro período de fluência por meio da exp. A.9.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \operatorname{tgh}\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) + Z\tau \quad (\text{A.9})$$

Note-se que no período secundário de fluência $\operatorname{tgh}(\varepsilon/\varepsilon_0) \cong 1$ o que resulta:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + Z\tau$$

Considerando-se, na exp. A.9, a expansão em série de Taylor da função tangente hiperbólica até o segundo termo, ou seja:

$$\operatorname{tgh}\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right) \cong \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^3}{3}$$

tem-se, para valores pequenos de $\varepsilon/\varepsilon_0$:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \cong \left(3 \frac{Z\tau}{\varepsilon_0}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{A.10})$$

A partir de resultados teóricos e experimentais, HARMATHY (1967) concluiu que a exp. A.9 pode ser utilizada também para o caso da temperatura variável no tempo, alterando-se a expressão do tempo compensado para:

$$\tau = \int_0^t e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}} dt$$

Em HARMATHY;STANZAK (1970) são apresentados resultados da análise experimental em barras de aço (69 mm de comprimento, 7 mm de diâmetro com extricção para 4,5 mm no terço médio do comprimento) submetidas à tração (com taxas de deformação ($\dot{\epsilon}$) diferentes) e a altas temperaturas

O pesquisador polonês SKOWRONSKI (1988) generalizou a exp. A.10 a fim de ser utilizada também no período secundário de fluência e propõem a exp. A.11.

$$\frac{\epsilon}{\epsilon_0} = \left(3 \frac{Z \tau}{\epsilon_0} \right)^{1/3} \Phi \text{ (A.11)}$$

onde Φ é um fator de correção, unicamente função da tensão σ .

Assim, resulta:

$$\epsilon = \epsilon_0^{2/3} (3 Z)^{1/3} \left(\int_0^t e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}} dt \right)^{1/3} \Phi \text{ (A.12)}$$

ou explicitando-se os argumentos das funções:

$$\epsilon (\sigma, \theta (t)) = \epsilon_0^{2/3} (\sigma) [3 Z(\sigma)]^{1/3} \left(\int_0^t e^{-\frac{\Delta H}{R \theta(t)}} dt \right)^{1/3} \Phi(\sigma)$$

SKOWRONSKI (1988 e 1993)¹, baseando-se nas experiências de Harmathy, fornece os seguintes valores válidos para o aço ASTM A 36 e para $\sigma \leq 103$ MPa:

$$\Delta H / R = 38\,900 \text{ K}$$

¹ Há uma discrepância nos valores indicados por Skowronski nesses dois trabalhos. Em correspondência ao autor desta Tese, o prof. Skowronski esclarece os valores corretos, aqui apresentados.

$$Z(\sigma) = 3,7296 \cdot 10^8 \sigma^{4,70}$$

$$\varepsilon_0(\sigma) = 4,0708 \cdot 10^{-6} \sigma^{1,75}$$

$$\Phi(\sigma) = 3,9862 \cdot 10^{-4} \sigma^{1,45}$$

Finalmente obtém-se:

$$\varepsilon(t) = 1,0534 \cdot 10^{-4} \sigma^{4,1833} \left(\int_0^t e^{-\frac{38900}{\theta(t) + 273,16}} dt \right)^{1/3} \quad (\text{A.13})$$

com: σ em Mpa e θ em $^{\circ}\text{C}$

A.4 INFLUÊNCIA DA CURVA TEMPERATURA-TEMPO $\theta(t)$

A.4.1 Temperatura constante

Admitindo-se constantes a temperatura e a tensão aplicada e baseando-se na expressão (A.13) tem-se que $\varepsilon(t)$ é função de $t^{1/3}$ (ou de $\tau^{1/3}$) e, como se pode ver na fig. A.6, as curvas $\varepsilon(t)$, traçadas para $\theta = 600^{\circ}\text{C}$, 650°C e 700°C e $\sigma = 5,56 \text{ kN/cm}^2$, aparentam a curva de fluência apresentada na Fig. A.5.

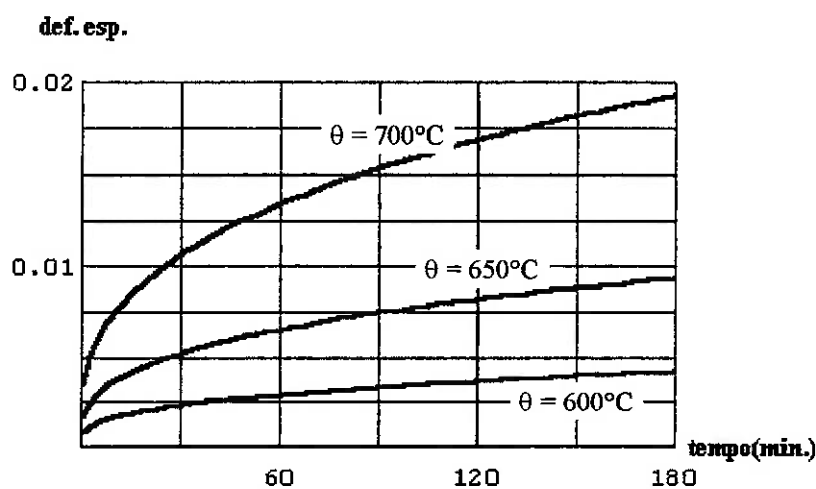
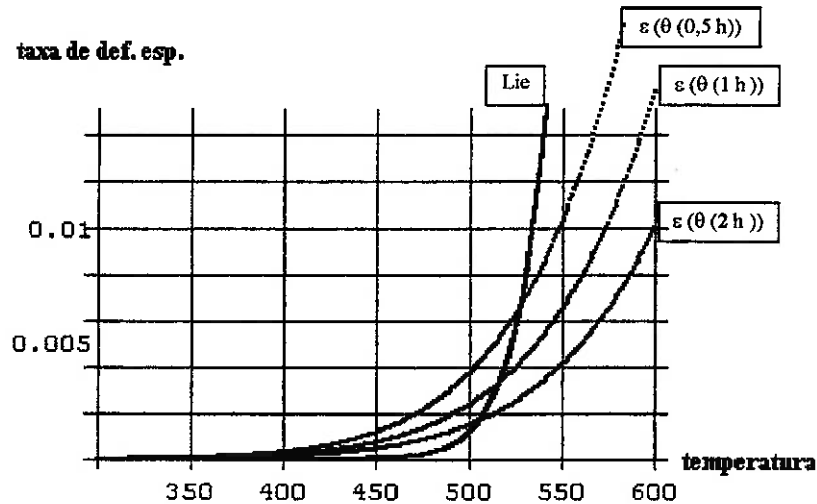


Figura A.6 - Diagrama $\varepsilon \times t$ (temperatura constante)

LIE (1972) apresenta um diagrama demonstrando que a taxa de deformação específica ($\dot{\varepsilon}_s(\theta)$) cresce rapidamente a partir de 450°C (aumenta 300 vezes entre

450°C e 500°C), SKOWRONSKI (1988 e 1993) repete a mesma informação. A partir dessa conclusão estaria inviabilizado o uso de estruturas de aço a partir dessa temperatura.



**Figura A.7 - Diagrama $\dot{\epsilon} \times \theta$ conforme LIE e SKOWRONSKI
(temperatura constante)**

A curva "Lie" (Fig. A.7) representa a taxa de deformação específica por fluência (secundária) calculada por LIE (1972) por intermédio da expressão:

$$\dot{\epsilon}_s = Z e^{-\frac{\Delta H}{R \theta}}$$

com

$$Z = 1,23 \cdot 10^{16} e^{0,043425 \sigma} \quad \text{e} \quad \sigma = 15 \text{ kN/cm}^2$$

As demais curvas (Fig. A.7) representam $\dot{\epsilon}$ calculadas a partir da exp. A.13, isto é:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d}{dt} \left[1,0534 \cdot 10^{-4} \sigma^{4,1833} \left(\int_0^t e^{-\frac{38900}{\theta + 273,16}} dt \right)^{1/3} \right]$$

ou

$$\dot{\epsilon} = 3,511 \cdot 10^{-5} \sigma^{4,1833} e^{-\frac{38900}{3(\theta + 273,16)}} t^{-2/3}$$

Adotou-se $\sigma = 15 \text{ kN/cm}^2$

Nota-se que a utilização da expressão exp. A.13 altera as conclusões de LIE (1972) pois, à altas temperaturas, a taxa de deformação específica é menor e além disso reduz-se com o tempo.

A.4.2 Temperatura variável com o tempo

A.4.2.1 Temperatura variável com o tempo conforme o modelo do incêndio-padrão

SKOWRONSKI (1988 e 1989), baseando-se em resultados teóricos e experimentais concluiu que, a partir de 400°C, a deformação por fluência em vigas cresce abruptamente, atingindo valores bem maiores do que as deformações elástica e plástica, e que a temperatura crítica determinada via limitação de deformação (critério de RYAN; ROBERTSON(1959)), incluindo a fluência, é muito menor que a calculada via limitação de resistência (método similar àquele recomendado na seção 5 desta Tese).

Obs.: Critério de Ryan Robertson: Temperatura crítica é aquela em que a flecha da viga atinge $\frac{\ell^2}{800d}$, sendo ℓ o vão da viga e d sua altura.

Ocorre que Skowronski adotou a curva temperatura-tempo padronizada pela ASTM E-119, que possui tão somente ramo ascendente e para curvas $\theta(t)$ sempre crescentes, encontra-se valores de tempo compensado $\tau(\theta(t))$ elevados e crescentes com a temperatura (Fig. A.8) e por conseqüência $\varepsilon(t)$ também elevados (Figs. A.9 e A.10).

A curva tempo compensado em função da temperatura (Fig. A.8) foi construída admitindo-se a temperatura do aço crescente com o tempo conforme a curva padronizada recomendada pela ISO-834, isto é, ao adotar-se esta curva admite-se, simplificada, que a temperatura da peça estrutural é a mesma temperatura dos gases quentes. Os diagramas apresentados nas figuras A.9 e A.10 foram construídos admitindo-se a tensão aplicada constante de $\sigma = 5,75 \text{ kN/cm}^2$ que é o limite convencional de escoamento para aços a 700°C

tempo compensado [h]

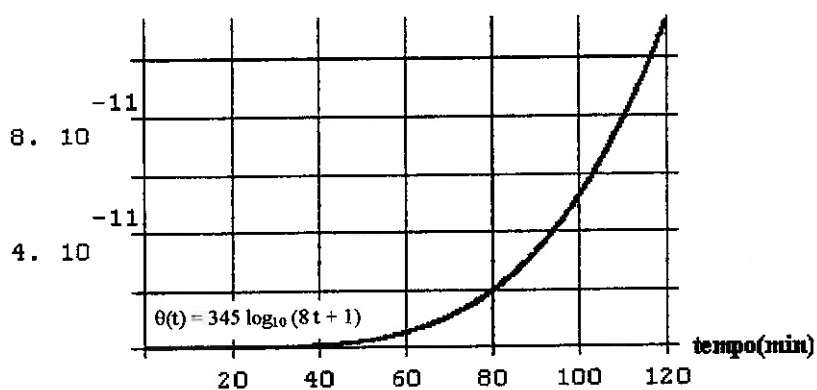


Figura A.8 - Diagrama $\tau \times t$
(temperatura variável conforme curva-padrão)
def. esp.

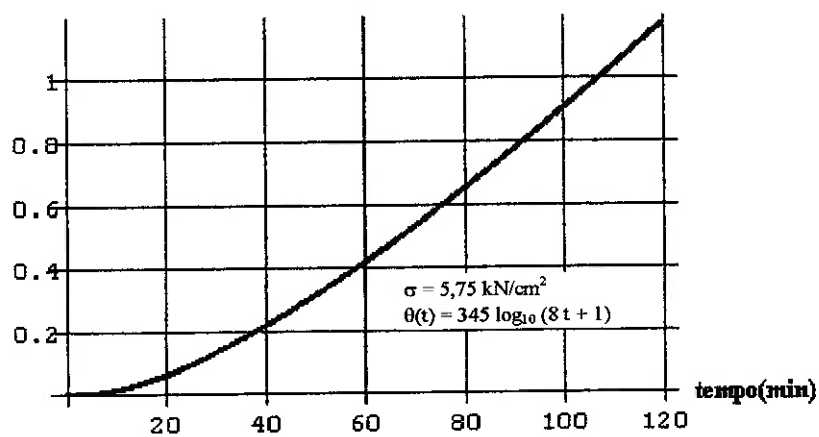


Figura A.9 - Diagrama $\varepsilon \times t$
(temperatura variável conforme curva-padrão)

def. esp.

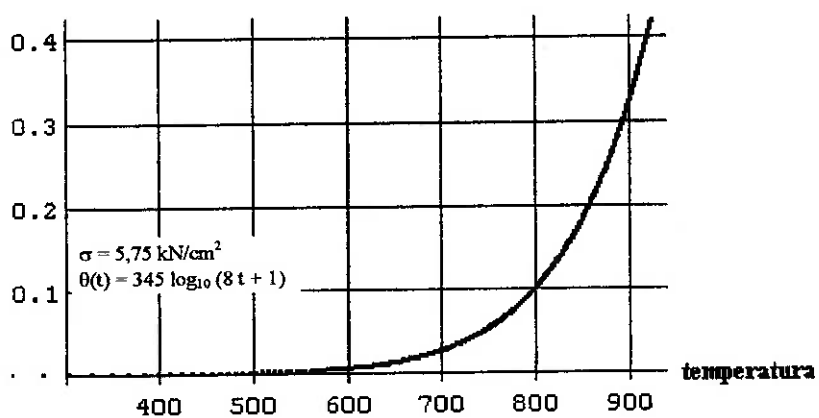


Figura A.10 - Diagrama $\varepsilon \times \theta$
(temperatura variável conforme curva-padrão)

A.4.2.2 Temperatura variável com o tempo conforme o modelo do incêndio natural

Admitindo-se que a curva $\theta(t)$, que expressa a temperatura da peça de aço em um incêndio, possua um ramo ascendente e outro ramo descendente (incêndio natural), encontra-se uma curva $\tau \times t$ assintótica a um valor τ_{\max} .

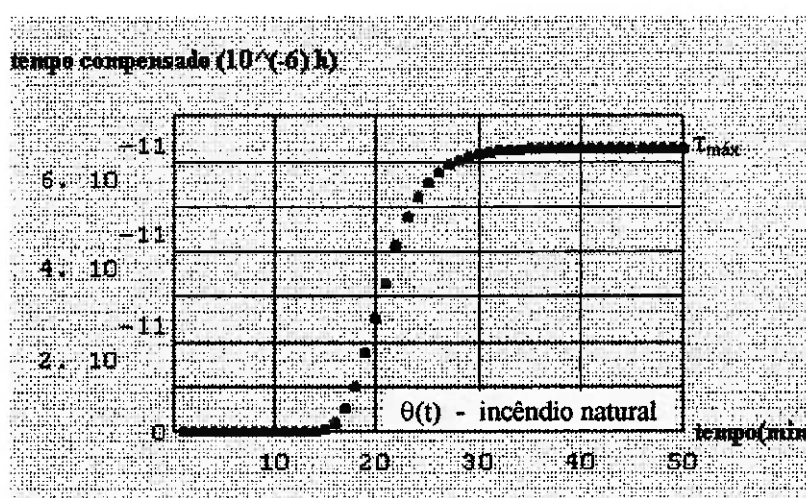


Figura A.11 - Diagrama $\tau \times t$
(temperatura variável conforme curva-natural)

Para a construção da curva $\tau(\theta(t))$ apresentada na Fig A.11, calculou-se a temperatura $\theta_a(t)$, a partir de programa elaborado pelo autor, com auxílio do “software Mathematica”, em uma peça estrutural de aço com seção transversal em forma de “I”, com dimensões indicadas na Fig. A.12, imersa em um compartimento em chamas com as seguintes características: grau de ventilação = $0,04 \text{ m}^{1/2}$, carga de incêndio = 80 MJ/m^2 em relação à área total, $\sqrt{\rho c \lambda} = 1160 \text{ J/m}^2 \text{ s}^{1/2} \text{ }^\circ\text{C}$, sendo ρ , c , λ , a massa específica em kg/m^3 , o calor específico em $\text{J/kg}^\circ\text{C}$ e a condutividade térmica em $\text{W/m}^\circ\text{C}$ respectivamente do material da vedação do compartimento.

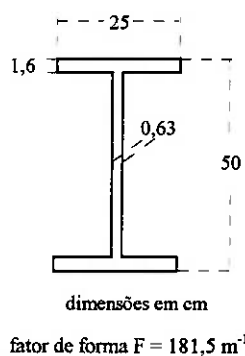


Figura A.12

A temperatura máxima calculada do incêndio foi 735 °C ocorrida aos 15 minutos e a temperatura máxima calculada na peça foi 696 °C ocorrida aos 20 minutos.

Na Fig. A.13 apresenta-se, em linha pontilhada, o diagrama $\theta_a(t)$ e em linha cheia, o diagrama da temperatura dos gases que envolvem as chamas do incêndio.

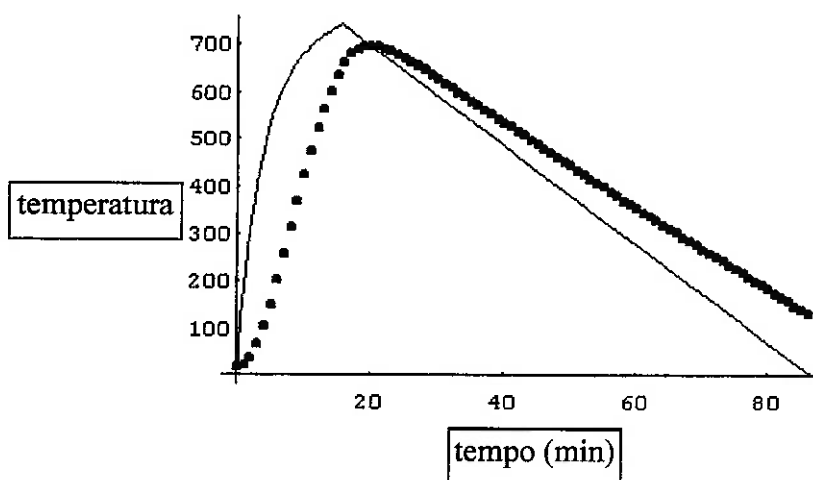


Figura A.13 - curva temperatura-tempo

Assim sendo, para uma situação de incêndio, a deformação específica máxima por fluência não depende do tempo e pode ser expressa como:

$$\varepsilon_{fl,max}(x) = 1,0534 \cdot 10^{-4} [\sigma(x)]^{4,1833} [\tau_{max}]^{1/3}$$

sendo $\sigma(x)$ a tensão na fibra mais deformada da seção transversal de abscissa x da barra em estudo, calculada a partir do diagrama tensão-deformação do aço à temperatura $\theta_{a,max}$ (máxima temperatura atingida pela barra durante o incêndio)

Portanto admitindo-se a curva $\theta(t)$ com ramo ascendente e descendente, a taxa de deformação específica não tende a valores exageradamente altos e sim a zero, o que possibilita o cálculo e a análise do valor da flecha, viabilizando o uso de estruturas de aço sujeitas a incêndio.

Conhecidas as características do incêndio e da peça em estudo, é possível calcular-se a deformação específica última por fluência ($\epsilon_{fl, \acute{u}lt}$) assim denominada a máxima deformação linear específica por fluência possível de a peça atingir sem ruína admitindo-se que a máxima tensão atuante é a resistência convencional de escoamento ($f_{y,\theta}$). Na Tabela A.1 apresenta-se $\epsilon_{fl, \acute{u}lt}$ para alguns casos estudados. Inclui-se também o valor da deformação linear específica calculada, para $f_{y,\theta}$ e $\theta_{a,m\acute{a}x}$ porém via curva-padrão, podendo se notar a grande diferença entre esses valores.

grau de ventil. ($m^{1/2}$)	fator de forma (m^{-1})	material combust (MJ/m^2)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (horas)	$t_{m\acute{a}x}$ (min.)	$\theta_{a,m\acute{a}x}$ ($^{\circ}C$)	$f_{y,\theta}$ (kN/cm^2)	$\epsilon_{fl, \acute{u}lt}$ (incênd. natural)	$\epsilon_{fl, \acute{u}lt}$ (incênd.- padrão)
0,2	125	105	$5,5 \cdot 10^{-19}$	7	600	11,75	0,0394	2,29
0,1	125	105	$4,1 \cdot 10^{-17}$	12	695	5,75	0,0084	0,023
0,04	181,5	80	$6,7 \cdot 10^{-17}$	20	695	5,75	0,0098	0,023
0,02	250	252	$6,4 \cdot 10^{-15}$	99	792	2,75	0,0021	0,0088
0,2	250	252	$1,1 \cdot 10^{-11}$	10	1120	0,40	$9 \cdot 10^{-5}$	0,12

Tabela A.1

ANEXO B - CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A exposição do concreto à ação térmica (altas temperaturas) causa redução da resistência e da rigidez. Apresenta-se nas Figs. B.1 a B.3 os diagramas tensão-deformação do concreto, em função da temperatura e as curvas que indicam a redução da resistência convencional de escoamento e do módulo de deformação longitudinal (módulo de elasticidade) devido ao aumento da temperatura. Inclui-se nestes últimos as curvas relativas ao aço para efeito de comparação.

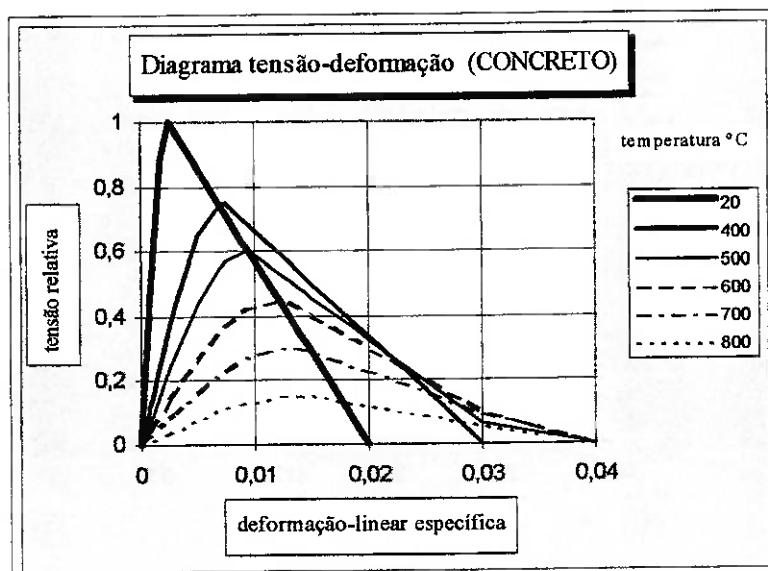


Figura B1

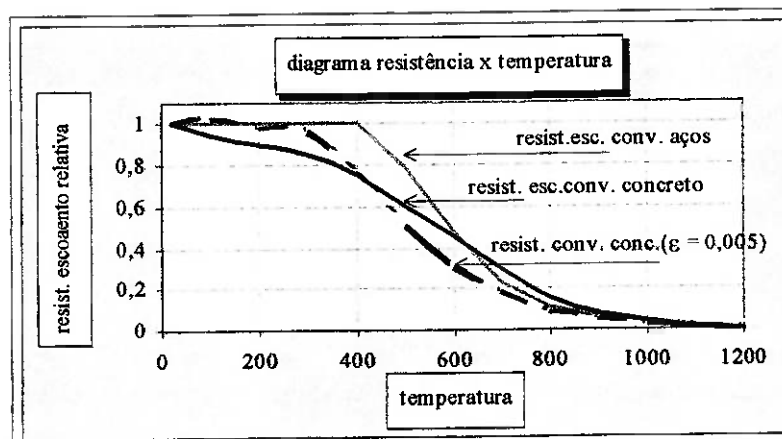


Figura B2

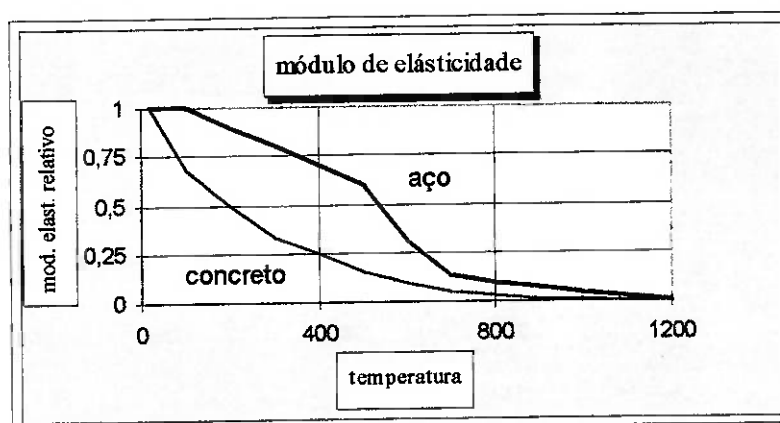


Figura B3

A segurança estrutural, em situação de incêndio, dos elementos de concreto pode ser verificada levando-se em conta a ação térmica.

Há normas para estruturas de concreto, que simplificam esse procedimento recomendando valores mínimos para o cobrimento da armadura e para as dimensões das peças estruturais.

Por exemplo, a NBR 5627 (1980) recomenda, para uma resistência de duas horas de fogo das peças sem revestimento:

cobrimento dos pilares: 45 mm

cobrimento de lajes: 20 mm a 45 mm

cobrimento de vigas: 40 mm a 65 mm

Os valores dos cobrimentos recomendados pela NBR 5627 (similares aos fornecidos pelo Eurocode 2) são considerados exagerados pelos projetistas de concreto, que preferem ignorá-la, não verificando a segurança estrutural das edificações de concreto, em situação de incêndio. Essa prática deve ser melhor avaliada pela sociedade.

O EUROCODE 2/BSI (1996) e BOUTIN (1983) fornecem recomendações para a análise mais precisa das estruturas de concreto.

Como se pode observar nas Figs. B1 a B3, a redução da resistência e da rigidez do concreto, em função da temperatura, é mais acentuada do que a do aço, porém, tendo em vista a sua menor resistência e menor módulo de deformação, o volume dos elementos estruturais de concreto são maiores do que os de aço, resultando assim um menor fator de massividade e por conseqüência atingindo menor temperatura do que os elementos de aço, quando submetido à mesma ação térmica.

ANEXO C - TEMPO EQUIVALENTE

A tabela apresentada neste Anexo é baseada nas hipóteses do incêndio natural compartimentado descritas na seção 2 desta Tese (modelo de Pettersson) e nas expressões deduzidas por Wickström e incluídas no Eurocode 1.

Sendo:

$q_{fi,d}$ - carga de incêndio específica de cálculo em MJ/m² em relação à área total do compartimento

F - fator de massividade

V - grau de ventilação

$\theta_{g,máx}$ - temperatura máxima atingida pelos gases quentes do compartimento em chamas

$t_{g,máx}$ - tempo em que ocorre $\theta_{g,máx}$

$\theta_{a,máx}$ - temperatura máxima atingida por um elemento de aço sem proteção térmica

$t_{a,máx}$ - tempo em que ocorre $\theta_{a,máx}$

t_{eq} - valor do tempo que, na curva temperatura-tempo do aço determinada via curva-padrão (ISO-834) do incêndio, corresponde à $\theta_{a,máx}$

$q_{fi,d}$ (MJ/m ²)	F (m ⁻¹)	V (m ^{1/2})	θ_g (°C)	$t_{g,máx}$ (min)	θ_a (°C)	$t_{a,max}$ (min)	t_{eq} (min)	
50	250	0,02	534	20	509	29	9,0	
		0,20	892	2	491	4	8,6	
75	250	0,02	625	29	609	35	12	
		0,04	731	15	693	18	16	
		0,06	780	10	709	13	17	
		0,08	816	7	709	13	17,0	
		0,10	849	6	704	8	5,0	
		0,15	910	4	680	6	15,0	
		0,20	955	3	648	5	13,5	
		200	0,02				604	38
	0,04					679	20	16,5
	0,06					686	14	16,9
	0,08					678	11	16,4
	0,10					665	9	15,7
	0,15					626	6	13,9
	0,20					591	5	12,9
	150		0,02				595	41
		0,04				655	22	17,5
		0,06				648	16	17,1
		0,08				627	12	16,1
		0,10				605	10	15,2
		0,15				552	7	11,8
0,20					507	5	13,2	

$q_{fi,d}$ (MJ/m ²)	F (m ⁻¹)	V (m ^{1/2})	θ_g (°C)	$t_{g,max}$ (min)	θ_a (°C)	$t_{a,max}$ (min)	t_{eq} (min)	
75	125	0,02			587	44	16	
		0,04			636	25	18,2	
		0,06			620	17	17,4	
		0,08			591	13	16,2	
		0,10			563	11	15,1	
		0,15			503	7	13	
		0,20			457	6	11,8	
	100	0,02				576	46	17,7
		0,04				610	26	19,2
		0,06				581	18	17,9
		0,08				543	14	16,4
		0,10				510	11	15,2
		0,15				443	8	11,6
		0,20				397	6	13
100	250	0,02	676	39	666	43	14,3	
		0,04	766	20	733	23	20,3	
		0,06	818	13	749	16	23	
		0,08	859	10	759	12	23,8	
		0,10	892	8	762	10	24	
		0,15	955	5	752	7	23,1	
		0,20	998	4	741	6	22	
	200	0,02				662	44	15,9
		0,04				726	23	20,4
		0,06				735	17	22
		0,08				737	13	22,5
		0,10				736	11	22,3
		0,15				726	8	20,4
		0,20				712	6	18,8
	150	0,02				656	47	17,5
		0,04				711	25	21
		0,06				716	17	21,5
		0,08				711	14	21
		0,10				701	11	20,3
		0,15				667	8	18
		0,20				634	6	16,4
	100	0,02				641	53	20,7
		0,04				674	28	22,7
		0,06				658	20	21,7
		0,08				635	16	20,5
		0,10				611	13	19,3
		0,15				556	9	16,9
		0,20				518	7	15,5

$Q_{fi,d}$ (MJ/m ²)	F (m ⁻¹)	V (m ^{1/2})	θ_g (°C)	$t_{g,max}$ (min)	θ_a (°C)	$t_{a,max}$ (min)	t_{eq} (min)
100	50	0,02			594	70	27,9
		0,04			572	38	26,6
		0,06			516	26	23,5
		0,08			470	20	21,2
		0,10			432	16	19,6
		0,15			366	11	16,6
		0,20			329	9	15
150	250	0,02	731	59	723	62	18,5
		0,04	818	29	802	31	27,3
		0,06	876	20	855	21	35
		0,08	920	15	890	16	43,2
		0,10	955	12	913	13	50
		0,15	1015	8	941	9	60
		0,20	1057	6	937	7	58
	200	0,02			722	62	19,8
		0,04			793	32	28
		0,06			841	21	33,3
		0,08			868	16	38,4
		0,10			881	13	41,5
		0,15			888	10	43,1
		0,20			867	8	38
	150	0,02			719	63	21,8
		0,04			773	34	29
		0,06			807	23	31,8
		0,08			819	18	33
		0,10			819	15	33
		0,15			807	11	31,8
		0,20			771	9	28,9
	125	0,02			716	67	23,3
		0,04			758	35	29,8
		0,06			779	24	31,6
		0,08			781	19	31,8
		0,10			775	16	31,2
		0,15			756	12	29,6
		0,20			736	9	23,8
100	0,02			711	66	25,5	
	0,04			741	37	30,6	
	0,06			746	26	31,4	
	0,08			742	20	30,8	
	0,10			737	16	29,7	
	0,15			727	12	27,3	
	0,20			696	9	24,2	

$q_{fi,d}$ (MJ/m ²)	F (m ⁻¹)	V (m ^{1/2})	θ_g (°C)	$t_{g,max}$ (min)	θ_a (°C)	$t_{a,max}$ (min)	t_{eq} (min)
150	50	0,02			678	79	33,7
		0,04			677	43	33,8
		0,06			649	30	31,5
		0,08			617	23	29,3
		0,10			588	20	27,5
		0,15			540	15	24,7
		0,20			485	11	22
200	200	0,02	766	78	754	83	24,9
		0,04	859	39	850	40	34,8
		0,06	920	26	907	27	48,6
		0,08	964	20	947	20	62,6
		0,10	998	16	973	16	74
		0,15	1057	10	1007	11	92,5
		0,20	1100	8	1008	9	93

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 01-AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E-119/88) - Standard test methods for fire tests of building constructions and material. 1988.
- 02-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo. Procedimento. NBR 5627. Rio de Janeiro. 1980
- 03-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Símbolos gráficos para projetos de estruturas. Simbologia. NBR 7808. Rio de Janeiro. 1983.
- 05-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. Procedimento. NBR 8681. Rio de Janeiro. 1984.
- 04-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Procedimento. NBR 8800. Rio de Janeiro. 1986
- 06-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Saídas de emergência em edifícios. NBR 9077. Rio de Janeiro. 1993
- 07-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Glossário de termos técnicos relacionados com a segurança contra incêndio. NBR 13860. Rio de Janeiro. 1997.
- 08-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC. Manual of steel construction. Load and resistance factor design. vol. I. Structural Members specification and codes. 2a. ed. AISC. 1993.
- 09-BOUILLETTE, J.P. l'Acier et l'incendie. Office Technique pour l'Utilization de l'Acier (OTUA). Paris.1983.

- 10-BOUTIN, J.P. Pratique du calcul de la résistance au feu des structures en béton. Eyrolles. Paris. 1983
- 11-BOYLE,J.T.; SPENCE,J.. Stress Analysis for Creep. Butterworths. Southampton. 1983.
- 12-BRITISH STANDARD INSTITUTION. Structural use of steel work in buildings BS- 5950. Part 8 Code of practice for fire resistance design. London.1990.
- 13-BRITISH STANDARD INSTITUTION. Design of steel structures. General rules and rules for buildings. ENV 1993-1.1. EUROCODE 3 BSI. London. 1992.
- 14-BRITISH STANDARD INSTITUTION. Design of concrete structures. General rules structural fire design. ENV 1992-1.2. BSI. London. 1996.
- 15-BRITISH STANDARD INSTITUTION. Fire safety engineering in buildings. Part 1: Guide to the application of fire safety engineering principles. DD 240. BSI. London. 1997.
- 16-BRULS,A.; CAJOT,L.G.; FRANSSES,J.M.. Characterization of an insulating material with regard to ECCS recommendation for the fire safety of steel structures. J. Constr. Steel Research. n.9 p. 111-135. Elsevier Scientific Publishing Company. Great Britain. 1988.
- 17-BURGESS, I.W.; EL RIMAWI, J.; PLANK, R.J..Analysis of beams with non-uniform temperature profile due to fire exposure. J. Constr. Steel Research 16 p.169. Great Britain. 1990.
- 18-BURGESS, I.W.; EL RIMAWI,J.; PLANK, R.J.. A secant stiffness approach to the fire analysis of steel beams. J. Constr. Steel Research. n.11 p. 105. Great Britain. 1988.

- 19-CAJOT,L.G.; SCHLEICH,J.B.; FONTANA,M.; SCHWEPPE H.; KINDMANN,R.; KIRCHNER,U. Accidental actions: fire influence of the active fire protection measures. Luxembourg. s.d.
- 20-COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES. Technical Steel Research. Practical design tools for unprotected steel columns submitted to ISO-fire - RefaoIII. Report EUR 14348 EN. Luxembourg. 1993
- 21-DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings. DIN 18230. Part 1. Berlin. 1987
- 22-EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of steel structures. Structural fire design (Part 1.2). Eurocode 3 - ENV 1993-1-2. Brussels. 1995.
- 23-EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Basis of design and actions on structures Actions on structures exposed to fire (Part 2.2). Eurocode 1 - ENV 1991-2-2 Brussels. 1995.
- 24-EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Design of composite steel and concrete structures. Structural fire design (Part 1.2). Eurocode 4 - ENV 1994-1-2. Brussels. 1994.
- 25-EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORKS (ECCS). European recommendation for the fire safety of steel structures. ECCS Technical Committee 3. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam. 1983.
- 26-EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORKS (ECCS). Design manual on the European recommendation for the fire safety of steel structures. Technical Committee 3 - Fire safety of steel structures- n° 35. Brussels. 1985.

- 27-FRANSSSEN, J.M; SCHLEICH, J.B.;CAJOT, L.G.; AZPIAZU, W. A simple model for fire resistance of axially loaded members-Comparison with experimental results. J. Construct. Steel Res. vol. 36, n° 3, p. 175-204. Elsevier Science Ltda. Great Britain. 1996.
- 28-FRUITET L. Guide pour la conception des batiments a structures en acier. Office Technique pour l'Utilization de l'Acier (OTUA). Paris. (1975-1979).
- 29-GAROFALO,F.; WHITMORE,R.;W.; DOMIS, W.F.; VON GEMMENSEN,F.. Creep and creep rupture relationships in an austenitic stainless steel. Transaction of Metallurgical Society of AIME. v. 221, p. 310. New York. abril de 1961.
- 30-GAROFALO,F.. Déformation et rupture par fluage. trad. André, J.P. DUNOD. Paris. 1970.
- 31-GREENFIELD,P. Creep of metals at high temperatures. Mills & Boon Limited. London. 1972.
- 32-HARMATHY,T.Z. A comprehensive creep model. Transactions of ASME. p. 496. setembro de 1967.
- 33-HARMATHY,T.Z.; STANZAK,W.W. Elevated-temperature tensile and creep properties of some structural and prestressing steel. Fire-Test Performance. p. 186-208. ASTM STP 464. 1970.
- 34-HARMATHY,T.Z. On the equivalent fire exposure. Fire and Materials v.11. 1987
- 35-HOLMAN,J.P. Transferência de calor. Trad. de Milanez, L.F. São Paulo, McGraw-Hill, 1983.
- 36-INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION - Fire-resistance tests - Elements of building construction. ISO 834. Genève.1994

- 37-KESKI-RAHKONEN,O.. Theoretical estimation of critical fire load close to an unprotected steel member. *Fire and Material* v.12 p. 153-158. John Wiley & Sons Ltda. 1988.
- 38-KREITH,F.. Princípios da transmissão de calor.Trad. de Silva,R.B. (coordenador). São Paulo, Edgard Blucher, 1973.
- 39-LAWSON,R.M.. Fire resistance and protection of structural steelworks. *Constructional Steel Design, an International Guide*. cap.7.3. p. 871-885.1992.
- 40-LAGNEBORG,R..Creep deformation mechanism. In: *Creep of engineering materials and structures*, editado por BERNASCONI,G.; PIATTI,G.. Applied Science Publishers Ltda. London.1979.
- 41-LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - "Brandschutztechnische Kennzahlen verschiedener Nutzungen, Langerungen, Lagergüter" (Parâmetros técnicos relativos à proteção a incêndio para diversas aplicações) -. TRVB A-126. 1987.
- 42-LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - "Brandschutzeinrichtungen Rechnerischer Nachweis" (Dispositivo de proteção a incêndio. Cálculo) - TRVB A-100. 1987.
- 43-LIE, T.T. *Fire and Buildings*. Applied Science Publishers Ltda. London. 1972.
- 44-ODQVIST,F.K.G.. Historical survey of the development of creep mechanics form its beginnings in the last century to 1970. In: *Creep in structure (IUTAM Symposium Leicester/UK 1980)* editado por Ponter,A.R.S.; Hayhurst,D.R.H.. Springer-Verlag. Berlin. 1981.
- 45-OFFICE TECHNIQUE POUR L'UTILIZATION DE L'ACIER (OTUA). *L'Acier pour Construire. Numéro spécial. Réglementation. Comportement au feu de l'acier*. Paris. 1983.

- 46-OFFICE TECHNIQUE POUR L'UTILIZATION DE L'ACIER (OTUA). L'Acier pour Construire. Numéro spécial. Essais d'incendie dans un grand volume Parc de la Villette (1983). Paris.
- 47-PETTERSSON,O.; MAGNUSSEN,S.; THOR, J.; Fire engineering design of steel structures. Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm. 1976.
- 48-PETTERSSON,O.;WITTEVEEN,J. On the fire of structural steel elements derived from standard fire tests or by calculation. Fire Safety Journal 2. p.73-87. Elsevier Sequoia S.A. Netherlands. 1979/1980
- 49-PURKISS, J.A. Developments in the fire safety design of structural steelworks. J. Construct. Steel Research. Elsevier Science Publishers Ltd. England.1988.
- 50-PURKISS, J.A. Fire safety engineering design of structures. Butterworth Heinemann. Great Britain. 1996.
- 51-RYAN, J.V.; ROBERTSON, A.F. Proposed criteria for defining load failure of beams, floors, and roof constructions during fire tests. Journal of Research of the National Bureau of Standards-Civil Engineering and Instrumentation. v. 63c. n.2. oct.-dec. 1959.
- 52-SALVADORI, M.G. Lateral buckling of eccentrically loaded I-columns. Transactions. v. 121. n. 2836. p. 1163-1178. Nova Iorque. ASCE. 1956
- 53-SCHLEICH, J.B.; LAHODA,E.; HUTMACHER,H. A new technology in fireproof steel construction. Acier Stahl Steel. n3. 1983.
- 54-SCHLEICH, J.B.; Harmonization of assessment methods. Global design approach. International Seminar Fire Safe Steel Structures. ECCS European Convention for Constructional Steelworks. Luxembourg. 1994

- 55-SCHLEICH, J.B; CAJOT, L.G. Global fire safety concept for buildings. La Revue de Métallurgie-Cahier d'Informations Techniques. 94(1) p. 129-149. Paris. janeiro de 1997.
- 56-SHERBY,O.; DORN,J.E. Creep correlation in alpha solid solutions of aluminum. Journal of Metals. Transactions AIME. p.959. New York. setembro de 1952.
- 57-SILVA, V.P. Segurança contra incêndio em estruturas de aço. In: 5º. seminário uso do aço na construção. Anais. São Paulo. 1991.
- 58-SILVA, V.P. Flambagem lateral de vigas de aço em regime elástico-linear. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica (PEF). São Paulo. 1992.
- 59-SILVA,V.P.; PIMENTA,P.M. "Diagrama Tensão-Deformação dos Aços Estruturais Submetidos a Altas Temperaturas". Boletim Técnico BT/PEF/9519. Escola Politécnica. São Paulo. 1995.
- 60-SILVA, V. P.; PIMENTA, P.M.; "Curvas Temperatura-Tempo de um Incêndio", Boletim Técnico BT/PEF/EPUSP/9623. Escola Politécnica. São Paulo. 1996a.
- 61-SILVA, V. P.; PIMENTA, P.M.; "Determinação da Curva Temperatura-Tempo de um Incêndio Natural Compartmentado", Boletim Técnico BT/PEF/EPUSP/9624. Escola Politécnica. São Paulo. 1996b.
- 62-SILVA, V. P.; FAKURY, R. H.; PIMENTA, R. J.; RODRIGUES, F. C. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. In: Anais da XXVIII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural. vol 2. p. 685-694. São Carlos. 1997.
- 63-SKOWRONSKI,W. A study of the steel beam deformation during fire. Building and Environment. vol. 23. N.22 p.159. Great Britain. 1988.

- 64-SKOWRONSKI,W. Material characteristics in the analysis of heated steel beams. Fire and Materials. vol. 14, p.107. 1989.
- 65-SKOWRONSKI,W. Buckling fire endurance of steel columns. Journal of Structural Engineering. ASCE .v. 119, n.6 ,p. 1712. New York. Junho de 1993.
- 66-SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA). La résistance au feu des parties de construction métallique. Méthode de calcul pour la classification. Centre Suisse de la Construction Métallique. Zurich. 1985.
- 67-THOMAS,I.R.;BENNETTS,I.D. Developments in the design of steel structures for fire (in Australia). J.Construc.Steel Research, n.23 p.295-312. Elsevier Science Publishers Ltda. Malta. 1992.
- 68-THOMPSON,V. Analysis of structures at high temperature. United Kingdom Atomic Energy Authority (CLM-R290). Abingdon.1989.
- 69-THOR, J.; PETERSSON, O.; MAGNUSSON, S. E.. A rational approach to fire engineering design of steel buildings. Engineering Journal. American Institute of Steel Construction. p.108. Chicago. Third quarter/1977.
- 70-WICKSTRÖM, U. Application of the standard fire curve for expressing natural fires for design proposes. Fire Safety Science and Engineering. ASTM STP 882. p 145-159. Philadelphia. 1985