

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

**"DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM
SITUAÇÃO DE INCÊNDIO"**

Michele Mendonça Martins

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

Comissão Examinadora:

Prof. Ricardo Hallal Fakury
DEES/UFMG - (Orientador)

Prof. Francisco Carlos Rodrigues
DEES/UFMG

Prof. José Jairo de Sales
EESC/USP

Belo Horizonte, 11 de agosto de 2000

Ao meu pai Sérgio e ao meu avô Eraldo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo.

Ao Prof. Ricardo Hallal Fakury, pelo apoio e pela dedicada orientação ao longo de todo o trabalho.

À minha família, aos meus colegas e amigos, pelo incentivo e por tornarem esses anos de trabalho menos cansativos.

Ao Eng.º Antonio Demetrio Bassili, pelo apoio e pela compreensão.

Ao Eng.º Breno Ferreira Grossi, pela grande paciência no período de desenvolvimento deste trabalho, pela compreensão, pelo apoio e pela ajuda nas horas mais difíceis.

O dimensionamento das estruturas de aço em incêndio apenas recentemente tem merecido atenção por parte de autoridades públicas e pesquisadores no Brasil. A partir de pesquisas desenvolvidas em algumas universidades em 1995, foi desenvolvida uma norma sobre o assunto, a NBR 14323 (4), editada pela ABNT em 1999. Neste trabalho, são apresentados os fundamentos da NBR 14323 para o dimensionamento de elementos estruturais de aço em situação de incêndio, incluindo as características dos incêndios, os conceitos relacionados a ações e segurança, a obtenção do tempo requerido de resistência ao fogo, os tipos de proteção contra incêndio que podem envolver os elementos estruturais, os procedimentos para a obtenção da elevação da temperatura nos elementos estruturais, os métodos para a obtenção das resistências de cálculo e a variação das propriedades do aço com a elevação da temperatura. No que se refere à obtenção do tempo requerido de resistência ao fogo, é apresentada outra norma brasileira, editada pela ABNT em janeiro de 2000, que trata especificamente do assunto. Para ilustrar o dimensionamento em situação de incêndio, mostra-se a determinação da temperatura crítica de barras de aço submetidas à força normal de compressão e de vigas sem possibilidade de flambar lateralmente ou localmente. São também apresentados gráficos com valores desta temperatura em função das condições de contorno, da folga no dimensionamento à temperatura ambiente e da relação entre as solicitações de cálculo em situação de incêndio e em temperatura ambiente. Foi também desenvolvido um exemplo completo número do dimensionamento em situação de incêndio de um edifício comercial para ilustrar a aplicação do método recomendado pela NBR 14323. Ao final, é apresentado um programa em linguagem DELPHI[®] para o dimensionamento estrutural de barras tracionadas, comprimidas, fletidas e submetidas a solicitações combinadas em situação de incêndio e à temperatura ambiente.

ABSTRACT

The fire design of steel structures has just recently called attention from public authorities and researchers in Brazil. Starting from researches developed in some universities in 1995, it was made a code about the subject (NBR 14323), published by ABNT in 1999. In this work, the basic concepts of NBR 14323 are presented to the design of steel elements in fire conditions, including fire features, actions and security, fire strength required time, protection of structural elements, procedures involving structural elements temperature increase, design strength and steel features correlation between structural elements and temperature increase. In order to obtain the fire strength required time, another Brazilian code published by ABNT in January of 2000 is presented, which concerns especially with this subject. So as to illustrate the design in fire condition, one shows the determination of the critical temperature of steel compression members and beams without lateral or local buckling. Besides, tables and graphics with values of that temperature depending on the boundary and design conditions are presented, also considering the ordinary temperature and the relationship between design effect of actions for the fire situation and the design effect of actions at ordinary temperature. It is also presented a complete numerical example of structural design in fire conditions for a commercial building in order to show the application of the method recommended by NBR 14323. At the end, one presents a program in DELPHI[®] to study the structural design of tensioned beams, compressed, buckled members and members submitted to combined actions in fire conditions and at ordinary temperature.

ÍNDICE

Capítulo 1	- INTRODUÇÃO	1
1.1	- Generalidades	1
1.2	- Trabalhos Produzidos no Brasil	5
1.3	- Sobre o Presente Trabalho	6
Capítulo 2	- CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS E TEMPOS DE RESISTÊNCIA	7
2.1	- Temperatura dos Gases	7
2.2	- Teste do Incêndio Padrão	10
2.3	- Resistência ao Fogo	11
2.4	- Obtenção da Resistência ao Fogo através de Ensaios de Laboratório	12
2.5	- Obtenção da Resistência ao Fogo através de Cálculo Analítico	15
2.6	- Critérios de Resistência ao Fogo	16
2.7	- Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo	16
Capítulo 3	- DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	17
3.1	- Métodos Utilizados	17
3.2	- Propriedades do Aço em Situação de Incêndio	18
3.2.1	- Propriedades mecânicas	18

3.2.1.1	- Limite de escoamento e módulo de Elasticidade	18
3.2.1.2	- Massa específica	19
3.2.2	- Propriedades térmicas	19
3.2.2.1	- Alongamento	19
3.2.2.2	- Calor específico	21
3.2.2.3	- Condutividade térmica	22
3.3	- Ações e Segurança	24
3.3.1	- Capacidade estrutural e resistência	24
3.3.2	- Combinações de ações	24
3.3.3	- Coeficiente de resistência do aço	30
3.4	- Proteção da Estrutura de Aço	31
3.4.1	- Generalidades	31
3.4.2	- Classificação dos revestimentos	32
3.4.3	- Aplicação dos revestimentos	34
3.4.4	- Propriedades dos revestimentos	35
3.4.5	- Alguns exemplos de revestimentos	35
3.4.5.1	- Argamassa de asbesto	36
3.4.5.2	- Argamassa de vermiculita	36
3.4.5.3	- Mantas de fibras cerâmicas	37
3.4.5.4	- Mantas de lã de rocha	37
3.4.5.5	- Tintas intumescentes	38
3.4.5.6	- “Cementious Fireproofing” ou argamassa composta de gesso e fibras	38

3.5	-	Elevação de Temperatura do Aço	39
3.5.1	-	Mecanismos de transmissão de calor ...	39
3.5.1.1	-	Condução	39
3.5.1.2	-	Convecção	40
3.5.1.3	-	Radiação	42
3.5.2	-	Temperatura do aço	45
3.5.2.1	-	Fator de massividade	45
3.5.2.2	-	Elemento estrutural sem proteção	48
3.5.2.3	-	Elemento estrutural com proteção	53
3.5.3	-	Curvas de Elevação de Temperatura ...	56
3.5.3.1	-	Elementos sem proteção	57
3.5.3.2	-	Elementos com proteção	58
3.6	-	Dimensionamento Estrutural por Método Simplificado de Cálculo	63
3.6.1	-	Generalidades	63
3.6.2	-	Barras tracionadas	64
3.6.3	-	Barras comprimidas	64
3.6.4	-	Barras fletidas	67
3.6.5	-	Barras sujeitas a força normal e momentos fletores	72
3.6.6	-	Ligações	74
3.7	-	Temperatura Crítica	75
3.7.1	-	Introdução	75

3.7.2	-	Temperatura crítica de barras comprimidas	76
3.7.3	-	Temperatura crítica de vigas	82
3.7.4	-	Dimensionamento usando a temperatura crítica	84
3.8	-	Estruturas Pertencentes à Vedação	85
3.9	-	Estruturas Externas	86
3.10	-	Método Avançado de Cálculo	88
3.10.1	-	Generalidades	88
3.10.2	-	Análise térmica	89
3.10.3	-	Análise estrutural	89
Capítulo 4	-	EXEMPLO	91
4.1	-	Introdução	91
4.1.1	-	Carga permanente	97
4.1.2	-	Sobrecarga no 2º pavimento	97
4.1.3	-	Sobrecarga na cobertura	96
4.1.4	-	Vento transversal	98
4.1.5	-	Esforços solicitantes nas barras	99
4.1.5.1	-	Convenção de sinais	99
4.1.5.2	-	Nomenclatura	100
4.2	-	Resumo do Dimensionamento à Temperatura Ambiente segundo a NBR 8800	102

4.2.1	- Tesoura	102
4.2.1.1	- Cordas	102
4.2.1.2	- Diagonais e montantes	104
4.2.2	- Viga do pórtico	105
4.2.3	- Pilares	108
4.2.3.1	- 1º pavimento	108
4.2.3.2	- 2º pavimento	112
4.2.4	- Viga do piso do 2º pavimento	113
4.2.5	- Contraventamento vertical	115
4.3	- Verificação em Situação de Incêndio segundo a NBR 14323	117
4.3.1	- TRRF, temperatura nos elementos estruturais e análise estrutural para gradiente térmico	117
4.3.2	- Verificação dos perfis da tesoura	122
4.3.3	- Verificação da viga do pórtico	124
4.3.4	- Verificação dos pilares	126
4.3.4.1	- 1º pavimento	126
4.3.4.2	- 2º pavimento	130
4.3.5	- Verificação da viga do 2º pavimento ...	132
4.3.6	- Verificação do contraventamento vertical	134
4.3.7	- Resumo da verificação em situação de incêndio	134
4.3.8	- Definição da proteção	135
4.3.8.1	- Introdução	135
4.3.8.2	- Verificação do pilar protegido .	138

4.3.8.3	-	Verificação da corda superior da tesoura protegida	139
4.3.8.4	-	Verificação da corda inferior da tesoura protegida	139
4.3.8.5	-	Verificação da viga do pórtico protegida	140
4.3.8.6	-	Verificação da viga do piso do 2º pavimento protegida	140
4.4	-	Considerações Adicionais	141
4.4.1	-	Verificação do 1º pavimento	142
4.4.2	-	Verificação do 2º pavimento	146
4.4.3	-	Definição da proteção	147
4.5	-	Eliminação da Proteção na Cobertura	148
4.5.1	-	Premissa básica	148
4.5.2	-	Carregamentos nos pórticos sem a Tesoura da cobertura e análise Estrutural	149
4.5.3	-	Verificação dos pilares e da viga do Pórtico	152
4.5.4	-	Conclusão	155
4.6	-	Verificação em Situação de Incêndio Segundo a NBR 14323 usando a Temperatura Crítica	155
4.6.1	-	Considerações gerais	155
4.6.2	-	Montantes da tesoura da cobertura	155
4.6.2.1	-	Sem proteção	155

4.6.3	-	Viga do pórtico	158
4.6.3.1	-	Sem proteção	158
4.6.3.2	-	Com proteção	163
4.6.4	-	Pilar do 1º pavimento	163
4.6.4.1	-	Sem proteção	163
4.6.4.2	-	Com proteção	170
4.7	-	Verificação em Situação de Incêndio segundo a NBR 14323 Utilizando as Curvas de Elevação de Temperatura	170
4.7.1	-	Considerações gerais	170
4.7.2	-	Montantes da tesoura da cobertura	170
4.7.2.1	-	Sem proteção	170
4.7.3	-	Viga do pórtico	171
4.7.3.1	-	Sem proteção	171
4.7.3.2	-	Com proteção	172
Capítulo 5	-	PROGRAMA PARA A VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	174
5.1	-	Introdução	174
5.2	-	Método Utilizado	175
5.3	-	Estrutura do Programa	175
5.3.1	-	Escolha do tipo de solicitação	176
5.3.2	-	Escolha do perfil a ser verificado	176

5.3.3	- Entrada das dimensões do perfil escolhido	180
5.3.4	- Entrada de dados para verificação em Incêndio	182
5.3.5	- Características para a verificação dos esforços solicitantes em situação de incêndio	185
5.3.6	- Saída de dados	185
5.3.7	- Comparação de resultados	189
Capítulo 6	- CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	193
6.1	- Conclusões	193
6.2	- Sugestões para Trabalhos Futuros	195
REFERÊNCIAS	BIBLIOGRÁFICAS	197
ANEXO 1	- DETERMINAÇÃO DO TRRF DE ACORDO COM A NBR 14432	200
A.1	- Introdução	201
A.2	- Prescrições Gerais	201
A.2.1	- Classificação das edificações quanto a sua ocupação	206
A.2.2	- Cargas de incêndio específicas	208

A.2.3	-	Condições construtivas para edificações das divisões G-1 e G-2 estruturadas em aço	214
A.2.3.1	-	Vigas e lajes	214
A.2.3.2	-	Pilares	214
A.2.3.3	-	Elementos responsáveis pela Estabilidade estrutural	214
A.2.3.4	-	Armadura adicional	214

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A	- área da seção transversal
A_g	- área bruta da seção transversal da barra.
C_{mx}	- coeficiente relativo ao eixo x
C_{my}	- coeficiente relativo ao eixo y
E	- módulo de elasticidade tangente do aço a 20°C
E_θ	- módulo de elasticidade do aço em temperatura elevada
F_G	- valor nominal da ação permanente
F_Q	- valor nominal da ação acidental
$F_{Q,exc}$	- valor nominal da ação transitória excepcional
F_V	- valor nominal da ação do vento
M_{cr}	- momento fletor crítico de flambagem elástica
M_{pl}	- momento de plastificação
M_r	- momento fletor correspondente ao início do escoamento
$M_{fi,n}$	- resistência nominal ao momento fletor em situação de incêndio
$M_{fi,Rd}$	- resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio
$M_{x,fi,Sd}$	- momento fletor em situação de incêndio em torno do eixo x
$M_{y,fi,Sd}$	- momento fletor em situação de incêndio em torno do eixo y
$M_{x,fi,Rd}$	- resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio em torno do eixo x

$M_{y,fi,Rd}$	- resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio em torno do eixo y
$N_{fi,Sd}$	- força normal de cálculo em situação de incêndio
$N_{fi,ex}$	- carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo x em situação de incêndio
$N_{fi,ey}$	- carga de flambagem elástica por flexão em torno do eixo y em situação de incêndio
$N_{fi,Rd}$	- resistência de cálculo de uma barra axialmente tracionada ou comprimida em situação de incêndio
$R_{fi,d}$	- resistência de cálculo em situação de incêndio
$R_{fi,n}$	- resistência nominal em situação de incêndio
$S_{fi,d}$	- solicitação de cálculo em situação de incêndio
$V_{fi,Rd}$	- resistência de cálculo à força cortante em situação de incêndio
V_{pl}	- força cortante de plastificação

Letras romanas minúsculas

c_a	- calor específico do aço
c_m	- calor específico do material de proteção contra incêndio
f	- frequência de radiação
f_r	- tensão residual no aço
$f_{a,t}$	- tensão nominal atuante no elemento estrutural
f_{co}	- tensão nominal que causa o colapso do elemento estrutural
f_y	- tensão limite de escoamento do aço a 20°C
$f_{y,\theta}$	- tensão limite de escoamento do aço em temperatura elevada

h	-	coeficiente de transmissão de calor por convecção
κ	-	condutibilidade térmica do material
κ_1	-	fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal
κ_2	-	fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento de um elemento estrutural
κ_a	-	fator de correção empírico da resistência de barras comprimidas em temperatura elevada
$k_{y,\theta}$	-	fator de redução para o limite de escoamento dos aços laminados à quente em temperatura elevada relativo ao valor 20°C
t	-	tempo de resistência a incêndio, espessura
t_m	-	espessura do material de proteção contra incêndio
u	-	perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio
u_m	-	perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio
v	-	velocidade de propagação de radiação

Letras gregas maiúsculas

Δ	-	aumento, elevação, incremento
----------	---	-------------------------------

Letras gregas minúsculas

α	-	coeficiente de segurança
α_c	-	coeficiente de transferência de calor por convecção
ε_{res}	-	emissividade resultante

$\phi_{fi,a}$	-	coeficiente de resistência do aço
γ_g	-	coeficiente de ponderação para a ação permanente
ϕ	-	valor do fluxo de calor por unidade de área
ϕ_c	-	componente do fluxo de calor devido à convecção
ϕ_r	-	componente do fluxo de calor devido à radiação
λ	-	parâmetro de esbeltez, comprimento de onda
λ_a	-	condutividade térmica do aço
λ_m	-	condutividade térmica do material de proteção contra incêndio
λ_p	-	parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
λ_r	-	parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento
$\lambda_{p,fi}$	-	parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação em temperatura elevada
$\lambda_{r,fi}$	-	parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em temperatura elevada
$\bar{\lambda}$	-	parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura ambiente
$\bar{\lambda}_\theta$	-	parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura elevada
ρ_a	-	massa específica do aço
ρ_m	-	massa específica do material de proteção contra incêndio
ρ_{fi}	-	fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas em situação de incêndio
θ_a	-	temperatura do aço
θ_g	-	temperatura dos gases

θ_s - temperatura em superfície

θ_m - temperatura do meio

Índices gerais

a - aço

c - convecção

d - de cálculo

m - material de proteção contra incêndio

n - nominal

r - início do escoamento, radiação

t - tempo

u - relacionado ao limite de resistência

x - relacionado ao eixo x

y - relacionado ao eixo y

Índices compostos

R_d - resistência de cálculo

S_d - solicitação de cálculo

fi - em situação de incêndio, mesa inferior

fs - mesa superior

pl - plastificação

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – Generalidades

Nos países desenvolvidos, as estruturas de aço são sempre uma opção considerada por engenheiros e arquitetos para os mais variados tipos de construções. Estas estruturas oferecem vantagens como rapidez na execução e, em função da elevada relação entre resistência e peso próprio possuem facilidade de vencer grandes vãos e grandes alturas permitindo obter fundações mais econômicas.

Ao se projetar um edifício com estrutura de aço, no entanto, deve-se também levar em conta o desempenho desta estrutura em caso de ocorrência de incêndio. Isto porque as propriedades mecânicas do aço debilitam-se progressivamente com o aumento de temperatura, o que pode ocasionar o colapso prematuro de um elemento estrutural ou ligação, causando inclusive perda de vidas humanas. Aliás, este não é um problema que afeta exclusivamente o aço. Nas estruturas de concreto, por exemplo, também as propriedades mecânicas do próprio concreto se degeneram com o aumento da temperatura e a armadura, para que fique protegida, pode vir a necessitar de um cobrimento maior que o usual, e as dimensões dos elementos estruturais não podem ser muito reduzidas.

Nos Estados Unidos, na Europa, Oceania e no Japão a preocupação com a segurança das pessoas em caso de incêndio em edificações é bastante antiga. Pesquisas são desenvolvidas continuamente e existem normas que regulamentam o assunto em todos os seus aspectos, quais sejam:

- prevenção do incêndio (uso de materiais não inflamáveis, instalações projetadas de acordo com regulamentos específicos);
- extinção do incêndio (rede de hidrantes, dispositivos de alerta e sinalização, chuveiros automáticos, extintores, brigada particular de combate ao fogo);
- compartimentação da edificação (portas corta-fogo, “barreiras” que evitam a propagação do incêndio);

- fuga das pessoas (sistema de exaustão de fumaça, rotas de fuga com sinalização e proteção adequadas, escadas de segurança);
- dimensionamento das estruturas em situação de incêndio, incluindo a verificação da necessidade de sua proteção.

Através dessa regulamentação chega-se a um risco de se perder a vida em um incêndio relativamente pequeno. Na Europa, esse risco é 30 vezes menor que o risco de morte no sistema de transporte e nos Estados Unidos, 60 vezes menor (8). Além disso, cerca de 90% das mortes em incêndio ocorrem em virtude do calor e da fumaça (8) e quase nunca em função de colapso estrutural.

A tabela I.1 (8) mostra o número de incêndios de maiores proporções e o número de casos fatais ocorridos em edifícios em vários países do mundo de 1960 à 1992. Pode-se notar que enquanto nos países da Europa e nos Estados Unidos a relação entre fatalidades e incidentes fica abaixo de 3, em outros países cujas exigências de segurança provavelmente são menores, esse número é bastante mais expressivo. No Brasil, em três incêndios ocorridos, houve 195 mortes (edifício Andraus, São Paulo, 31 andares, origem do incêndio no 4º andar, 16 mortes, 1972; edifício Joelma, São Paulo, 25 andares, origem do incêndio no 12º andar, 179 mortes, 1974; edifício da Caixa Econômica, Rio de Janeiro, 31 andares, origem do incêndio no 1º Andar, 1974), o que fornece uma relação entre fatalidades e incidentes de 65.

País	Total de Incêndios (I)	Nº Fatalidades (F)	Nº de Fatalidades por Incêndio (F/I)
Estados Unidos	226	590	2,6
Canadá	11	26	2,4
México	2	4	2,0
Porto Rico	1	96	96,0
Brasil	3	195	65,0
Colombia	1	4	4,0
França	1	2	2,0
Filipinas	1	10	10,0
Japão	1	32	32,0
Coreia	2	201	100,5
Índia	1	1	1,0

Tabela I.1 - Incêndios e Fatalidades de 1960 à 1992

No Brasil, atualmente, os Corpos de Bombeiros da maioria do estados possuem regulamentos que suprem satisfatoriamente os aspectos relacionados à prevenção e à extinção do incêndio, à compartimentação dos edifícios e à fuga

das pessoas. Existe ainda um conjunto de normas brasileiras, de responsabilidade da ABNT, que abordam a maioria destes aspectos.

O dimensionamento da estrutura de aço em situação de incêndio, e sua proteção, apenas recentemente têm merecido atenção por parte de autoridades públicas e pesquisadores em nosso país. Numa atitude pioneira e de grande impacto, desde 1995, o Corpo de Bombeiros do estado de São Paulo tem feito cumprir um regulamento próprio, pelo qual grande parte das estruturas metálicas precisam ser protegidas por material isolante térmico.

Também a partir de 1995, algumas universidades brasileiras, como a UFMG, a USP e a UFOP começaram a desenvolver estudos e pesquisas sobre o assunto, a partir dos quais foi feita uma norma brasileira sobre o dimensionamento de estruturas de aço de edifícios habitacionais, comerciais, industriais e públicos em situação de incêndio. Esta norma, editada pela ABNT em julho de 1999, com validade a partir de julho deste mesmo ano, recebeu o número de NBR 14323 e tem como título “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio” (4). Deve-se aqui destacar que a própria NBR 8800 (7), que trata do projeto de estruturas de aço à temperatura ambiente, afirma textualmente no item 8.3.5: *As estruturas de aço devem ser protegidas e/ou verificadas para os efeitos de temperaturas elevadas, de origem operacional (p. ex.: em indústrias) ou accidental (p. ex.: no caso de incêndios).*

Para a elaboração da NBR 14323 (4) foram analisadas diversas normas estrangeiras de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, entre as quais a norma britânica BS 5950: Part 8: 1990 (9), tendo-se optado pela pré-norma europeia Eurocode 3 (13). A adoção de uma norma referencial é importante por assegurar a consistência e a uniformidade do texto. A opção pelo Eurocode 3 Part 1-2 deveu-se principalmente aos seguintes aspectos:

- Trata-se da especificação mais recente sobre o assunto em foco;
- Seus métodos têm sido aprovados e recomendados por grandes pesquisadores europeus, tais como Margareth Law e R. M. Lawson (Reino Unido), J. Kruppa (França), L. Twilt (Países Baixos), J. B. Schleich (Luxemburgo), U. Wickstrom (Suécia) e J. C. Dotreppe (Bélgica), e baseiam-se em estudos teóricos e experimentais cujos resultados estão normatizados há quase trinta anos;

- É elaborado pelo CEN (European Committee for Standardization), que congrega 18 países da Europa, recebendo, portanto, apoio maciço neste continente;
- Atende aos critérios de racionalidade exigidos por todas as normas atuais;
- A bibliografia técnica e científica abordando suas bases e fundamentação teórica é suficientemente farta.

A NBR 14323 (4) trata do dimensionamento em incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos e perfis formados a frio, de elementos estruturais mistos aço-concreto (vigas mistas, pilares mistos e lajes de concreto com fôrma de aço incorporada) e de ligações executadas com parafusos ou soldas.

Entende-se por dimensionamento em incêndio a verificação dos elementos estruturais e suas ligações no que se refere à capacidade de resistência aos esforços solicitantes em temperatura elevada, e à determinação da espessura e características do material de proteção contra incêndio que estes elementos estruturais e ligações possam vir necessitar. Considera-se que o colapso estrutural deva ser evitado por um tempo suficiente para possibilitar:

- a) a fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança;
- b) a segurança das operações de combate ao incêndio;
- c) a minimização de danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública.

Este tempo recebe a denominação de tempo requerido de resistência ao fogo, é referido simplificadaamente como tempo de resistência ao fogo ou apenas resistência ao fogo e é representado pela sigla TRRF.

Atendidos estes requisitos, o colapso estrutural pode ocorrer. O tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) depende de vários fatores, mas principalmente do tipo de ocupação, da altura e da área da edificação e da existência e profundidade de subsolos. O TRRF pode ser influenciado pelas medidas ligadas à prevenção e à extinção do incêndio, à compartimentação do edifício e à fuga das pessoas. Existe uma norma brasileira publicada em janeiro de 2000 pela ABNT que trata do assunto, a NBR 14432, intitulada “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações” (5).

Com relação à conservação do patrimônio, o entendimento mais aceito internacionalmente é que se trata de uma opção apenas do proprietário da edificação, sem ingerência das autoridades públicas. Se este desejar que a estrutura resista ao incêndio por um tempo além do estritamente necessário, deverá arcar com um maior custo da própria estrutura ou da sua proteção. Se não quiser correr o risco de ter algum prejuízo econômico em função do colapso estrutural, deverá fazer um seguro adequado.

1.2 – Trabalhos Produzidos no Brasil

No Brasil, foram produzidos poucos trabalhos relacionados à segurança da estrutura de aço em situação de incêndio. Dentre estes, os mais significativos são os citados abaixo:

Melhado, S. B. (18), que aborda, em dissertação de mestrado, a fundamentação do comportamento das estruturas de aço em situação de incêndio e apresenta critérios de proteção para este tipo de estrutura.

Silva, V. P., (23) que em tese de doutorado apresenta de forma rigorosa o estudo do 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 nas peças estruturais. Nesta tese, é analisada a influência da ventilação, da carga de incêndio e da geometria da seção transversal na temperatura do elemento estrutural. Além disso, 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. É recomendado, ainda, um método simplificado de dimensionamento das peças estruturais em situação de incêndio, analisando-se a influência das não-linearidades geométrica do material e das deformações térmicas.

Abreu, L. M. P. e Fakury, R. H. (1), estudaram a elevação de temperatura em perfis de aço. Foi desenvolvido um programa para a determinação da temperatura de elementos estruturais protegidos e sem proteção. Este programa ajudou no desenvolvimento das curvas de elevação de temperatura apresentadas no capítulo 3 deste trabalho e possibilitou, em vários momentos da elaboração dessa dissertação a determinação rápida e prática da elevação de temperatura para os diversos tipos de perfis de aço.

Souza Júnior, V. (28), que desenvolveu um estudo para análise de pórticos de aço sob altas temperaturas, levando em consideração as variações das propriedades mecânicas do material;

Fakury, R. H. (14), produziu um trabalho com objetivo divulgar e ilustrar o uso da NBR 14323 (4), apresentando detalhadamente o método simplificado de cálculo. Além disso, são mostrados aspectos relativos às propriedades do aço em situação de incêndio, à combinações de ações, à proteção das estruturas de aço, à elevação de temperatura e à temperatura crítica. São também apresentados tópicos relacionados com métodos avançados de análise estrutural e térmica além de abordar estruturas pertencentes à vedação e estruturas externas em situação de incêndio.

1.3 – Sobre o Presente Trabalho

Neste trabalho será abordado o dimensionamento em situação de incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados e perfis soldados não-híbridos na seguinte ordem:

Capítulo 2: considerações sobre as características dos incêndios e sobre os tempos requeridos de resistência ao fogo, de acordo com a NBR 14432(5);

Capítulo 3: descrição geral, com análise e justificativas teóricas dos métodos previstos pela NBR 14323(4);

Capítulo 4: elaboração e exemplo completo de dimensionamento em situação de incêndio segundo a NBR 14323(4);

Capítulo 5 : desenvolvimento de um programa de computador para o dimensionamento de elementos estruturais de aço submetidos à força normal, flexão e solicitações combinadas;

Capítulo 6: conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

É importante ressaltar o fato de serem poucos os estudos feitos no país sobre o dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Sendo assim, espera-se que os fundamentos teóricos e os resultados aqui expostos contribuam não só para o trabalho de engenheiros ligados ao assunto mas também para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS E TEMPO DE RESISTÊNCIA

2.1 – Temperatura dos Gases

De acordo com Silva (23), a principal característica de um incêndio, no que concerne ao estudo das estruturas é a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, visto que a partir dessa curva é possível calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e, portanto, sua correspondente resistência a altas temperaturas.

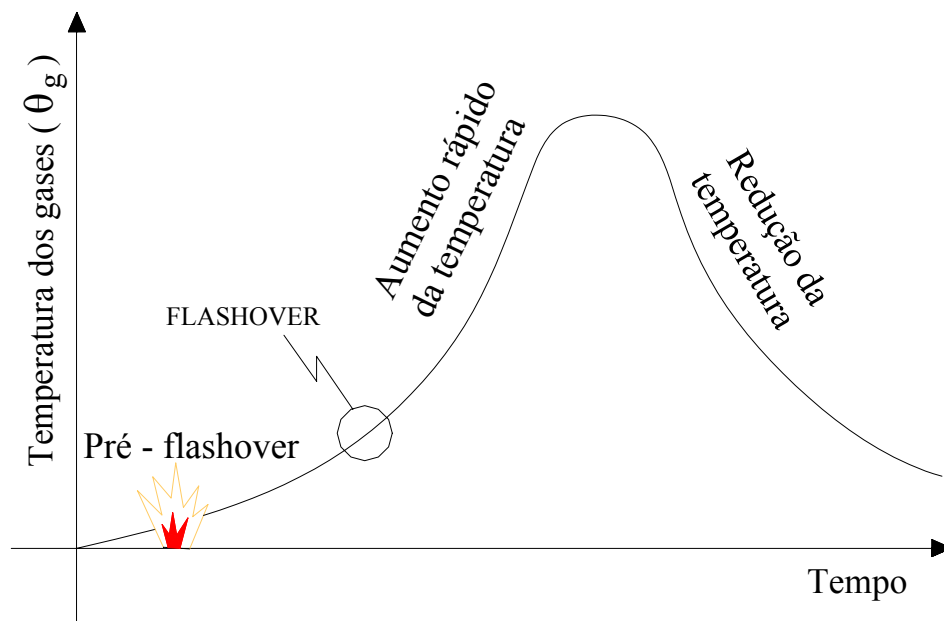


Figura II.1 - Evolução da Temperatura dos Gases em Incêndio

A curva figura II.1 fornece a temperatura dos gases (θ_g) em relação ao tempo de incêndio. Essa curva apresenta uma fase inicial (pré-flashover) com baixas temperaturas, na qual o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem riscos à vida humana e à estrutura. Após essa fase, tem-se um aumento brusco da inclinação da curva no instante em que ocorre o denominado incêndio generalizado (flashover), entrando em ignição a superfície de toda a carga combustível presente no ambiente. O incêndio assume grandes proporções, tomando todo o compartimento, e a temperatura dos gases eleva-se rapidamente até todo o material combustível extinguir-se, e então há a redução gradativa da temperatura dos gases.

Ensaio realizados em áreas compartimentadas demonstraram que a elevação da temperatura dos gases depende:

- da geometria do compartimento incendiado;
- das características térmicas dos materiais de vedação;
- da quantidade de material combustível;
- do grau de ventilação do ambiente.

A figura II.2 mostra diversas curvas de incêndio, obtidas variando-se a quantidade de material combustível (8) em quilo de equivalente de madeira. A figura II.3 mostra também diversas curvas de incêndio (8), mas variando-se a ventilação em uma parede do compartimento.

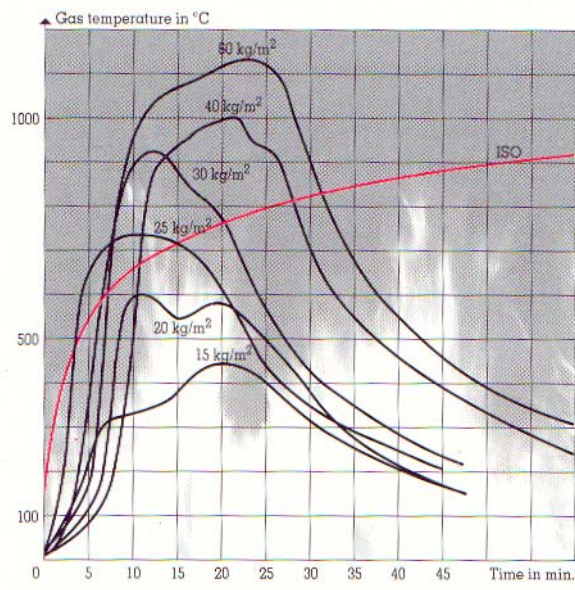


Figura II.2 - Variação da temperatura dos gases para diferentes cargas combustíveis

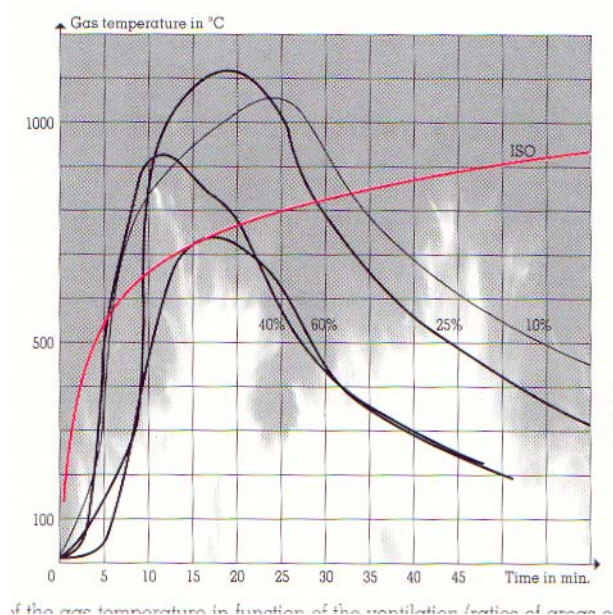


Figura II.3 - Variação da temperatura dos gases para diferentes áreas de ventilação

Como para cada situação a curva temperatura-tempo do incêndio se altera, convencionou-se adotar uma curva padronizada para servir de modelo em análises experimentais de estruturas ou materiais isolantes térmicos em fornos de institutos de pesquisa. Essa curva padronizada (figuras II.4) é dada pela expressão:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (\text{II.1})$$

podendo ser adotada no dimensionamento estrutural (θ_g é a temperatura dos gases, em °C e t o tempo, em minutos). Esse modelo é conhecido como incêndio-padrão, e é previsto pela NBR 5628 (3). As figuras II.2 e II.3 mostram também a curva de incêndio padrão para comparação.

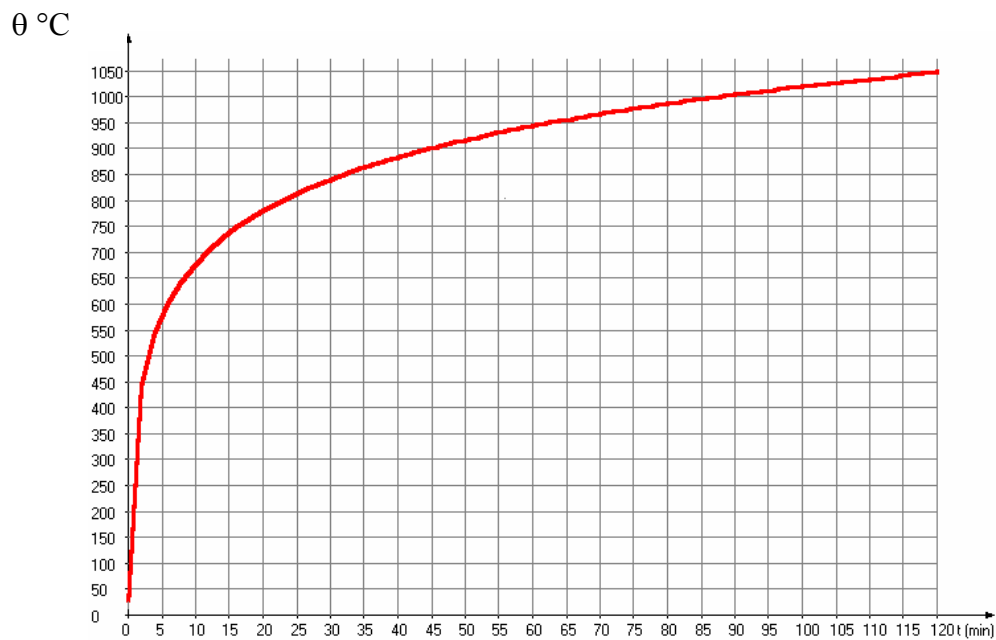


Figura II.4 – Incêndio padrão

2.2 – Teste do Incêndio Padrão

O princípio básico do teste do incêndio padrão é que o elemento estrutural seja carregado para produzir as mesmas tensões que ocorreriam no elemento quando este fizesse parte de uma estrutura. O elemento carregado é então aquecido em fornos especiais e sua curva temperatura-tempo medida e controlada até que ocorra seu rompimento.

Tradicionalmente, vigas e lajes são aquecidas pela parte inferior e pilares são aquecidos pelos quatro lados, como mostrado na figura II.5:

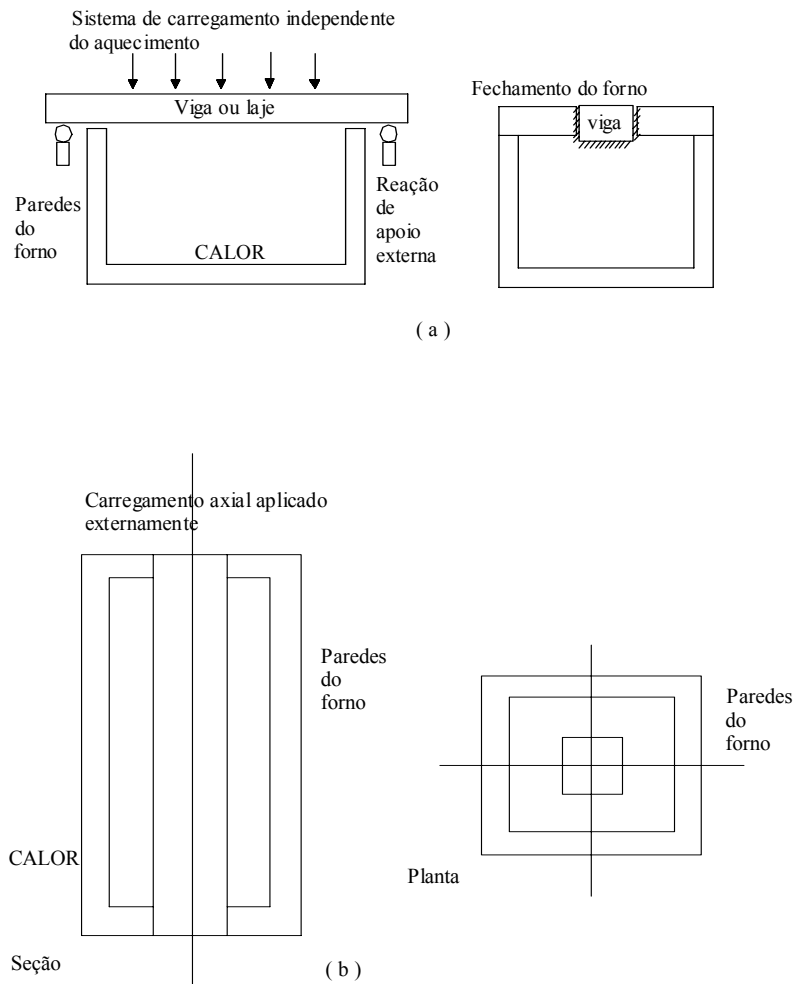


Figura II.5 - Teste do Incêndio Padrão: a) Vigas e b) Pilares

2.3 – Resistência ao fogo

Sob o ponto de vista da proteção passiva do edifício, torna-se necessário conhecer o comportamento dos componentes da estrutura de aço face à elevação de temperatura. Será visto posteriormente como o fogo afeta as propriedades do material aço. Interessa, porém, uma abordagem mais direta para verificar o tempo de resistência necessário para que uma estrutura resista às solicitações existentes em uma situação de incêndio.

A manutenção da estabilidade estrutural por um tempo mínimo, basicamente o tempo de fuga ou retirada dos ocupantes do edifício, é condição essencial para a segurança dos edifícios de estrutura de aço em caso de incêndio. Para que se mantenha essa estabilidade, é preciso verificar:

- A resistência ao fogo dos componentes estruturais em si nas condições de solicitação de serviço;
- O comportamento das ligações entre componentes diante dos esforços gerados pelas deformações com o aumento da temperatura;
- A análise da estrutura como um todo, objetivando encontrar pontos falhos e de estabilidade ou aproveitar reservas de resistência do sistema estrutural, visando à economia da obra.

As normas e os códigos de construção relativos ao problema de segurança contra incêndio estabelecem, em função do tipo de ocupação, altura do edifício e características do seu conteúdo, os tempos de resistência ao fogo, que são, em tese, um período durante o qual a estrutura deverá manter a estabilidade e continuar resistindo às suas solicitações de serviço. Dada a complexidade envolvida e a dificuldade de verificação dessas condições em ensaios de laboratório, foram elaboradas no Brasil duas normas que orientam a verificação por cálculo analítico do comportamento ao fogo de estruturas de aço: NBR 14323 (4) e NBR 14432 (5).

Em princípio, a metodologia para abordagem do problema pode assumir características puramente analíticas ou puramente experimentais; ou, como é comum, pode se tratar de método misto, isto é, analítico e utilizando dados de ensaios em laboratório. De qualquer forma, os ensaios de componentes fornecem dados imprescindíveis ao processo de verificação do comportamento ao fogo. As normas NBR 14323 e NBR 14432 estabelecem critérios para a realização do cálculo analítico através de tabelas onde é obtido o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) utilizado posteriormente para a verificação da estrutura em situação de incêndio.

2.4 - Obtenção da Resistência ao Fogo Através de Ensaios em Laboratório

Um dos métodos pelo qual a segurança contra incêndio é considerada no projeto da estrutura de um edifício consiste em provar, através de ensaios

normatizados, que seus componentes apresentam resistência ao fogo maior ou igual à requerida.

A norma brasileira que trata do tema é a NBR 5628 (3), cabendo observar que o seu texto, ainda que de forma implícita, foi redigido com vistas a ensaios de peças de concreto. De qualquer modo, vários conceitos são aplicáveis a componentes de aço. Determina-se a resistência ao fogo pelo tempo decorrido desde o início do ensaio até a ocorrência da ruína da peça, estando a mesma carregada e submetida a esforços que normalmente correspondem às condições de serviço durante todo o período de ensaio. A evolução das temperaturas é controlada para que possa ser empregada a curva padrão temperatura-tempo.

Os ensaios de resistência ao fogo são internacionalmente aceitos como recurso de obtenção de dados de projeto. Apesar das limitações que apresentam – por exemplo, a imprecisão na reprodução dos vínculos das peças – os seus resultados podem ser associados a métodos analíticos de cálculo, permitindo extrapolar os resultados e obter uma análise final completa da estrutura com um número muitas vezes reduzido de ensaios.

Dentro desse enfoque metodológico que utiliza resultados experimentais, uma definição apropriada de resistência ao fogo é dada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, de Portugal:

“ Tempo durante o qual os componentes de construção sujeitos a uma evolução normalizada de temperatura mantêm a sua estabilidade, assegurando, no caso de elementos separadores, a estanqueidade às chamas e o isolamento térmico entre as duas faces ”.

A partir da definição do LNEC, tem-se uma idéia mais abrangente do que seria o conjunto de componentes estruturais de um edifício em termos de segurança contra incêndio; além do “esqueleto” estrutural propriamente dito, paredes, muros e elementos divisórios devem suportar as condições do incêndio durante um tempo determinado em cada caso, atendendo às seguintes exigências de desempenho:

- estabilidade, que se traduz pela capacidade de manter suas funções estruturais;

- estanqueidade, ou capacidade da peça de não permitir a passagem de chamas e gases para a face não exposta ao incêndio, comprometendo a segurança de vidas humanas ou propagando o incêndio a outros ambientes, o que implica em restrições de fissuração do material;
- isolamento térmico, que deve ser tal que não sejam atingidas altas temperaturas na face oposta ao incêndio, que poderiam originar novas combustões ou comprometer a segurança de vidas humanas.

É usual que a avaliação de estabilidade, estanqueidade e isolamento térmico sejam independentes e, de fato, várias normas estrangeiras assim o determinam. No caso da legislação francesa (10), a consideração de cada resultado separadamente conduz à seguinte classificação:

- componentes “estáveis ao fogo” (SF – Stables au Feu), que satisfazem ao critério de estabilidade apenas;
- componentes “para-chamas” (PFL – Pare-Flammes), que atendem aos requisitos de estabilidade e estanqueidade a chamas e gases;
- componentes “corta-fogo” (CF – Coppe-Feu), que são aqueles cujo aquecimento da face não exposta é baixo o suficiente para qualificá-los como isolantes, além de satisfazer os critérios anteriores.

Para os componentes com função puramente estrutural, é o critério de estabilidade que definirá a sua classificação de resistência ao fogo, dentro de uma das categorias:

F 30 – resistência ao fogo por 30 minutos
F 60 – resistência ao fogo por 60 minutos
F 90 – resistência ao fogo por 90 minutos
F 120 – resistência ao fogo por 120 minutos
F 180 – resistência ao fogo por 180 minutos
F 240 – resistência ao fogo por 240 minutos

Tabela II.1 – Classificação de resistência ao fogo

Na realização dos ensaios, devem ser reproduzidas, tanto quanto possíveis, as condições reais de exposição a que o componente estará submetido;

o tamanho da amostra ensaiada, porém, sofrerá limitações próprias do método, ou seja, a amostra terá as dimensões totais da peça desde que não se ultrapassem as medidas internas úteis do forno. O elemento ensaiado deverá incluir, ainda, de acordo com o caso, segundo a NBR 5628 todos os tipos de junta previstos, os sistemas de fixação e apoio, os vínculos e os acabamentos que reproduzam as condições de uso. O mesmo vale para as condições de umidade da amostra, que deverão, no início do ensaio, estar próximas às condições normais.

Para avaliar a estabilidade, durante o ensaio, são medidas as deformações da peça até o limite que, no caso de vigas, pode ser caracterizado por uma flecha superior a 1/30 do vão livre.

Quanto à estanqueidade, a sua verificação é feita com um teste de inflamação de chumaços de algodão, passados ao longo de fissuras, através das quais as chamas e os gases podem passar, caracterizando a perda de estanqueidade do elemento. Já o critério de isolamento térmico implica a medição de temperaturas em pontos da face não exposta.

Tanto dos componentes estruturais quanto daqueles que desempenham função de compartimentação, o interesse é de se conhecer qual o comportamento apresentado ao ser submetido à exposição normalizada, com o que se obtêm dados que auxiliam na análise do conjunto. Os ensaios de laboratório, como instrumento de análise, devem estar inseridos em um procedimento maior de verificação do comportamento face ao incêndio, já que são relativamente onerosos e, isoladamente, não constituem subsídio suficiente para as necessárias considerações de segurança.

2.5 - Obtenção da Resistência ao Fogo Através do Cálculo Analítico

Para a obtenção da resistência ao fogo através do método analítico será adotada a norma NBR 14432. Essa norma estabelece as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais que integram os edifícios para que, em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural e sejam atendidos os requisitos de estanqueidade e isolamento por um tempo suficiente para possibilitar:

- A fuga dos ocupantes da edificação em condições de segurança;

- A segurança das operações de combate ao incêndio;
- A minimização de danos a edificações adjacentes e à infra-estrutura pública.

Os métodos utilizados para assegurar que os elementos construtivos atendam aos tempos requeridos de resistência ao fogo são:

- Aplicação de materiais de proteção capazes de garantir a resistência ao fogo determinada de acordo com o item 3.4;
- Verificação da segurança estrutural do elemento construtivo de acordo com norma brasileira aplicável para o tempo requerido de resistência ao fogo e determinado de acordo com o item 3.6.

2.6 - Critérios de Resistência ao Fogo

Os critérios estabelecidos pela NBR 14432 baseiam-se na resistência ao fogo dos elementos construtivos, considerando as condições de exposição do incêndio-padrão, e foram estabelecidos tendo em conta o estágio de desenvolvimento da engenharia de segurança contra incêndio e a simplicidade de sua aplicação. Esses critérios pressupõem o atendimento de todas as exigências dos regulamentos aplicáveis, especialmente quanto às compartimentações horizontal e vertical, às saídas de emergência e aos chuveiros automáticos.

Os critérios de resistência ao fogo consideram a severidade ou o potencial destrutivo dos incêndios, condicionados por fatores associados ao tipo de ocupação, à área dos compartimentos e à altura da edificação. Esta última é um fator importante de agravamento de risco em face das conseqüências de um eventual colapso estrutural, do tempo necessário de evacuação, das dificuldades especiais impostas ao combate ao incêndio e da possibilidade de propagação vertical do incêndio.

2.7 - Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo (TRRF)

Os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) devem ser determinados conforme o anexo 1, obedecendo-se às considerações da NBR 14432.

CAPÍTULO 3

DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

3.1 – Métodos utilizados

Conforme a NBR 14323 (4), o dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser feito por meio de resultados de ensaios, ou por meio do método simplificado de dimensionamento, ou um método avançado de análise estrutural e térmica, ou ainda por uma combinação entre ensaios e cálculos.

O dimensionamento por meio de resultados de ensaios pode ser feito desde que os ensaios tenham sido realizados em laboratório nacional ou laboratório estrangeiro, de acordo com Norma Brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

O dimensionamento por meio de cálculo:

- deve ser feito usando-se o método dos estados limites;
- deve levar em consideração que as propriedades mecânicas do aço e do concreto debilitam-se progressivamente com o aumento de temperatura e como consequência, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural ou ligação como resultado de sua incapacidade de resistir às ações aplicadas;
- pode ser feito usando-se o *método simplificado*, apresentado no item 3.6 deste trabalho, ou um *método avançado* de acordo com o item 3.10.

3.2 – Propriedades do Aço em Situação de Incêndio

3.2.1 - Propriedades Mecânicas

3.2.1.1 - Limite de Escoamento e Módulo de Elasticidade

A exposição do aço a altas temperaturas faz degenerar suas características físicas e químicas, o que causa redução de rigidez e de resistência. A figura III.1 fornece fatores de redução, relativos aos valores a 20°C, para o limite de escoamento e para o módulo de elasticidade dos aços estruturais em temperatura elevada, respectivamente, de modo que:

$$k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y \quad (\text{III.1})$$

$$k_{E,\theta} = E_\theta / E \quad (\text{III.2})$$

onde:

$f_{y,\theta}$ = limite de escoamento do aço à uma temperatura θ_a ;

f_y = limite de escoamento do aço à temperatura ambiente (20°C);

E_θ = módulo de elasticidade do aço à uma temperatura θ ;

E = módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (20°C).

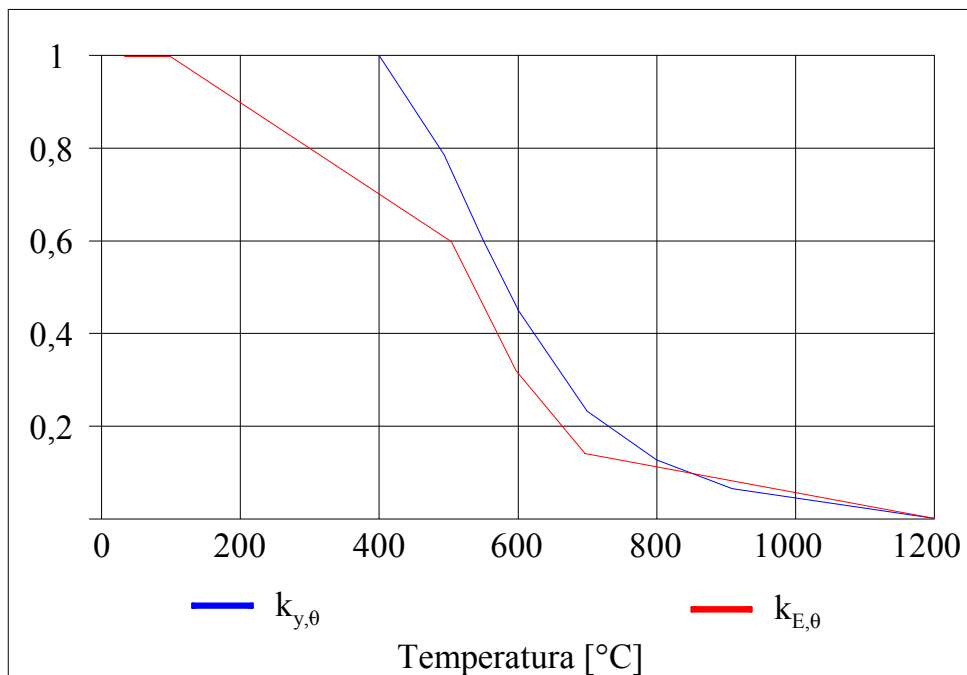


Figura III.1 - Fatores de redução do limite de escoamento e módulo de elasticidade do aço

A tabela III.1 apresenta os valores de $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ com objetivo de facilitar sua obtenção prática.

Temperatura do aço θ_a (°C)	Fator de redução para o limite de escoamento $k_{y,\theta}$	Fator de redução para o módulo de elasticidade $k_{E,\theta}$
20	1,000	1,0000
100	1,000	1,0000
200	1,000	0,9000
300	1,000	0,8000
400	1,000	0,7000
500	0,780	0,6000
600	0,470	0,3100
700	0,230	0,1300
800	0,110	0,0900
900	0,060	0,0675
1000	0,040	0,0450
1100	0,020	0,0225
1200	0,000	0,0000

Nota: Para valores intermediários da temperatura do aço, pode ser feita interpolação linear

Tabela III.1 - Valores de $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$

3.2.1.2 - Massa Específica

A massa específica do aço, em qualquer temperatura, pode ser tomada constante e com o valor mostrado abaixo, de acordo com a NBR 14323(4):

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{III.3})$$

3.2.2 - Propriedades Térmicas

3.2.2.1 - Alongamento

O alongamento do aço varia com o aumento da temperatura e pode ser determinado da seguinte forma (figura III.2):

- para $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 750^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (\text{III.4})$$

- para $750^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 860^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (\text{III.5})$$

- para $860^{\circ}\text{C} < \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (\text{III.6})$$

Onde:

l = comprimento a 20°C ;

Δl = expansão térmica provocada pela temperatura;

θ_a = temperatura do aço, em grau Celsius.

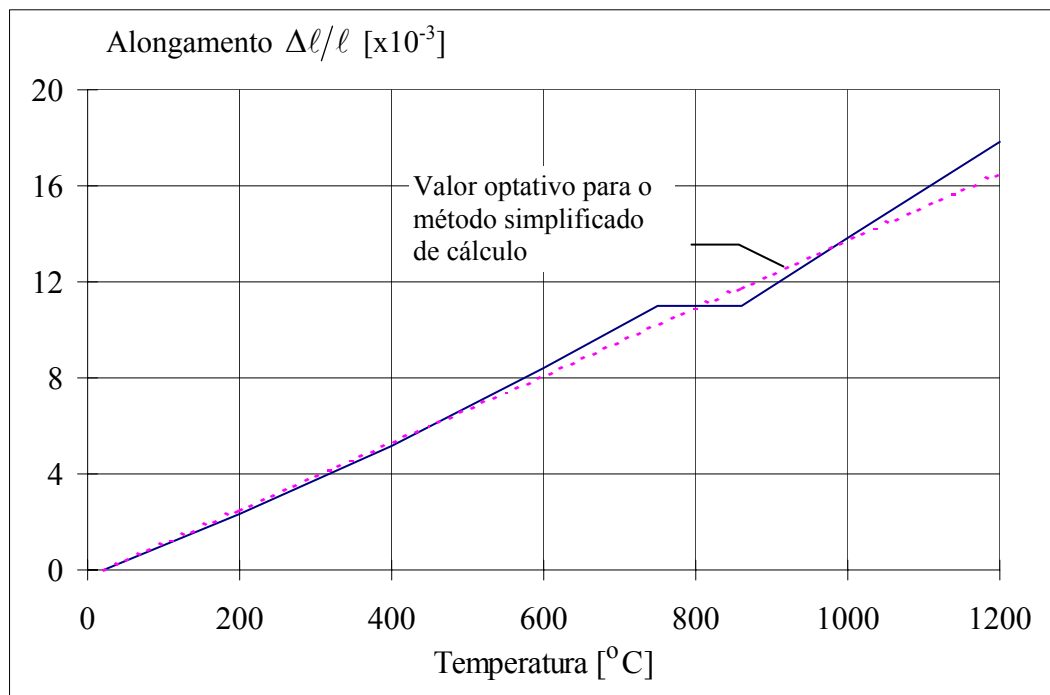


Figura III.2 - Alongamento do aço em função da temperatura

Caso se empregue o método simplificado de cálculo, apresentado no item 3.6 deste trabalho, o valor do alongamento pode ser tomado igual a:

$$\frac{\Delta \ell}{\ell} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (\text{III.7})$$

onde: θ_a = temperatura do aço (°C).

3.2.2.2 - Calor Específico

O calor específico do aço, ou seja, a relação entre a quantidade de calor fornecida a ele e a sua elevação de temperatura, varia com o aumento da mesma e pode ser determinado da seguinte forma (figura III.3):

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

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (\text{III.8})$$

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

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (\text{III.9})$$

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

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (\text{III.10})$$

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

$$c_a = 650 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \quad (\text{III.11})$$

Onde:

θ_a = temperatura do aço, em grau Celsius.

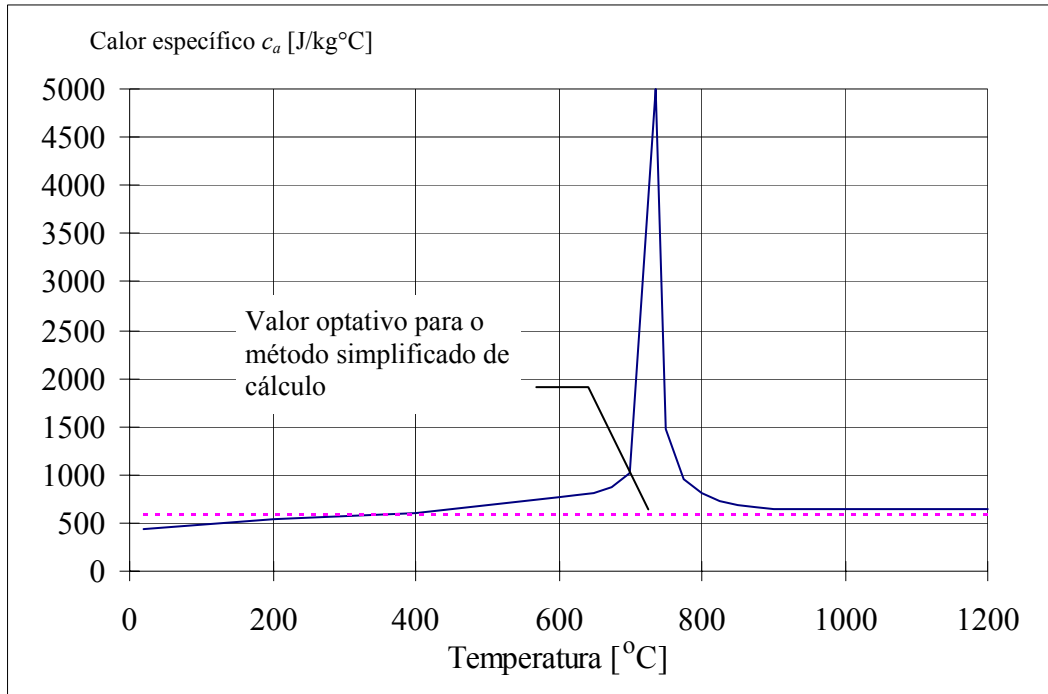


Figura III.3 - Calor específico do aço em função da temperatura

Caso se empregue o método simplificado de cálculo, apresentado no item 3.6 deste trabalho, o valor do calor específico pode ser tomado constante e igual a:

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^{\circ}C \quad (\text{III.12})$$

3.2.2.3 - Condutividade Térmica

A condutividade térmica do aço, a grosso modo definida como sua capacidade de transmissão de calor de uma face à outra, embora também varie com o aumento de temperatura, pode ser determinada da seguinte forma (figura III.4):

- para $20^{\circ}C \leq \theta_a < 800^{\circ}C$

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (\text{III.13})$$

- para $800^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}$

$$\lambda_a = 27,3 \quad (\text{III.14})$$

Onde:

θ_a = temperatura do aço, em grau Celsius.

Caso se empregue o método simplificado de cálculo pode ser considerada constante e igual a:

$$\lambda_a = 45 \text{ W/m}^{\circ}\text{C} \quad (\text{III.15})$$

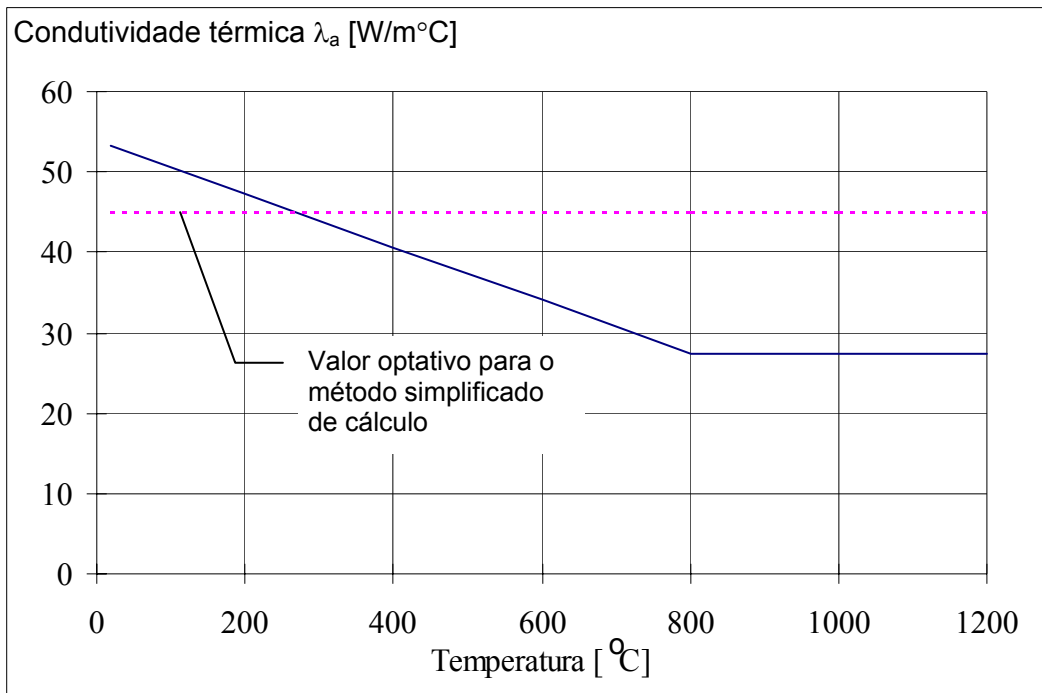


Figura III.4 – Condutividade térmica em função da temperatura

3.3 – Ações e Segurança

3.3.1. Capacidade Estrutural e Resistência

Considera-se que a capacidade estrutural de um elemento se mantém por um tempo t em incêndio se:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (\text{III.16})$$

onde:

$S_{fi,d}$ = solicitação de cálculo em incêndio;

$R_{fi,d}$ = resistência de cálculo do elemento estrutural para estado limite último em consideração, em incêndio, no tempo t obtido de acordo com a NBR 14432(5).

A solicitação de cálculo em incêndio, $S_{fi,d}$, deve ser obtida por meio de combinações de ações apropriadas, conforme 3.3.2. A resistência de cálculo em incêndio, $R_{fi,d}$, é dada por:

$$R_{fi,d} = \phi_{fi,a} R_{fi,n} \quad (\text{III.17})$$

onde:

$\phi_{fi,a}$ = coeficiente de resistência em incêndio, conforme 3.3.3;

$R_{fi,n}$ = resistência nominal em incêndio no tempo t obtida de acordo com NBR 14323(4).

3.3.2. Combinações de Ações

As combinações de ações para os estados limites últimos em incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 (2).

Considera-se então que as ações transitórias excepcionais, ou seja, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio, têm um tempo de atuação muito pequeno. Desta forma as combinações de ações, adotadas pela NBR 14323, podem ser expressas por:

- 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:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,2 F_Q \quad (\text{III.18})$$

- em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,4 F_Q \quad (\text{III.19})$$

- em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,6 F_Q \quad (\text{III.20})$$

onde:

F_{Gi} = valor nominal da ação permanente;

$F_{Q,exc}$ = valor nominal das ações térmicas;

F_Q = valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

γ_g = coeficiente de ponderação para as ações permanentes, de valor:

- 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.

São consideradas ações permanentes de pequena variabilidade apenas os pesos próprios de elementos metálicos e pré-fabricados, com controle rigoroso de peso.

Conforme se observa, a ação do vento não é considerada nas combinações apresentadas. Assim, para se levar em conta situações onde esta ação pode causar solicitações relevantemente elevadas na estrutura, deve-se também tomar a seguinte combinação:

$$\sum_{i=1}^n F_{Gi} + 0,5 F_V \quad (\text{III.21})$$

onde:

F_V = valor nominal da ação do vento, determinado de acordo com a NBR 6123 (6).

A figura III.5 apresenta as relações entre as combinações de ações em incêndio, e em temperatura ambiente conforme a NBR 8800 (7), para uma situação em que atuam apenas carga permanente e sobrecarga e em que as ações térmicas são desprezíveis. Esta figura apresenta, em destaque, também a faixa de variação usual do quociente entre carga permanente e sobrecarga em edifícios comerciais (entre 2,5 e 3,0) e residenciais (entre 3,6 e 4,1), shopping centers (entre 1,0 e 1,2) e edifícios garagem (entre 0,9 e 1,1).

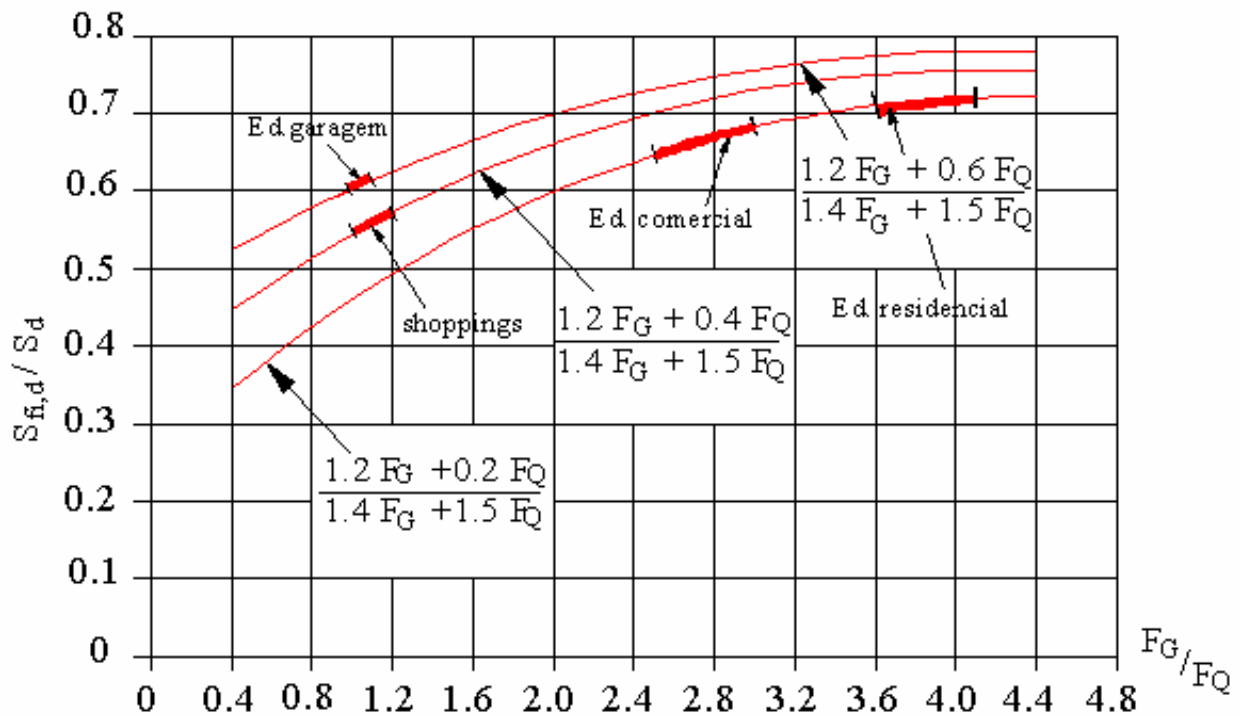


Figura III.5 - Combinações de ações

Nestas condições, a relação entre as solicitações de cálculo em incêndio e à temperatura ambiente ($S_{fi,d}/S_d$) se situa entre 0,64 e 0,67 nos edifícios comerciais, entre 0,69 e 0,71 nos edifícios residenciais, entre 0,55 e 0,57 nos shopping centers e entre 0,61 e 0,63 em edifícios garagem.

Na tabela III.2 é feita a comparação entre os coeficientes de ponderação apresentados nas normas BS 5951:Part 8:1990(9), Eurocode 1 (12) e a NBR 8681 (2).

AÇÃO	EC1/EC3	BS 5950	NBR 8681
Carga permanente	1,0	1,0	1,1 ou 1,2
Sobrecargas	0,5 a 0,9	0,8	0,2, 0,4 ou 0,6
Ventos	0 ou 0,5	0,33	0 ou 0,5

Tabela III.2 – Valores dos coeficientes de ponderação utilizados de acordo com cada norma

De acordo com a tabela III.2, pode-se perceber que, de fato, a norma britânica BS 5951 fornece uma combinação de ações em incêndio (em linhas gerais, $1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \text{ ou } 0,80 \times \text{sobrecarga} + 0,33 \times \text{vento}$) mais conservadora que a NBR 8681 (em linhas gerais, $1,10 \text{ ou } 1,20 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,2 \text{ ou } 0,4 \text{ ou } 0,6 \times \text{sobrecarga}$).

No entanto, o resultado final oferecido pela NBR 8681, na prática, fica próximo do resultado obtido por meio de estudos e normas mais recentes. Pode-se citar, por exemplo, o artigo intitulado *Load Combinations for Buildings Exposed to Fires*, apresentado em 1991 por Bruce R. Ellingwood e Ross B. Corotis, da Johns Hopkins University, no *Engineering Journal* do AISC, em que, após minucioso estudo, recomenda-se a adoção da seguinte combinação de ações em edifícios residências e comerciais:

$1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,50 \times \text{sobrecarga}$

Já o regulamento mais recente e aceito na Europa atualmente, a pré-norma Eurocode 1(12), de 1994, recomenda as seguintes combinações de ações:

- em edifícios residenciais e comerciais:

$1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,50 \times \text{sobrecarga}$ ou
 $1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,50 \times \text{vento} + 0,30 \times \text{sobrecarga};$

- em shoppings e áreas de reunião de pessoas:

$1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,70 \times \text{sobrecarga}$ ou
 $1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,50 \times \text{vento} + 0,60 \times \text{sobrecarga};$

- em depósitos:

$1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,90 \times \text{sobrecarga}$ ou
 $1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação térmica} + 0,50 \times \text{vento} + 0,80 \times \text{sobrecarga}.$

Pesquisando-se mais sobre o assunto, verifica-se que a norma suíça SIA 160 (Actions on Structures) (27), prevê uma combinação de ações para edifícios residenciais e comerciais menos conservadora que a NBR 8681, que é:

$$1,00 \times \text{carga permanente} + 1,00 \times \text{ação termica} + 0,30 \times \text{sobrecarga}$$

A seguir é feita uma comparação prática com os resultados que seriam obtidos com a combinação do Eurocode 1 (que para edifícios residenciais e comerciais coincide com a combinação proposta por Ellingwood e Corotis). A tabela apresenta esta comparação, para uma situação de carga permanente (CP) e sobrecarga (SC), tomando-se a faixa de variação entre estas duas ações normalmente verificada na prática.

SITUAÇÃO	TOTAL EM SC (NBR 8681) 1,2 CP + γ SC	TOTAL EM SC (Eurocode 1) 1,2 CP + ψ SC	RELAÇÃO NBR/Eurocode 1
Edif. Residenciais $2,0 \leq \text{CP/SC} \leq 4,1$ $\gamma = 0,2$ $\psi = 0,5$	2,60 \Leftrightarrow 5,12	2,50 \Leftrightarrow 4,60	1,04 \Leftrightarrow 1,11
Edif. Comerciais $1,5 \leq \text{CP/SC} \leq 3,0$ $\gamma = 0,2$ $\psi = 0,5$	2,00 \Leftrightarrow 3,80	2,00 \Leftrightarrow 3,50	1,00 \Leftrightarrow 1,09
Shoppings $0,8 \leq \text{CP/SC} \leq 1,2$ $\gamma = 0,4$ $\psi = 0,7$	1,36 \Leftrightarrow 1,84	1,50 \Leftrightarrow 1,90	0,91 \Leftrightarrow 0,97
Bibliotecas $0,75 \leq \text{CP/SC} \leq 1,1$ $\gamma = 0,6$ $\psi = 0,9$	1,50 \Leftrightarrow 1,92	1,65 \Leftrightarrow 2,00	0,91 \Leftrightarrow 0,96

Tabela III.3 – Comparação prática entre normas

Através da tabela III.3, pode-se verificar que a ação de cálculo da NBR 8681 em incêndio superou a do Eurocode 1 no máximo em 11% e foi superada no máximo em 9%. São resultados perfeitamente aceitáveis e que aparecem em qualquer comparação entre normas distintas.

3.3.3. Coeficiente de Resistência do Aço

A resistência do aço não necessita sofrer redução no dimensionamento em situação de incêndio, tendo em vista a excepcionalidade da ocorrência de um incêndio. Logo:

$$\phi_{f_i,a} = 1,00 \quad (\text{III.22})$$

3.4 – Proteção da Estrutura de Aço

3.4.1 – Generalidades

Para aumentar sua resistência a incêndio, os elementos estruturais de aço muitas vezes precisam ser envolvidos por materiais isolantes térmicos. Inicialmente, empregavam-se materiais e técnicas já existentes, como a execução de alvenarias contornando pilares ou o embutimento de pilares ou vigas em concreto (figura III.6).

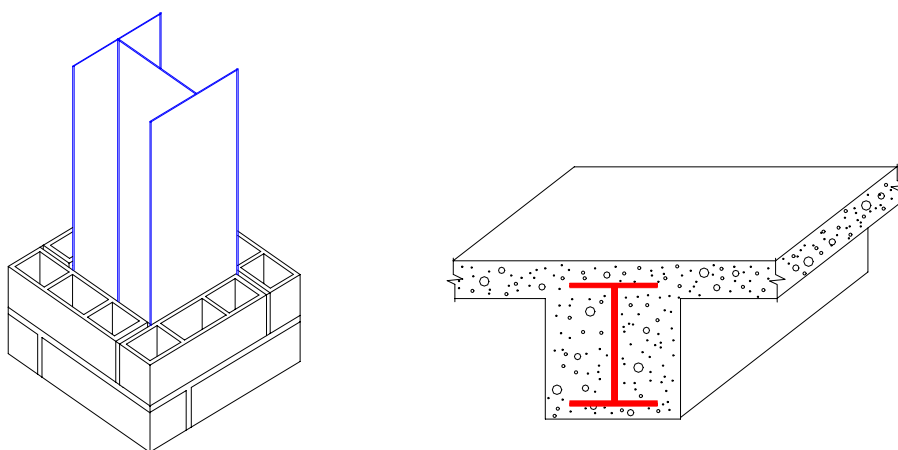


Figura III.6 - **Proteções clássicas da estrutura de aço em incêndio**

Atualmente, além desses procedimentos clássicos, são empregados materiais especialmente desenvolvidos para esta função, sendo que os mesmos devem possuir as seguintes características:

- ser bons isolantes térmicos em temperaturas elevadas para minimizar a possibilidade de acesso do calor ao aço;
- manter-se íntegros durante a evolução do incêndio sem apresentar fissuras ou descolamentos.

3.4.2 - Classificação dos Revestimentos

Os revestimentos podem ser classificados segundo o material constituinte, a morfologia e a técnica de colocação.

Quanto ao material constituinte, pode-se ter alvenaria, concreto de cimento Portland, concreto leve (de agregados leves ou concreto celular), argamassa à base de cimento, de fibras minerais, de vermiculita ou de gesso, mantas de fibras cerâmicas, de fibras minerais ou de lã de rocha, tintas intumescentes e outros.

Quanto à morfologia, os revestimentos podem ser classificados em tipo contorno ou tipo caixa; nesse último caso, podem se apresentar com ou sem vãos, conforme mostra a figura III.7, para situações típicas de pilares e vigas sobrepostas por laje de concreto.

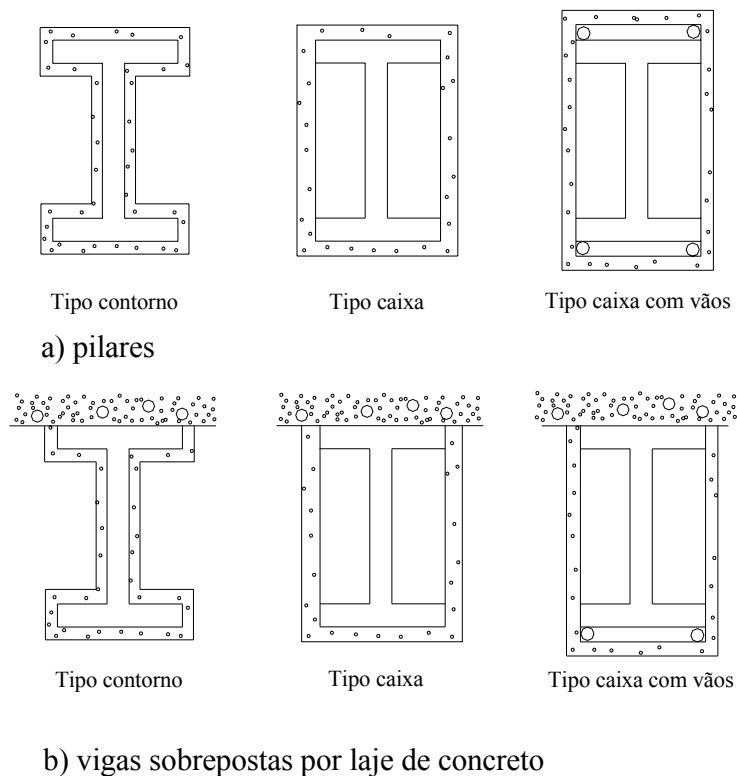
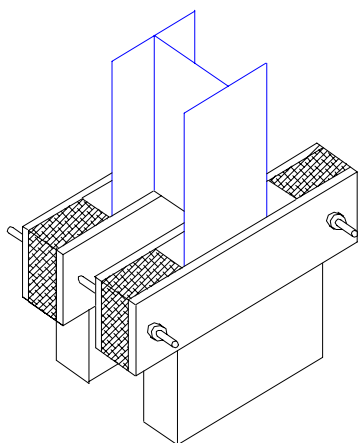


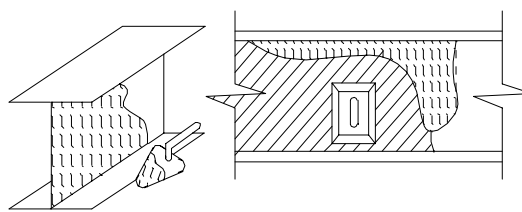
Figura III.7 - **Revestimentos tipo contorno e tipo caixa**

Quanto à técnica de colocação, os revestimentos geralmente são (figura III.8 e III.9):

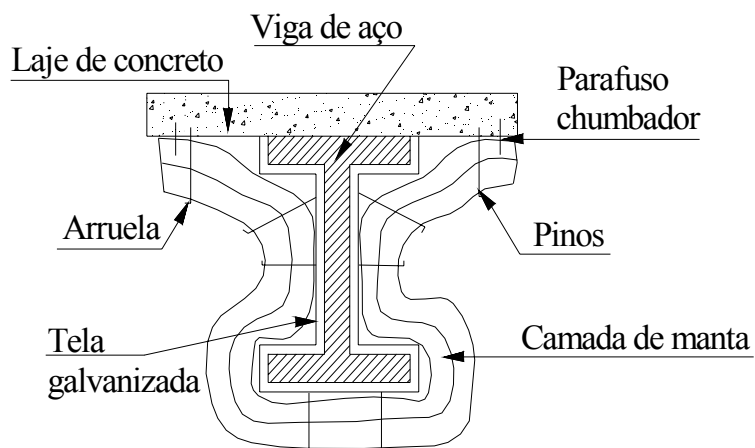
- moldados com o uso de formas;
- aplicados manualmente;
- aplicados por jateamento;
- fixados por dispositivos apropriados;
- montados.



Massa moldada com o uso de forma



Aplicação manual com colher e desempenadeira



Fixação de manta cerâmica com dispositivos adequados

Figura III.8 – Técnicas de execução dos revestimentos

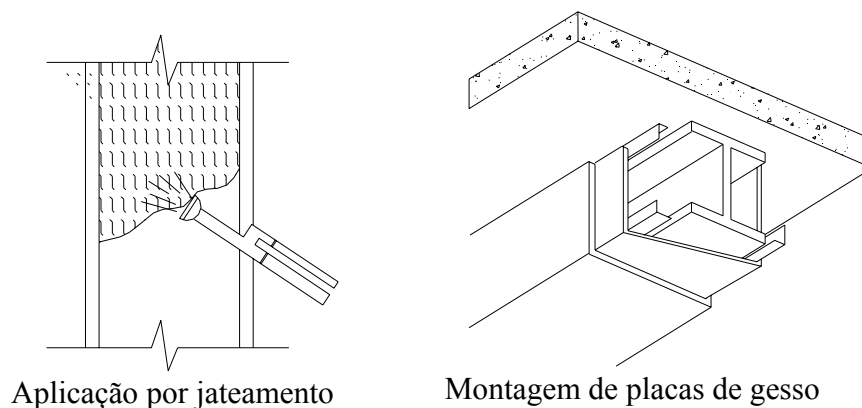


Figura III.9 – **Técnicas de execução dos revestimentos**

3.4.3 - Aplicação dos Revestimentos

De modo geral:

- as alvenarias envolvem o elemento estrutural de aço, constituindo proteção tipo caixa;
- os concretos são aplicados com o uso de formas e podem constituir proteções tipo contorno ou caixa;
- as argamassas podem ser obtidas na forma de placas e montadas em volta do elemento estrutural, constituindo proteção tipo caixa ou aplicadas por jateamento, constituindo proteção tipo contorno;
- as mantas podem constituir proteção tipo contorno, sendo fixadas com auxílio de pinos metálicos soldados ao perfil de aço, ou proteção tipo caixa, quando são apoiadas em uma tela empregada como base.

As tintas intumescentes, que são aplicadas por meio de pistola de ar comprimido, apresentam um comportamento diferente dos demais materiais em incêndio. Quando aquecidas, uma fina película de 55 a 2500 μm de espessura se transforma em uma volumosa camada, similar a uma esponja, que atua como isolante térmico. Tais tintas geralmente são degradáveis na presença de água e, quando utilizadas em superfícies sujeitas a intemperismo, necessitam de pinturas de base e de acabamento compatíveis.

Maiores detalhes a respeito de materiais isolantes térmicos, incluindo formas e local de aplicação e técnicas de colocação, podem ser obtidos diretamente com os fabricantes.

3.4.4 - Propriedades dos Revestimentos

As propriedades mecânicas e térmicas de materiais isolantes térmicos específicos são fornecidos pelos respectivos fabricantes. Como referência, a tabela III.4 fornece alguns dados genéricos.

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (kg/m³)	CALOR ESPECÍFICO (J/kg°C)	CONDUTIVIDADE TÉRMICA (W/m°C)
Argamassa de fibras minerais	200-350	1050	0,08-0,10
Placas de vermiculita	150-300	1200	0,12-0,17
Placas de vermiculita e gesso	800	1200	0,15
Argamassa de vermiculita	300-800	920	0,06-0,15
Argamassa de gesso	500-800	1700	0,20-0,23
Mantas de fibras minerais	100-500	1500	0,23-0,25
Mantas cerâmicas	64-192	1067	0,10-0,25
Concreto celular	300-1000	1200	0,12-0,40
Concreto leve	1200-1600	1200	0,64-0,81
Concreto de Cimento Portland	2200-2400	1200	1,28-1,74

Tabela III.4 - Propriedades típicas de materiais isolantes térmicos

3.4.5 - Alguns Exemplos de Revestimentos

Os materiais de proteção passiva são aqueles que, de alguma forma, cumprem a função de proteger as estruturas de aço da ação direta do fogo no caso de incêndio. Desde a introdução da terracota, uma argila modelada e cozida em

forno, como material de revestimento e proteção dos elementos estruturais dos edifícios norte-americanos, no final do século XIX, o envolvimento dos perfis metálicos com diferentes materiais e produtos tem como finalidade aumentar a sua capacidade de resistência ao fogo.

Esse envolvimento pode fazer uso de técnicas tradicionais, com materiais componentes de alvenarias ou mesmo a própria concretagem que envolve os pilares e as vigas de aço, utilizar placas rígidas de materiais compostos, como gesso e vermiculita, argamassa de asbesto, argamassa de vermiculita, mantas de fibra-cerâmica, manta de lã-de-rocha ou produtos mais recentes, como as tintas intumescentes e os “cementitious fireproofing”, à base de gesso e fibras.

3.4.5.1 - Argamassa de Asbesto

As argamassas de asbesto são constituídas de fibras de amianto (silicato de magnésio) com cimento.

O amianto ou asbesto é uma pedra fibrosa que se desfaz nas mãos ao ser tocada, sendo encontrada na natureza preenchendo as fraturas entre rochas. A argamassa atomizada junto com água era aplicada sobre as superfícies metálicas, na forma de “spray”. Esse produto foi, durante muito tempo, muito empregado como material de proteção passiva de estruturas de aço, até ter sua utilização proibida nos Estados Unidos, décadas atrás, e mais recentemente na França, devido aos riscos à saúde atribuídos à poeira de amianto, cujas fibras são consideradas altamente cancerígenas.

3.4.5.2 - Argamassa de Vermiculita

São argamassas de agregado leve, à base de vermiculita, que pertencem ao grupo dos minerais micáceos, silicatos hidratados de composição variada, originados da alteração das micas, com ponto de fusão em torno de 1370 °C.

A vermiculita, quando aquecida, perde água, intumescce e se expande, adquirindo a forma de um verme. Tem massa específica de 100 a 130kg/m³, enquanto a areia, para efeito comparativo, passa a ter em torno de 1600kg/m³. É encontrada no mercado na forma de blocos, para dosagem na obra, ou pré-

misturada a seco com aditivos e cimento, para posterior adição de água. As espessuras das camadas variam de 10 a 40 mm, com massas específicas variando de 300 a 800kg/m³, dependendo do tipo da massa e da capacidade de isolamento requeridos. Podem ser aplicadas por meio de “spray” ou por processos manuais, com o uso de espátulas.

3.4.5.3 - Mantas de Fibra Cerâmica

A manta de fibra cerâmica é um produto obtido da eletrofusão de sílica e alumina. As fibras que a compõem são multidirecionais e entrelaçadas por um processo contínuo de agulhamento, conferindo às mantas boa resistência ao manuseio e à erosão. Seu ponto de fusão ocorre a aproximadamente 1760°C, sendo a temperatura de uso limite de 1260°C. São fornecidas em rolos com 7620mm de comprimento, 610mm de largura, espessuras de 13 a 51 mm de espessura, nas massas específicas de 96 e 128 kg/m³. Podem ser utilizadas tanto na proteção tipo caixa quanto na tipo contorno.

Na proteção tipo contorno do perfil, o material pode ser fixado por meio de pinos de aço carbono galvanizado soldados às peças metálicas e às arruelas ou por cintas metálicas. Os pinos são soldados automaticamente por máquinas especiais pelo processo de arco elétrico. O espaçamento entre pinos, tanto na direção horizontal quanto na vertical, deve estar em torno de 300mm.

A proteção tipo caixa é mais econômica, pois leva a fatores de massividade mais baixos e menores áreas a revestir, porém suas vantagens se perdem em perfis com altura de alma maior que 150 mm. Nesse caso, faz-se necessário o emprego de uma tela como base para apoio das mantas. As telas deverão ser fixadas aos pinos de ancoragem por meio de arruelas de pressão perfuradas, de aço galvanizado. Por não resistir à umidade e à abrasão, as mantas cerâmicas devem ser empregadas em locais abrigados e protegidas por algum tipo de acabamento superficial.

3.4.5.4 - Mantas de Lã de Rocha

A lã de rocha é produzida a partir da alteração de pedras basálticas, cujas fibras estão dispostas de forma aleatória.

As mantas são fornecidas nas massa específicas de 144 kg/m^3 , para proteção tipo de caixa, e na densidade de 96 kg/m^3 , nas proteções do tipo contorno dos perfis metálicos. Seu ponto de fusão está acima de $1200 \text{ }^\circ\text{C}$.

3.4.5.5 - Tintas Intumescentes

São consideradas como revestimentos fogo-retardantes por possuir a propriedade de retardar a propagação das chamas e a conseqüente elevação da temperatura do aço que está protegendo. Trata-se de fenômeno pelo qual o calor provoca uma reação em cadeia, transformando uma fina película de $55 \text{ }\mu\text{m}$ a $2500 \text{ }\mu\text{m}$ de espessura em uma volumosa camada, parecida com uma esponja, que age como isolante térmico.

Esses produtos geralmente são degradáveis na presença de água, necessitando de uma pintura de base e de acabamento compatíveis com a tinta intumescente quando utilizados para revestir superfícies de estruturas de aço sujeitas à ação de intemperismo.

3.4.5.6 - “Cementitious Fireproofing” ou argamassa composta de gesso e fibras

O gesso é obtido da gipsita (sulfato de cálcio hidratado) cozida a baixa temperatura. Quando aquecido, o seu conteúdo de água começa a evaporar, retardando a transmissão de calor e propiciando ao material uma considerável resistência térmica. Ao final, esta irá desintegrar-se quando não houver mais água no seu interior. Para aumentar a resistência ao fogo do gesso, são adicionadas pequenas quantidades de determinadas fibras para deixá-lo mais reforçado, de forma que somente se desintegre a altas temperaturas.

O Monokote MK-6, da Grace Brasil, por exemplo, consiste em uma argamassa à base de gesso “pó seco”, comercializado em sacos de 22 kg , ao qual se adiciona controladamente água potável; após uma rápida mistura, já pode ser utilizado. A sua aplicação se dá por “spray”, empregando bombas projetoras. As espessuras das camadas variam de 10 a 69 mm , dependendo do fator de massividade dos perfis e do tempo de proteção requerido. A massa específica seca do produto é de 240 kg/m^3 . Por suas características, deve ser utilizado nos elementos estruturais de aço abrigados da ação direta do intemperismo.

3.5 – Elevação da Temperatura do Aço

3.5.1 – Mecanismos de transmissão de calor

O calor é uma forma de energia em trânsito. A transferência de calor entre dois corpos que possuem temperaturas distintas, isto é, os mecanismos associados à troca de calor sensível são: a condução, a convecção e a radiação.

3.5.1.1 - Condução

Supondo-se um material constituído por várias partículas, com uma determinada região de temperatura mais elevada do que as demais, ocorrerá, nessa região, uma maior agitação das partículas. A partir daí, haverá a transmissão gradativa da agitação entre partículas vizinhas, mesmo sem haver abandono da posição inicial, gerando, com isso, a transferência de calor dentro do corpo.

Pode-se então concluir que existe a necessidade de um meio material para que o mecanismo se processe, de modo que, quanto mais efetivo o contato entre dois corpos a temperaturas diferentes, maior potencialidade de ocorrência de transferência de calor por condução. Assim, pode-se explicar a menor condução de calor nos gases, onde as partículas estão muito mais distantes uma das outras em comparação ao que ocorre em materiais sólidos.

O calor transferido entre duas superfícies em temperaturas distintas pode ser calculado através da Lei de Fourier:

$$Q = -\lambda_m \cdot A \frac{\theta_c - \theta_b}{\Delta x} \Delta t \quad (\text{III.23})$$

Onde:

λ_m = condutividade térmica do material;

A = área da seção atravessada pelo calor;

Δ_x = percurso realizado;

θ_c e θ_b = temperatura em cada uma das superfícies.

O fluxo de calor “ q ”, ou a quantidade de calor trocada na unidade de tempo, é dado por:

$$q = -\lambda_m \cdot A \cdot \frac{\theta_c - \theta_b}{\Delta_x} \quad (\text{III.24})$$

Deve-se ressaltar que a condutividade térmica, característica de cada material, pode variar para um mesmo material para acentuadas variações de temperatura. Alguns valores de coeficiente λ_m à temperatura ambiente são apresentados na tabela abaixo para alguns materiais, entre eles o aço:

MATERIAL OU SUBSTÂNCIA	CONDUTIVIDADE TÉRMICA- λ_m (W/m°C)
Óleo lubrificante	0,14
Água	0,59
Concreto	1,40
Cimento amianto	0,88
Aço	5,62
Tijolos comuns	0,88
Gesso	0,20
Madeira	0,12

Tabela III.5 – Condutividade térmica

3.5.1.2 – Convecção

Quando existe um escoamento de um fluido nas imediações de um corpo, estando ambos a temperaturas diferentes, ocorre troca de calor entre eles através do mecanismo denominado convecção. Esta pode ser natural, quando o movimento do fluido é decorrente de diferenças de densidade entre regiões distintas do mesmo, ou forçada, quando o movimento é induzido por agentes mecânicos, tais como ventiladores ou bombas.

A convecção natural tem sua origem no aquecimento de um fluido em uma região localizada, provocando uma diminuição de sua densidade e gerando a tendência de ascensão dessa porção, com o conseqüente movimento descendente do fluido mais frio que está acima.

Considere-se uma superfície plana em contato com o fluido em movimento. Nas imediações da interface de ambos, será formada uma camada estratificada de fluido, que pode ser imaginada como um conjunto de partículas do próprio fluido com velocidades decrescentes em direção à superfície, sendo que o extrato de contato pode ser considerado com velocidade nula. Define-se camada limite como sendo a película de fluido que abrange os estratos desde o contato com a superfície até a região em que a velocidade seja 99% da velocidade do fluido. A troca de calor pode ser imaginada como ocorrendo por troca de partículas mais aquecidas por menos aquecidas, camada a camada, constituindo uma ponte entre o fluido em movimento e a superfície em questão. Por essa razão, a temperatura não é constante em toda a região anteriormente descrita, ocorrendo uma variação de θ_m (temperatura do meio) a θ_s (temperatura da superfície).

Essa variação depende fundamentalmente do escoamento do fluido, das propriedades térmicas do fluido e da superfície e da geometria do sistema. Para simplificar a solução do problema, introduz-se o conceito de coeficiente de transmissão de calor por convecção (h) através da seguinte expressão, que determina o fluxo de calor por convecção entre o meio e a superfície em estudo:

$$q = h A (\theta_m - \theta_s) \quad (\text{III.25})$$

A determinação de h deve ser feita experimentalmente. Qualitativamente, pode-se tirar algumas conclusões:

- A velocidade do fluido, influenciando na espessura da camada limite, afeta significativamente o valor de h ;
- O sentido da troca de calor também tem grande importância: na medida em que o ar quente possui a tendência de subir, a convecção em uma laje é muito mais fácil – e, portanto, h é maior – no sentido de baixo para cima do que no sentido contrário.

3.5.1.3 – Radiação

Pela análise dos itens anteriores conclui-se que a transmissão de calor pode acontecer através de um meio material estático (condução) ou um meio material em movimento (convecção). A transmissão de calor por radiação é um mecanismo que prescinde a existência do meio material na medida em que a energia é transportada através de ondas eletromagnéticas. A rigor, a radiação é mais eficiente no vácuo, já que a existência de um meio material a ser atravessado implica na dissipação da energia trocada entre dois corpos afastados.

O mecanismo de radiação consiste, simplificada, na emissão de ondas eletromagnéticas por um corpo aquecido (energia radiante), que, absorvidas por um receptor, transformam-se em energia térmica.

Deve-se destacar que todo corpo que esteja a uma temperatura superior ao zero absoluto emite calor sob a forma de radiação. A velocidade de propagação de uma radiação eletromagnética no vácuo é dada por:

$$v = \lambda \cdot f = 3 \times 10^8 \text{ m/s} \quad (\text{III.26})$$

Onde: λ = comprimento de onda e f a frequência da radiação.

Um corpo, a uma temperatura θ , emite radiações com comprimento de onda e direções bastante variáveis. Denomina-se poder emissivo total (E) a energia que é irradiada de uma superfície por unidade de área e tempo. Para um corpo ideal, a energia emitida para cada comprimento de onda pode ser visualizada através de uma curva análoga à da figura III.10.

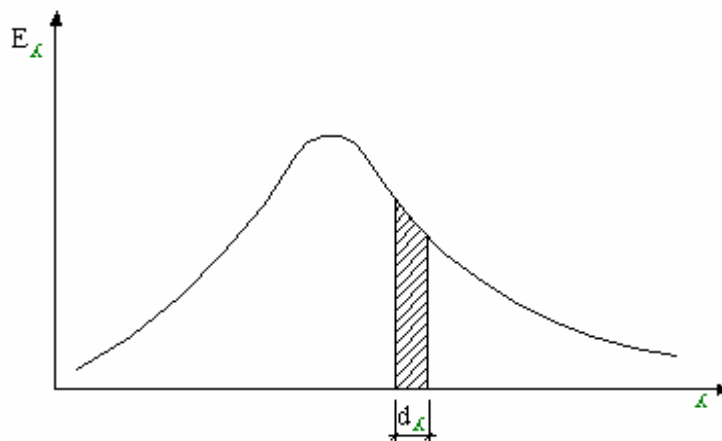


Figura III.10 – Energia emitida para cada comprimento de onda

Da observação do gráfico anterior, nota-se que, para a temperatura θ em questão, existe uma faixa de comprimentos de onda (região do pico do gráfico) que abrange a maior parte da energia emitida. Verifica-se que, para temperaturas mais elevadas, existe um deslocamento dessa faixa de comprimentos de onda preferenciais para o lado esquerdo, isto é, quanto mais quente o corpo emissor mais predominam as emissões com pequeno comprimento de onda. Esse fato pode ser utilizado para se inferir a temperatura dos corpos em função da cor que apresentam quando sucessivamente aquecidos.

Após entender a natureza da origem das radiações térmicas, pode-se observar o que ocorre quando as mesmas atingem um corpo receptor: a radiação incidente é em parte refletida, em parte transmitida e em parte absorvida.

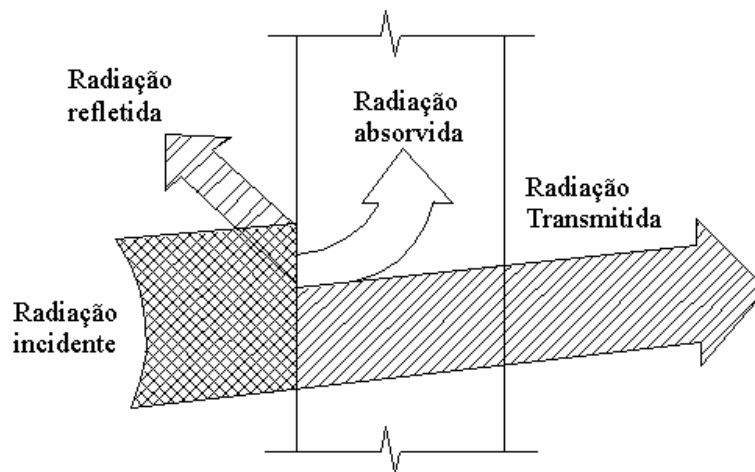


Figura III.11 – Distribuição da radiação incidente

O balanço de energia do fenômeno é o seguinte:

$ \begin{array}{cccc} \textit{Radiação} & = & \textit{radiação} & + & \textit{radiação} & + & \textit{radiação} \\ \textit{Incidente} & & \textit{refletida} & & \textit{absorvida} & & \textit{transmitida} \end{array} $

O que, em percentuais, pode ser escrito como:

$$1 = \rho + \alpha + \delta \tag{III.27}$$

Onde:

ρ = refletividade (fração da energia incidente que é refletida pela superfície do corpo receptor);

α = absorvidade (fração da energia incidente que é absorvida pelo corpo receptor);

δ = transmissividade (fração da energia incidente que é transmitida através do corpo receptor).

Quanto à reflexão, as superfícies dos receptores podem ser classificadas em: especulares, quando se verifica a lei da ótica de igualdade entre os ângulos formados pela radiação incidente e a refletida com a normal à superfície, e difusas, no caso em que a radiação incidente é refletida em várias direções.

Quanto à radiação absorvida, parte do calor gerado será dissipado para o ambiente interno ao receptor (por condução através do corpo e convecção na interface com o meio interno) e parte voltará ao próprio ambiente externo por convecção.

Ainda quanto ao que acontece com relação à radiação incidente, a parcela transmitida através do corpo receptor obedece às leis óticas da refração.

Na tabela III.6 (17), são mostrados alguns valores de emissividade para diversos materiais em relação a dois comprimentos de onda, um para radiações de baixa frequência (grandes comprimentos de onda), característicos de baixas temperaturas, e outro para radiações de alta frequência, características das altas temperaturas.

Material da superfície	Emissividade à temperatura ambiente (9,5μm)	Emissividade à luz solar (0,6μm)
Telhas de alumínio	0,22	0,30
Metal polido	0,06	0,45
Aço galvanizado	0,25	0,66
Ferrugem	0,96	0,89
Asfalto	0,93	0,93
Tijolo	0,93	0,70
Pintura vermelha	0,96	0,74
Pintura branca	0,95	0,18

Tabela III.6 - Emissividades

Observa-se que um metal polido, inserido em uma habitação em condições normais (onde as radiações que o atingem são provenientes de vedações internas, de móveis e revestimentos com grande comprimento de onda), comporta-se como um mal emissor e, considerando-se um equilíbrio térmico, como um mal absorvedor de energia. No caso da ocorrência de um incêndio ou no caso de esse mesmo metal estar submetido a radiações solares, ambas as situações caracterizadas por ondas de alta frequência, tem-se um acentuado o aumento nos níveis de absorvidade e emissividade do metal.

3.5.2. Temperatura do Aço

3.5.2.1. Fator de Massividade

O índice de aumento de temperatura de um elemento estrutural de aço sem proteção em incêndio é proporcional ao seu fator de massividade u/A , (tabela III.7) onde:

u = perímetro do elemento estrutural de aço exposto ao incêndio;

A = área da seção transversal do elemento estrutural de aço.

Se o elemento estrutural for protegido por material isolante térmico, o fator de massividade passa a ser dado pela relação u_m/A , (tabela III.8), onde:

u_m = perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio;

A = área da seção transversal do elemento estrutural de aço.

Isso significa que, entre elementos com mesma área, aquele que possuir a menor superfície exposta ao incêndio (pela qual se dá a transferência de calor com o ambiente), se aquecerá mais lentamente que os demais. Similarmente, entre elementos com a mesma superfície exposta, aquele com maior massa se aquecerá mais lentamente.

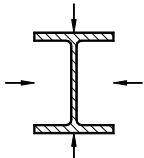
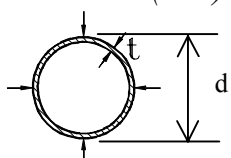
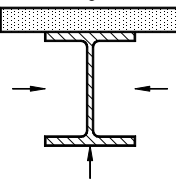
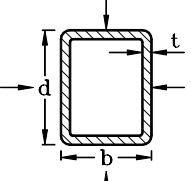
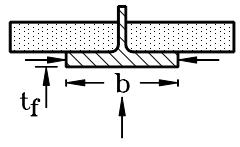
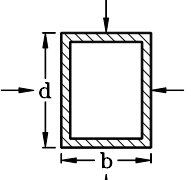
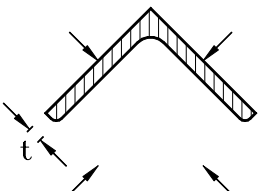
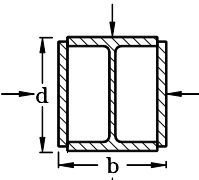
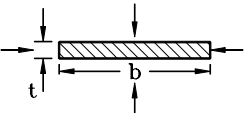
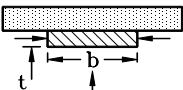
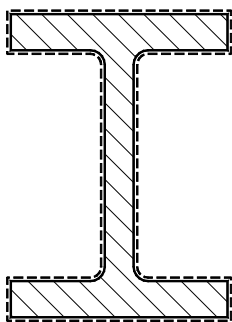
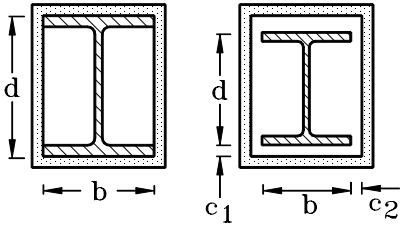
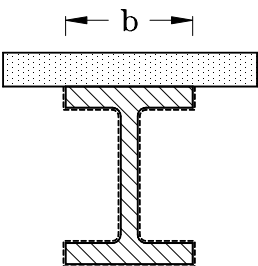
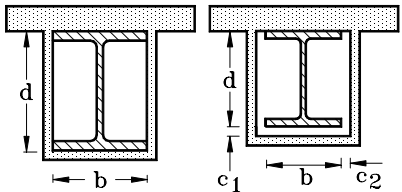
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\textit{perímetro}}{\textit{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\textit{perímetro exposto ao incêndio}}{\textit{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma retangular (ou seção caixão soldada de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+d}{t(b+d-2t)}$ 
<p>Mesa de seção I exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t_f}{bt_f}$ 	<p>Seção caixão soldada exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\textit{área da seção transversal}}$ 
<p>Cantoneira (ou qualquer seção aberta de espessura uniforme) exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2}{t}$ 	<p>Seção I com reforço em caixão exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\textit{área da seção transversal}}$ 
<p>Chapa exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+t)}{bt}$ 	<p>Chapa exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{b+2t}{bt}$ 

Tabela III.7- Fator de massividade para elementos estruturais sem proteção

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_m/A)
	Proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa ¹ de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{2(b + d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{\text{perímetro da peça aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	Proteção tipo caixa ¹ de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	$\frac{2d + b}{\text{área da seção da peça de aço}}$

¹ Para c_1 e c_2 superior a $d/4$, deve-se utilizar bibliografia especializada

Tabela III.8 - Fator de massividade para elementos estruturais com proteção

3.5.2.2 - Elemento Estrutural sem Proteção

A transmissão de calor para um elemento de aço sem proteção se faz por convecção e por radiação. Conforme se viu em 3.5.1, a convecção é o processo de transmissão de calor ocasionado pelo transporte de massas de ar quente decorrente de diferenças de densidade entre regiões distintas do ambiente, algumas vezes auxiliado por ventilação. A radiação, por sua vez, é um processo de transmissão de calor em que um corpo aquecido, no caso do incêndio, os gases, emitem ondas eletromagnéticas que, absorvidas pelo aço, transformam-se em energia térmica.

A elevação uniforme de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ em grau Celsius, de um elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio situado no interior da edificação, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (\text{III.28})$$

Onde:

u/A = fator de massividade em $1/m$ ($\geq 10 m^{-1}$);

ρ_a = massa específica do aço em kg/m^3 ;

c_a = calor específico do aço em $J/kg^\circ C$;

φ = fluxo de calor por unidade de área em W/m^2 ;

Δt = intervalo de tempo em s (não pode ser tomado maior que $25000(u/A)^{-1}$).

O valor de φ é composto por duas parcelas, uma devido ao processo de convecção e outra devido ao processo de radiação:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (\text{III.29})$$

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (\text{III.30})$$

e

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (\text{III.31})$$

Onde:

φ_c = componente do fluxo de calor devido à convecção em W/m²;

φ_r = componente do fluxo de calor devido à radiação em W/m²;

α_c = coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a 25 W/m² °C;

θ_g = temperatura dos gases (°C);

θ_a = temperatura na superfície do aço (°C);

ε_{res} = emissividade resultante, podendo ser tomada igual a 0,5.

Como exemplo, será determinado o aquecimento de um perfil I soldado 350 x 300 x 16 x 9,5(mm), sem proteção, exposto ao incêndio por todos os lados, por 60 minutos; tomando-se o calor específico do aço constante e igual a 600 J/kg°C:

- $u/A \cong 149$
- *intervalo de tempo $\Delta t \leq 25000/149 \cong 168 \text{ s} \Rightarrow$ será tomado 120 s*

Tempo (s)	θ_g (°C)	$\theta_g - \theta_a$ (°C)	$(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4$	φ (W/m ²)	$\Delta\theta_a$ (°C)	θ_a (°C)
0	20,00	0	-	-	-	20,00
120	444,50	424,50	$2,5766 \times 10^{-11}$	17917,03	68,02	88,02
240	543,89	455,87	$4,2831 \times 10^{-11}$	23539,46	89,36	177,38
360	603,12	425,74	$5,4804 \times 10^{-11}$	26180,54	99,39	276,77
Continuando até 60 minutos (3600 s), $\theta_a = 378,50, 475,77, 562,37, 633,90, 688,96, 729,34, 758,64, 780,55, 797,85, 812,33, 824,98, 836,38, 846,83, 856,53, 865,59, 874,09, 882,12, 889,72, 896,94, 903,82, 910,38, 916,66, 922,68, 928,46, 934,03, 939,38$ e finalmente, 944,55°C.						

Tabela III.9 – Evolução da temperatura em um perfil soldado 350x300x16x9,5(mm)

A figura III.12 mostra o aumento da temperatura em perfis com fatores de massividade 10, 20, 70, 110, 150 (aproximadamente a situação do exemplo), 200, 300 e 400, com objetivo de ilustrar a influência dessa propriedade no aumento da temperatura (quanto maior o fator de massividade, mais rápido é o aumento da temperatura).

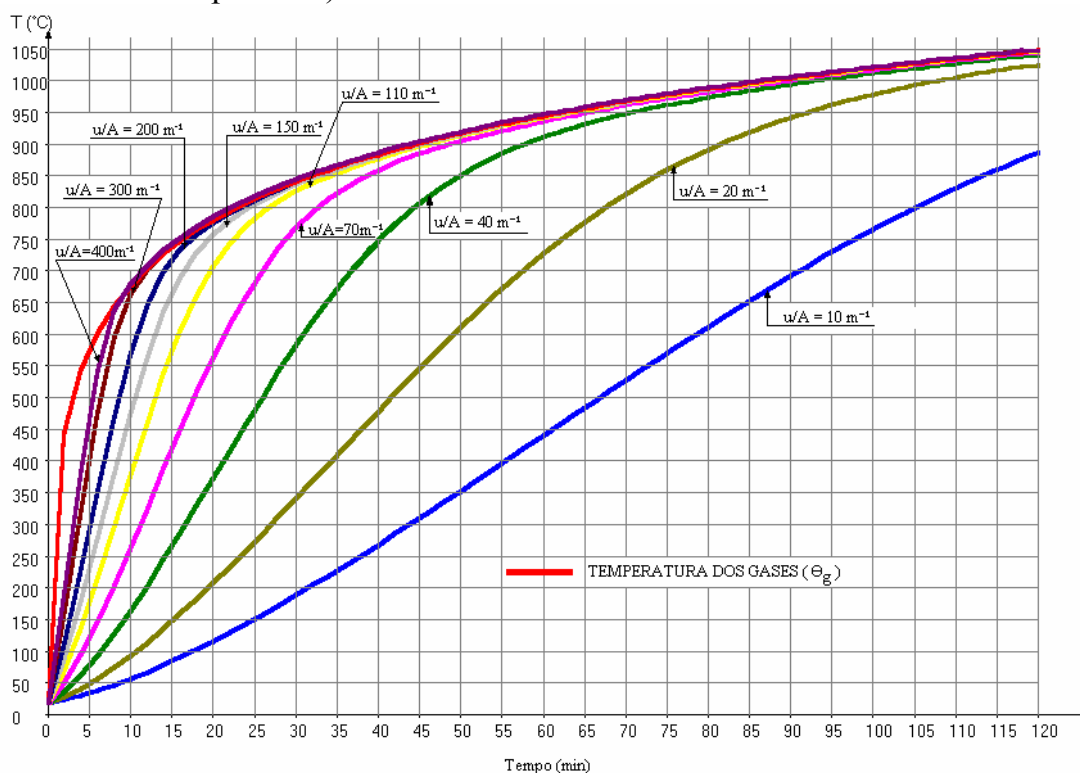


Figura III.12 - Aumento da temperatura de perfis sem proteção

3.5.2.2.1. Curva Temperatura-Tempo do Aço

Conhecida a curva temperatura-tempo do incêndio, o fator de massividade do elemento estrutural e algumas expressões da termodinâmica (transferência de calor), é possível determinar a curva temperatura-tempo desse elemento (com ou sem isolamento térmico) e, a partir daí, a máxima temperatura atingida por ele em um determinado tempo.

Em um trabalho desenvolvido por Vila Real, Paulo M.M. e Oliveira, Carlos M. da Universidade de Aveiro e da Universidade do Porto respectivamente (29), desenvolveu-se algoritmos de elementos finitos para simular o comportamento termomecânico de pilares de aço em altas temperaturas. Para as mesmas séries de perfis laminados de aço, foram comparadas as respostas térmicas obtidas com a formulação de elementos finitos e resultados obtidos usando-se a equação simplificada de condução de calor de

acordo com o Eurocode 3 (13), a mesma utilizada pela NBR 14323(4). A não-linearidade do problema devido à dependência entre as propriedades térmicas do material foi levada em conta, com especial atenção às leis constitutivas do material, as quais também dependem da temperatura. Um modelo elastoviscoplastico foi empregado para prever o desenvolvimento das tensões e deformações térmicas em pilares de aço.

Os resultados do modelamento numérico do comportamento mecânico de perfis laminados das séries HEB expostas ao incêndio padrão que atuou pelos quatro lados do perfil, como pode ser visto na figura III.13, são mostrados a seguir:

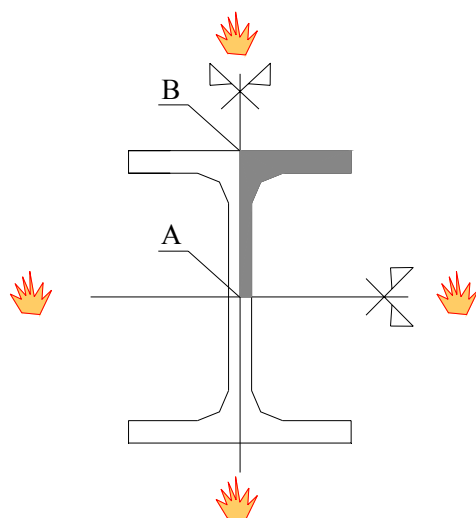


Figura III.13 – Perfil laminado exposto ao incêndio por quatro lados

Devido à simetria, somente um quarto do perfil foi analisado, sendo a malha de elementos finitos mostrada abaixo:

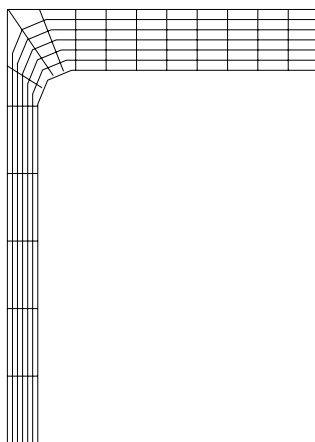


Figura III.14 – Malha de elementos finitos usada na análise

Na figura III.15, pode-se ver a evolução da temperatura no nó A das séries de perfis HEB, obtidos a partir da análise por elementos finitos e pela equação simplificada do Eurocode 3 e da NBR 14323.

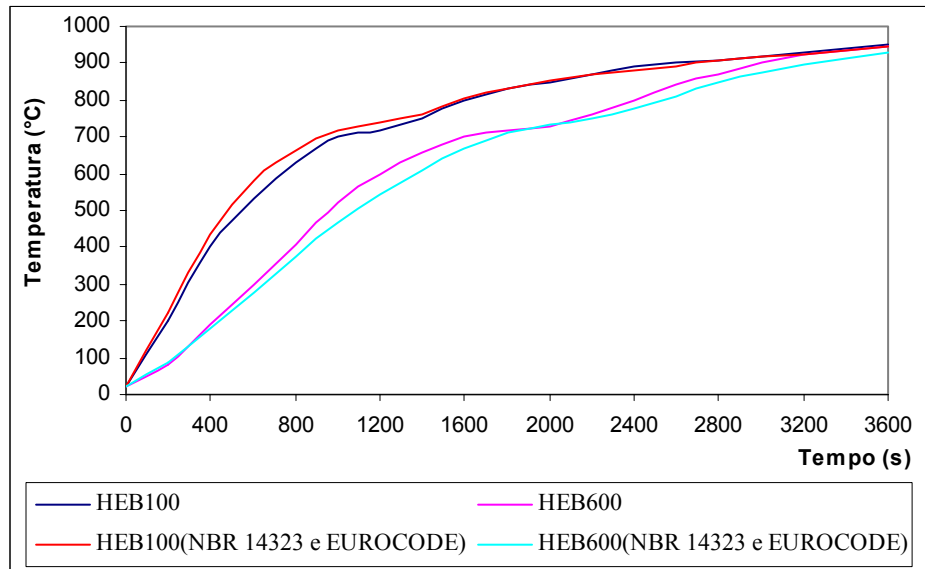


Figura III.15 – Evolução de temperatura no nó A

Na figura III.16, pode-se ver a relação entre temperatura e tempo no nós B de alguns dos perfis HEB, usando a equação simplificada do Eurocode 3 e NBR 14323 e a análise por elementos finitos.

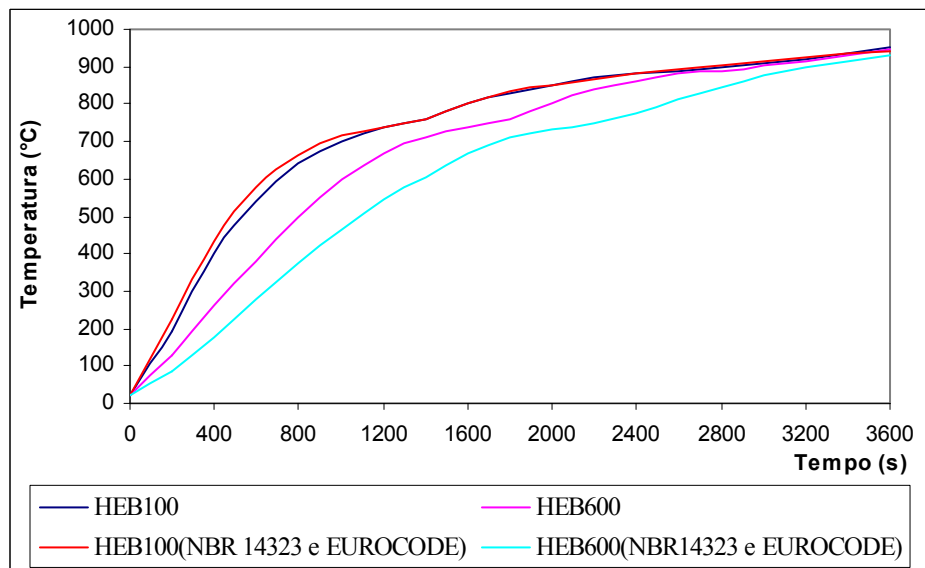


Figura III.16 – Evolução de temperatura em perfis HEB

Através da comparação entre os resultados obtidos pela análise por elementos finitos e pela equação simplificada de condução de calor do Eurocode 3, pode-se concluir que os resultados obtidos pelo Eurocode 3 e da NBR 14323 estão sempre entre os resultados obtidos para os nós A e B usando-se elementos finitos. Assim, concluiu-se que os resultados baseados no Eurocode 3 e na NBR 14323 ficam muito próximos da análise por elementos finitos.

3.5.2.3 - Elemento Estrutural com Proteção

Nos elementos estruturais de aço protegidos, conforme ilustra a figura III.17, o calor que chega ao metal depende fundamentalmente de como se processa sua condução através do material de proteção. Passam a ser importantes no processo também a condutividade térmica, o calor específico e a massa específica do material de proteção, além, é claro, de sua espessura.

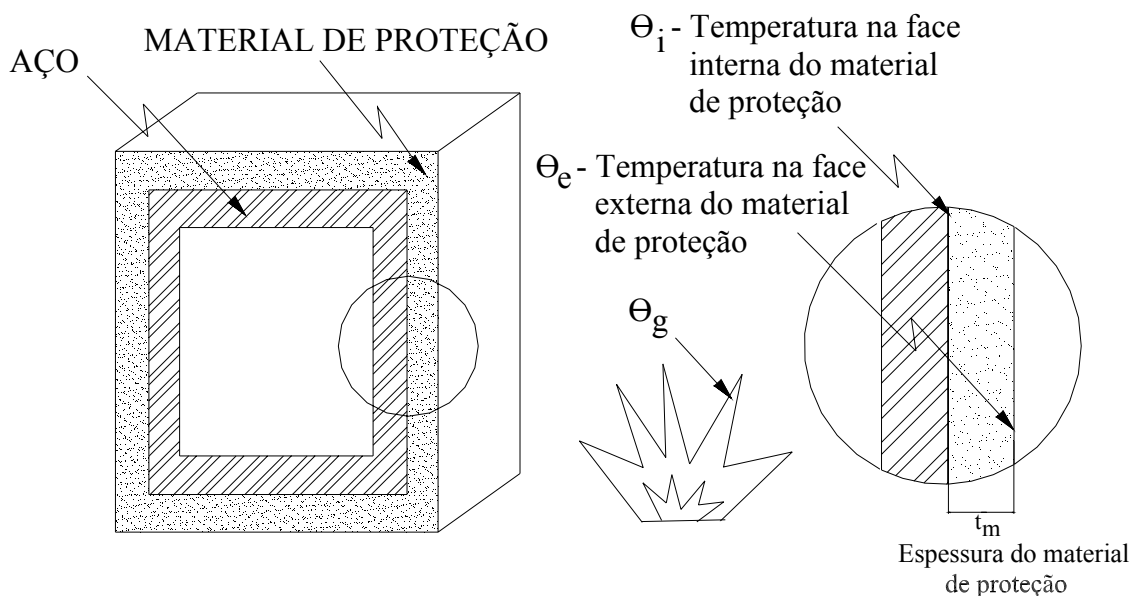


Figura III.17 - Fluxo de calor através do material de proteção

A elevação uniforme de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$, em grau Celsius, de um elemento estrutural situado no interior do edifício, envolvido por um material de

proteção contra incêndio, durante um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m / A) (\theta_g - \theta_a)}{t_m c_a \rho_a} \frac{\Delta t}{1 + \xi / 3} - (e^{\xi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t}, \quad (\text{III.32})$$

mas $\Delta\theta_{a,t} \geq 0$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m / A) \quad (\text{III.33})$$

Onde:

u_m/A = fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio em 1/m;

c_m = calor específico do material de proteção contra incêndio em J/kg°C;

t_m = espessura do material de proteção contra incêndio em m;

θ_a = temperatura do aço no tempo t em °C;

θ_g = temperatura dos gases no tempo t em °C;

λ_m = condutividade térmica do material de proteção contra incêndio em W/m°C;

ρ_m = massa específica do material de proteção contra incêndio em kg/m³;

Δt = intervalo de tempo em s (não pode ser tomado maior que $25000(u_m/A)^{-1}$).

Evidencia-se, portanto, que a redução da transferência de calor ao aço, ou seja, a eficiência do material de proteção, é tanto maior quanto menores forem a condutividade térmica, a massa específica e o calor específico desse material de proteção.

O aquecimento do perfil I 350 x 300 x 16 x 9,5(mm) em 180 minutos pode ser determinado, supondo-se agora que possui proteção tipo contorno feita com um material isolante à base de fibras minerais, colocado por meio de jateamento, com 15 mm de espessura e com as seguintes propriedades: $c_m = 1100$ J/kg°C, $\rho_m = 350$ kg/m³, $\lambda_m = 0,15$ W/m °C, por:

- $u_m/A \cong 149$
- *intervalo de tempo Δt : 120 s*
- $\xi = \frac{1100 \times 350}{600 \times 7850} \times 0,015 \times 149 = 0,1827$
- $$\Delta\theta_{a,t} = \frac{0,15 \times 149}{0,015 \times 600 \times 7850} \times \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + 0,1827/3} \times 120 \left(e^{0,1827/10} - 1 \right) \Delta\theta_{g,t} =$$

$$= 0,03578 (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) - 0,01844 \Delta\theta_{g,t}$$

Tempo (s)	θ_g (°C)	$\Delta\theta_{g,t}$ (°C)	$\theta_g - \theta_a$ (°C)	$\Delta\theta_{a,t}$ (°C)	$\theta_{a,t}$ (°C)
0	20,00	0	0	-	20,00
120	444,50	424,50	424,50	7,36	27,36
240	543,89	99,39	516,53	16,65	44,01
360	603,12	59,23	559,11	18,91	62,92

Continuando, $\theta_{a,t} = 82,99, 103,69, 124,72, 145,90, 167,09, 188,18, 209,12$ e assim sucessivamente até atingir 560,03°C em 60 minutos, 860,56°C em 120 minutos e finalmente, 1010,94°C em 180 minutos.

Tabela III.10 – Evolução da temperatura em um perfil soldado 350x300x16x9,5(mm)

A figura III.18 apresenta o aumento da temperatura no perfil sem proteção e com proteção tipo contorno com 5 mm, 15 mm (situação do exemplo), 25 mm e 35 mm de espessura, onde pode-se encontrar o tempo necessário para se atingir a temperatura de 550°C.

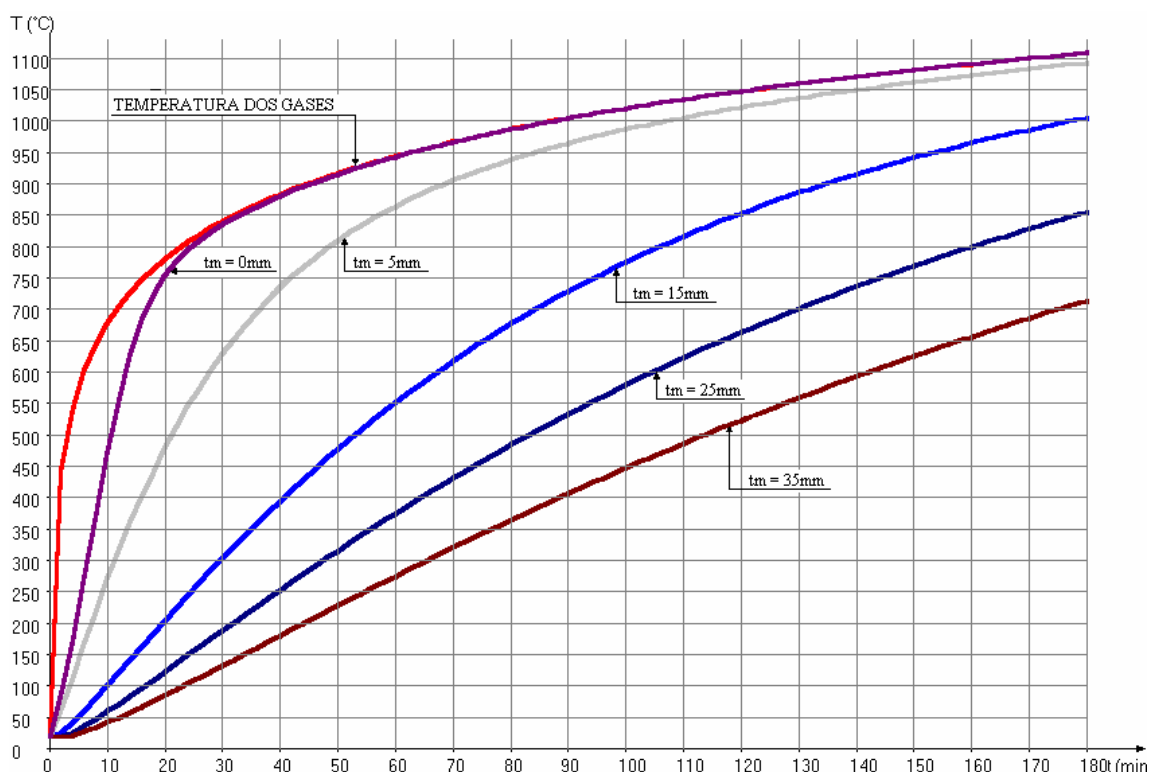


Figura III.18 - Aumento da temperatura de um perfil com proteção

O processo apresentado para a determinação da elevação de temperatura em elementos com proteção não se aplica quando o revestimento for feito por pintura intumescente ou por algum material que apresente comportamento similar ao destas pinturas. Neste caso, a elevação de temperatura deve ser obtida por ensaios.

3.5.3. Curvas de Elevação da Temperatura

Neste item é apresentado um instrumento de apoio ao cálculo da resistência ao fogo de elementos de aço sujeitos à ação do incêndio normalizado ISO 834 (equação II.1), constituindo assim em uma forma simples do projetista satisfazer as exigências de resistência ao fogo estabelecidas pela NBR 14323.

Basicamente, tratam-se de gráficos que no seu conjunto permitem a determinação da temperatura atingida durante um tempo t de exposição ao incêndio. Nestes gráficos são apresentadas curvas da evolução de temperatura em

perfis de aço com ou sem proteção, em função das características da seção transversal e do tipo de proteção caso a mesma exista.

3.5.3.1 – Elementos sem proteção

As curvas de evolução de temperatura do aço em função do tempo, representadas na figura III.23, foram obtidas com base nas equações de cálculo da NBR 14323.

Para perfis sem proteção a evolução do aquecimento depende do fator de massividade do perfil (u/A) em que:

u = perímetro da seção transversal exposta ao incêndio;

A = área da seção transversal exposta ao incêndio.

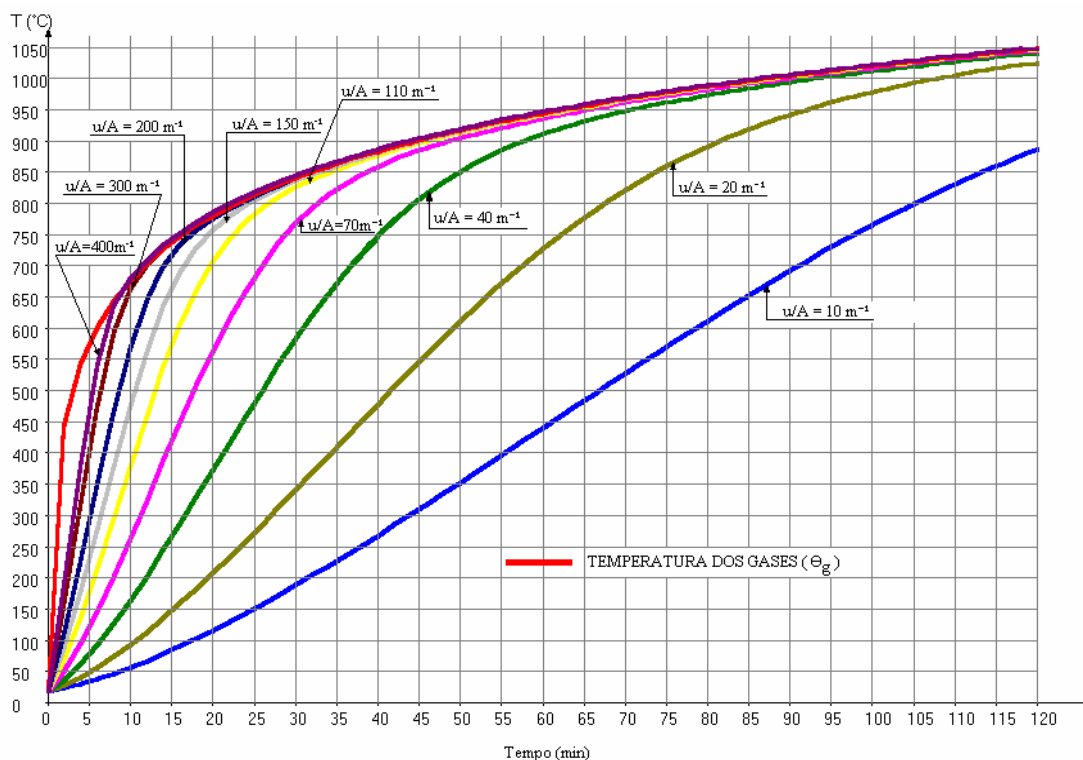


Figura III.19 – Aumento da temperatura de perfil sem proteção

3.5.3.2 – Elementos com proteção

Para perfis de aço protegidos, o aumento da temperatura depende além do fator de massividade u_m/A , das características da proteção como espessura, calor específico, densidade e condutividade térmica.

As curvas apresentadas nas figuras III.20 a III.27 foram obtidas com base nas equações III.32 e III.33, a partir das quais se nota que o aumento da temperatura no perfil de aço com proteção é função dos seguintes parâmetros:

$$f_1 = c_m \rho_m t_m (u_m / A) \quad (\text{III.34})$$

$$f_2 = \frac{\lambda_m (u_m / A)}{t_m} \quad (\text{III.35})$$

Onde:

f_1 = parâmetro extraído da equação III.32 em $\text{J/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$;

f_2 = parâmetro extraído da equação III.33 em $\text{W/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$.

Levando-se tal fato em consideração, em princípio, fixou-se o valor para f_1 e variou-se o valor de f_2 para a obtenção de cada uma das curvas apresentadas. Em seguida, o fator f_1 foi incrementado (de 2.000 a 50.000.000) e, foram obtidos os vários gráficos apresentados a seguir. Com isso, é possível obter a elevação de temperatura para a faixa de variação que engloba a maioria dos casos utilizados na prática.

A seguir são apresentadas as figuras mostrando o aumento da temperatura em perfis protegidos, dependendo do fator de massividade (u_m/A), da espessura (t_m), da condutividade térmica (λ_m), do calor específico (c_m) e da densidade da proteção (ρ_m).

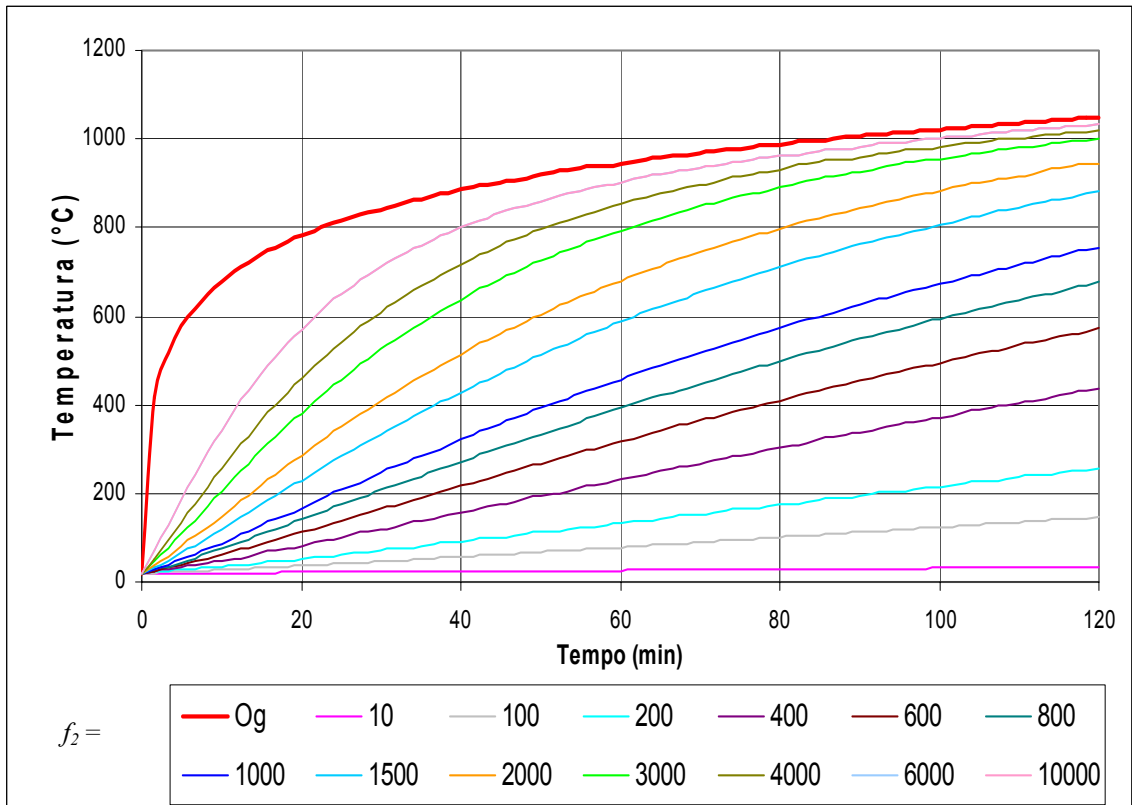


Figura III.20 – Elevação de temperatura para $f_1 = 2.000$

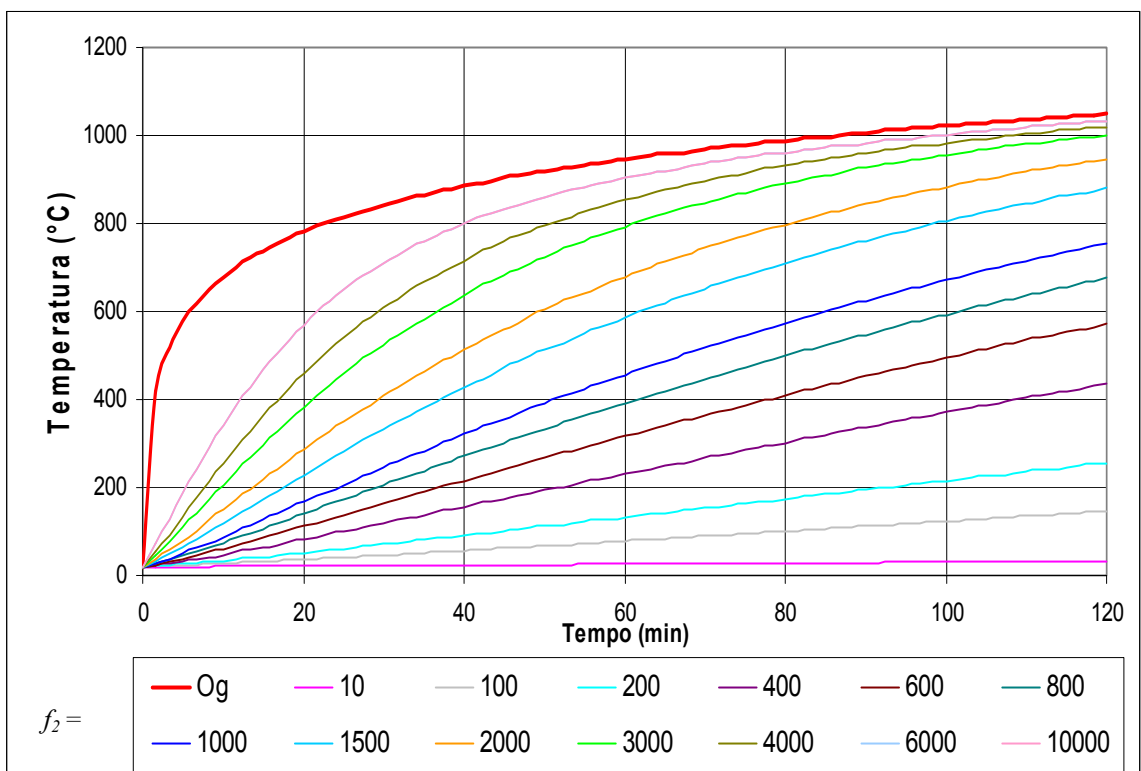


Figura III.21 - Elevação de temperatura para $f_1 = 20.000$

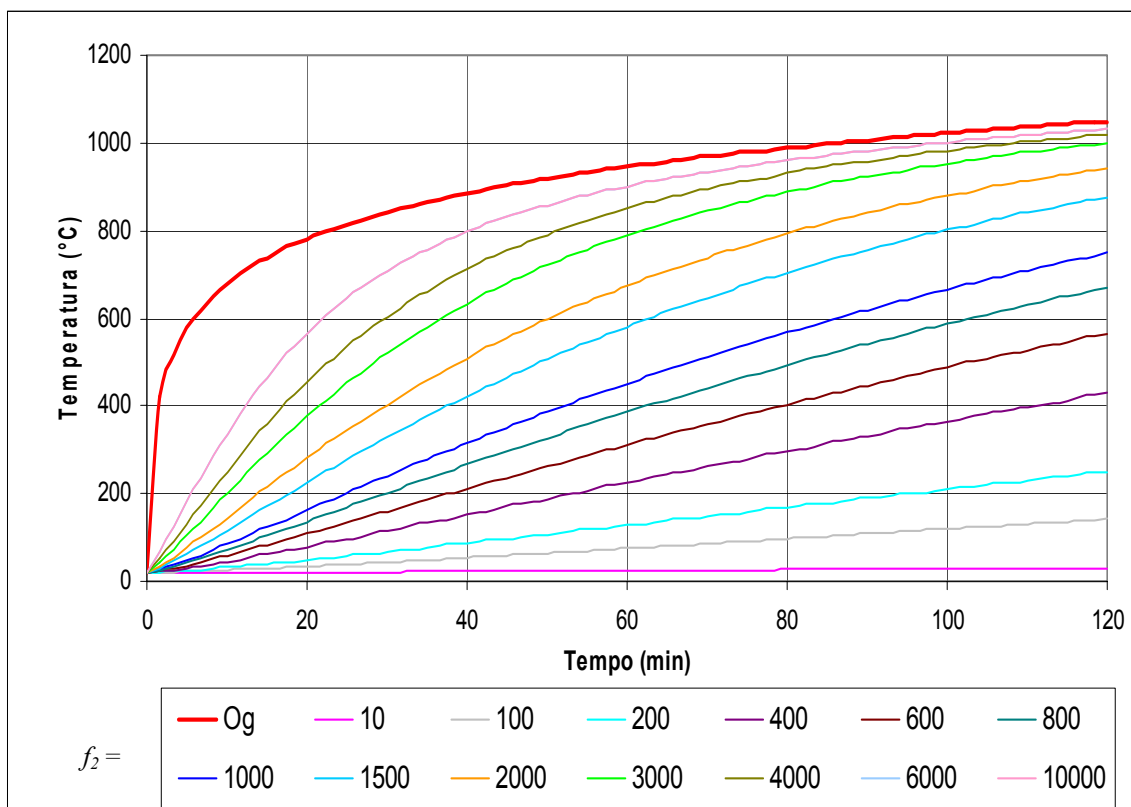


Figura III.22 - Elevação de temperatura para $f_1 = 200.000$

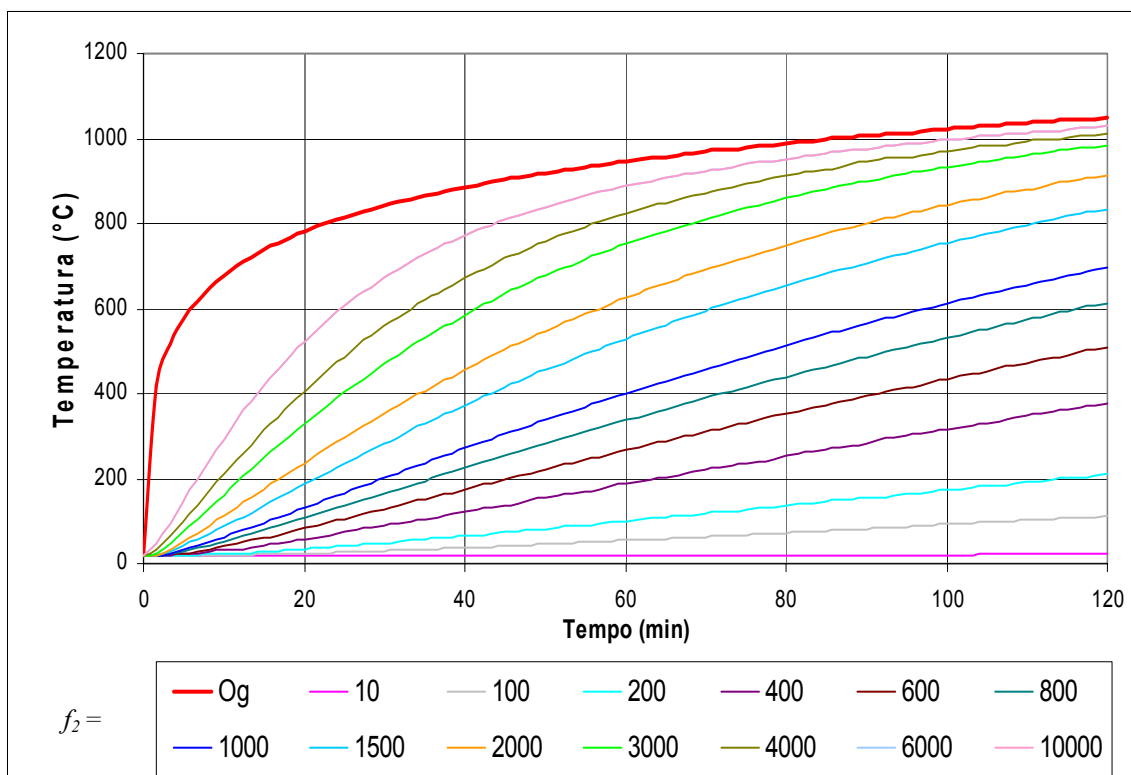


Figura III.23 - Elevação de temperatura para $f_1 = 2.000.000$

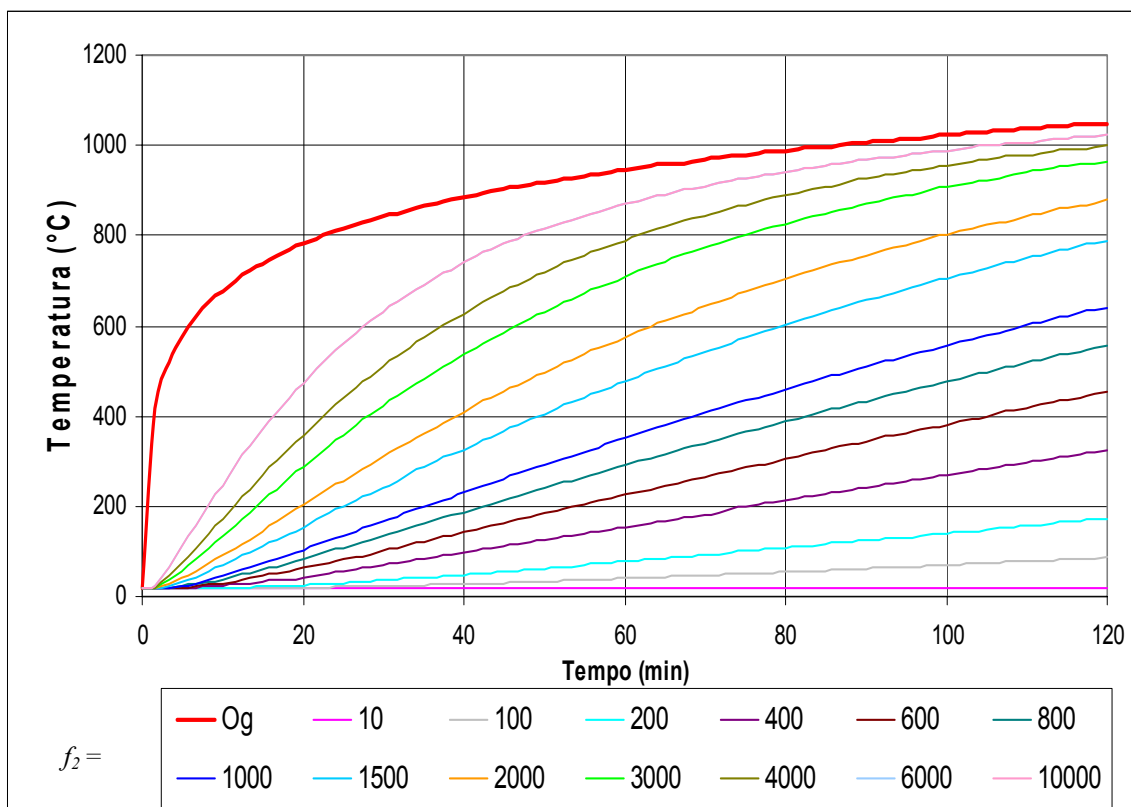


Figura III.24 - Elevação de temperatura para $f_i = 4.000.000$

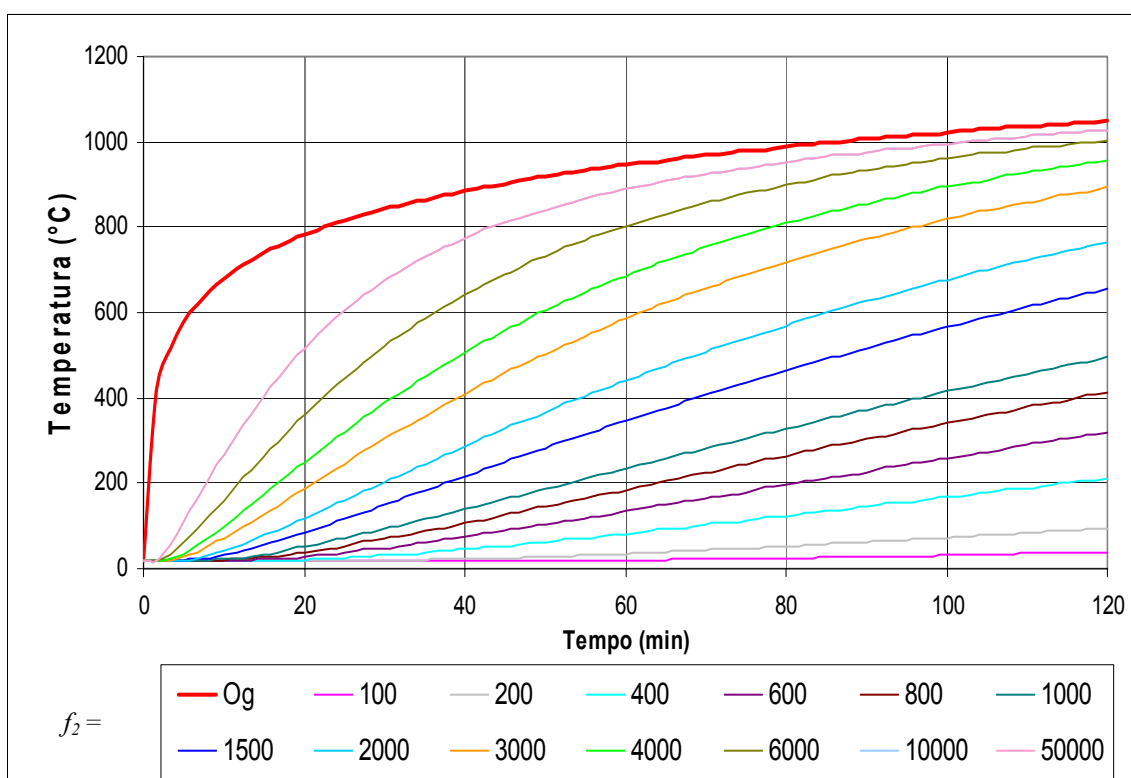


Figura III.25 - Elevação de temperatura para $f_i = 10.000.000$

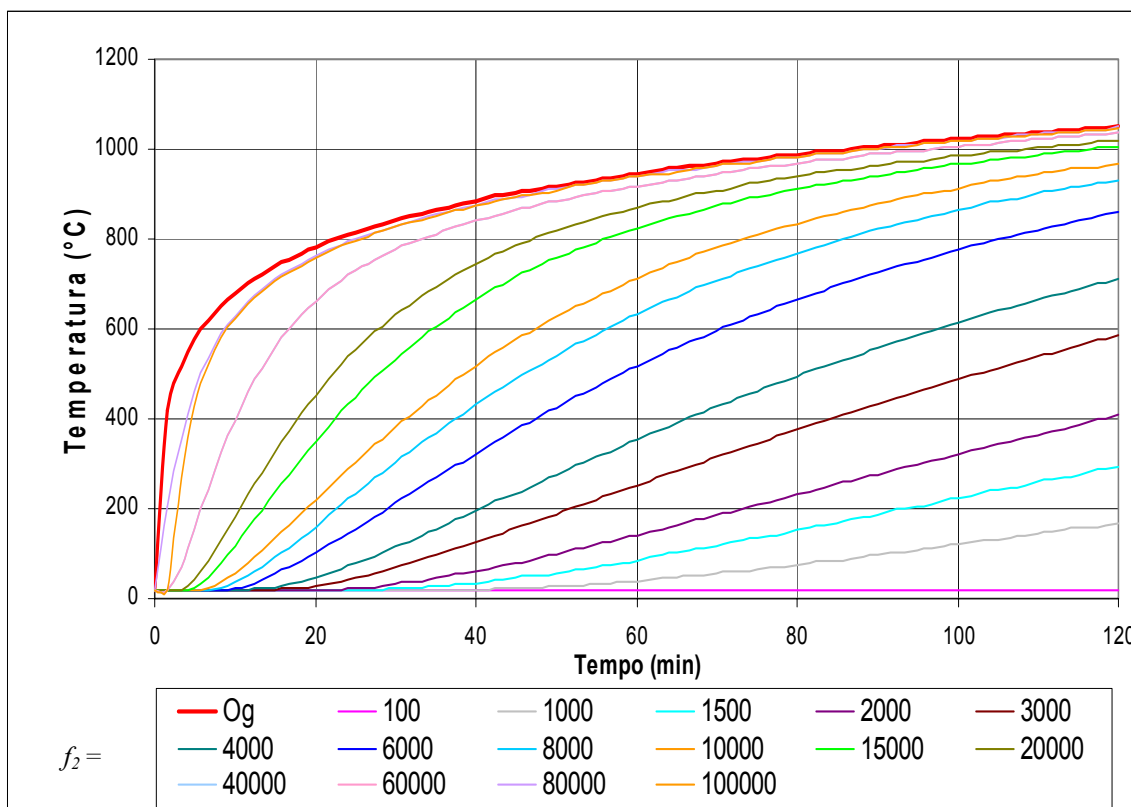


Figura III.26 - Elevação de temperatura para $f_1 = 30.000.000$

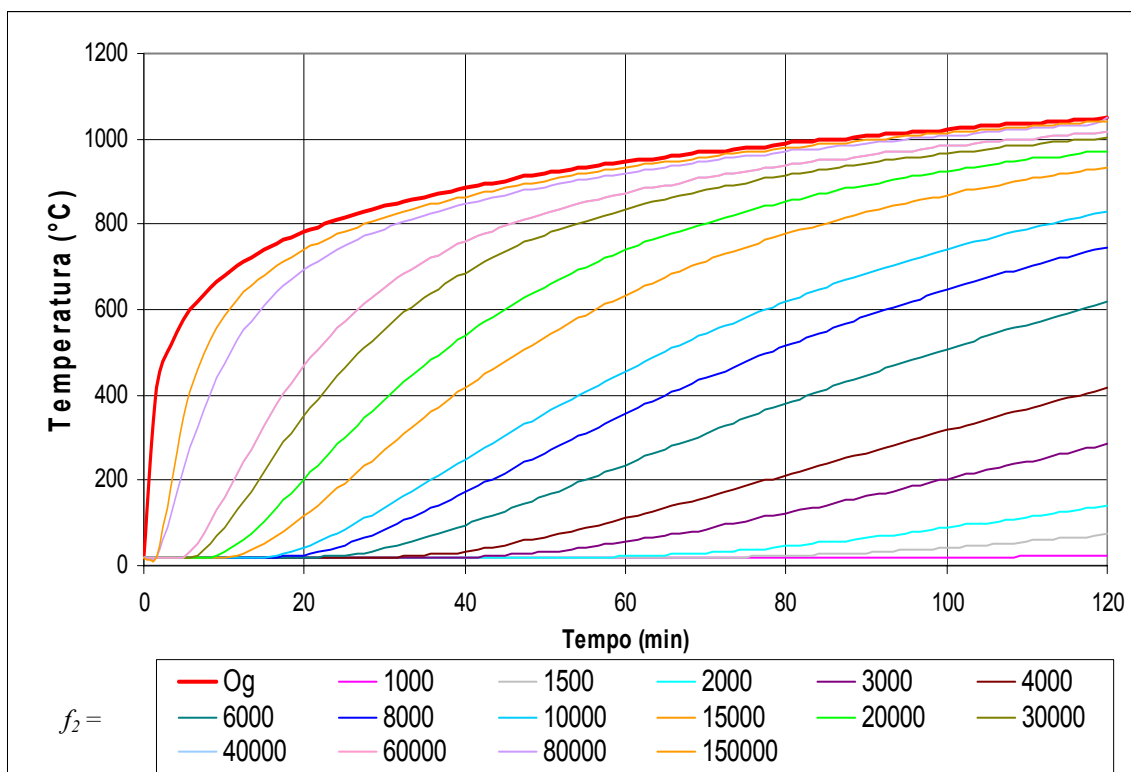


Figura III.27 - Elevação de temperatura para $f_1 = 50.000.000$

3.6 - Dimensionamento Estrutural por Método Simplificado de Cálculo

3.6.1 - Generalidades

O método simplificado de cálculo que faz parte da NBR 14323 (4) é de fácil utilização, geralmente conduz a resultados conservativos. Pode-se aplicá-lo à maior parte dos elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados e perfis soldados e ainda às ligações. Ele foi baseado no procedimento recomendado pela pré-norma europeia ENV 1993-1-2(13) e adaptado à realidade brasileira, em especial, à NBR 8800(7) .

Na determinação do valor nominal das ações térmicas ($F_{Q,exc}$), simplificada, admite-se que:

- somente os efeitos das deformações térmicas resultantes dos gradientes térmicos ao longo da altura da seção transversal das barras precisam ser considerados (os efeitos das expansões térmicas podem ser desprezados);
- no caso de vigas em perfil I com laje de concreto sobreposta, o gradiente térmico pode ser obtido considerando-se que a mesa superior tem um aquecimento independente da mesa inferior, cada uma dessas mesas considerada com seu próprio fator de massividade, e que a temperatura ao longo da altura da alma varia linearmente entre as temperaturas das duas mesas;
- em elementos estruturais com proteção tipo caixa, o gradiente térmico pode ser desprezado;
- pode-se efetuar a análise estrutural (determinação dos esforços solicitantes) tomando o módulo de elasticidade do aço constante e igual ao seu valor em temperatura elevada em todos os elementos afetados pelo incêndio.

Nos próximos subitens, serão apresentadas as resistências de cálculo em incêndio das barras tracionadas, comprimidas, fletidas e sujeitas à atuação conjunta de força normal e momentos fletores e também das ligações. As seguintes condições precisam ser satisfeitas:

- as barras devem ter sido dimensionadas à temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800;
- a resistência de cálculo em incêndio, $R_{fi,d}$ não pode ser tomada superior à resistência de cálculo à temperatura ambiente calculada pela NBR 8800.

3.6.2 - Barras Tracionadas

A resistência de cálculo no tempo t de uma barra axialmente tracionada com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento, para o estado limite último de escoamento da seção bruta, é igual a:

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (\text{III.36})$$

Onde:

$k_{y,\theta}$ = fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura θ_a ;

A_g = área bruta da seção transversal.

O estado limite último de ruptura da seção líquida efetiva não precisa ser verificado, uma vez que a temperatura do aço será menor na ligação devido à presença de material adicional.

3.6.3. Barras Comprimidas

Para aplicação do método simplificado de cálculo, os elementos componentes da seção transversal das barras axialmente comprimidas não podem sofrer flambagem local em regimes elástico ou inelástico em incêndio. Para assegurar essa condição, os elementos não podem possuir relações largura/espessura superiores aos valores fornecidos na tabela 1 da NBR 8800 para seções classe 3, multiplicando-se os valores do módulo de elasticidade E e do limite de escoamento f_y , respectivamente, por $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$.

A resistência de cálculo dessas barras no tempo t , com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento, para o estado limite último de instabilidade, é igual a:

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{\kappa_a} \quad (\text{III.37})$$

Nesta equação, ρ_{fi} é um fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio, obtido de acordo com a NBR 8800, mas usando-se:

- sempre a curva c;
- o parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}_\theta$ para a temperatura θ_a atingida pela aço no tempo t , dado por:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{k_{y,\theta} / k_{E,\theta}} \quad (\text{III.38})$$

Onde:

$\bar{\lambda}$ = parâmetro de esbeltez para barras comprimidas, determinado de acordo com a NBR 8800;

$k_{y,\theta}$ = fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura θ_a ;

$k_{E,\theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a ;

O fator de correção κ_a tem os seguintes valores:

$$\text{- para } 0 \leq \bar{\lambda}_\theta \leq 0,2 \quad : \quad \kappa_a = 1,0 + \bar{\lambda}_\theta \quad (\text{III.39})$$

$$\text{- para } \bar{\lambda}_\theta > 0,2 \quad : \quad \kappa_a = 1,2 \quad (\text{III.40})$$

A figura III.28 mostra a resistência de cálculo das barras comprimidas em incêndio para temperaturas de 20°C a 900°C, juntamente com a resistência de

cálculo em temperatura ambiente da NBR 8800 (curvas a, b, c e d) em função de $\bar{\lambda}$, para comparação.

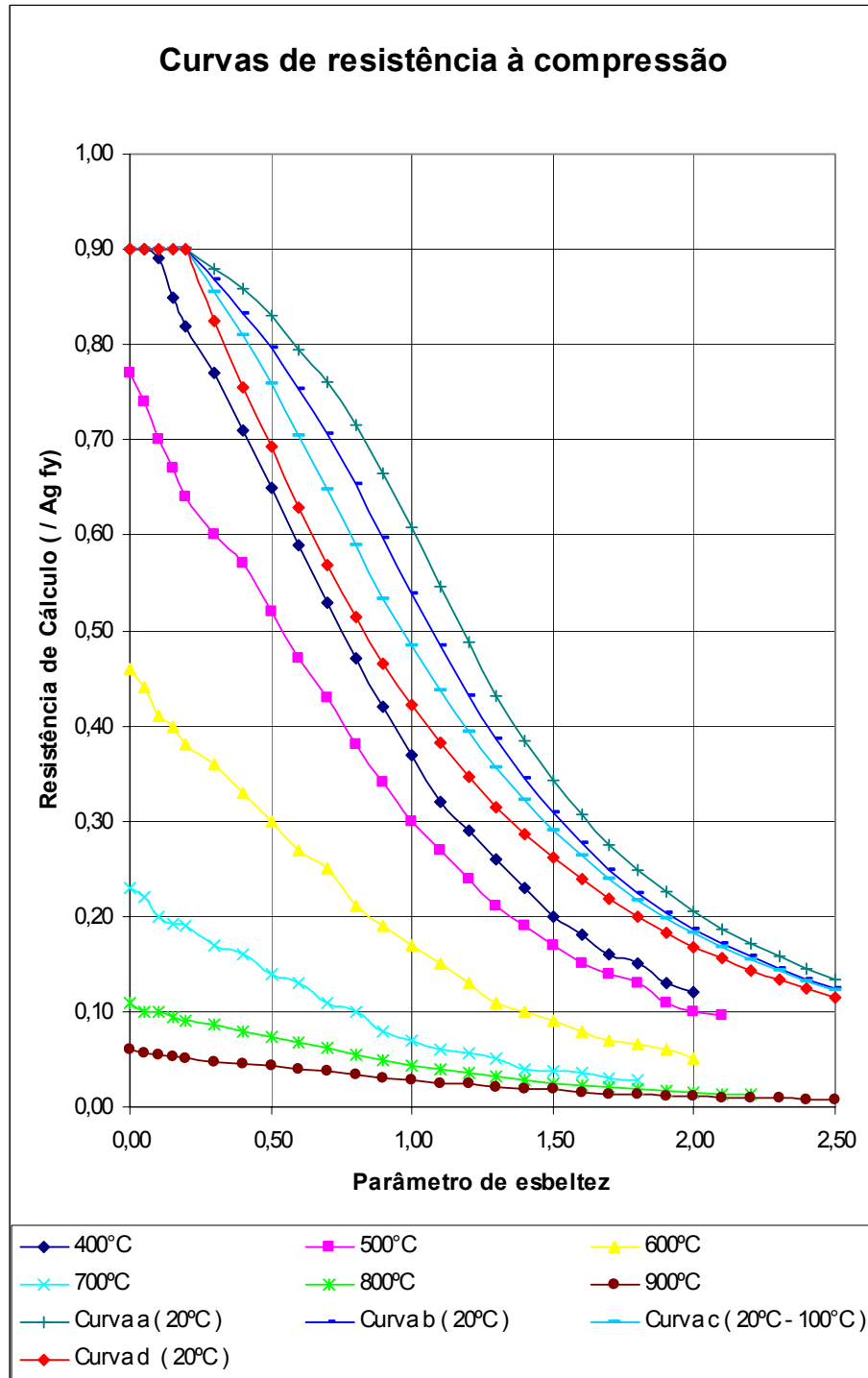


Figura III.28 - Resistência de cálculo das barras comprimidas

3.6.4 - Barras Fletidas

O valor do parâmetro de esbeltez λ para os estados limites últimos de flambagem local da mesa comprimida, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção, representados, respectivamente, pelas siglas FLM, FLA e FLT, em incêndio, deve ser sempre determinado como no anexo D da NBR 8800.

Para as vigas biapoiadas sobrepostas por laje de concreto, os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento em situação de incêndio, respectivamente, $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$, devem ser determinados usando-se os procedimentos do Anexo D da NBR 8800 para a obtenção de λ_p e λ_r à temperatura ambiente.

Se a barra fletida não atender aos requisitos acima, os valores de $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ devem ser determinados usando-se os procedimentos indicados no Anexo D da NBR 8800, para obtenção de λ_p e λ_r à temperatura ambiente, multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade E por $k_{E,\theta}$ e os valores do limite de escoamento f_y e da tensão residual f_r por $k_{y,\theta}$.

Os elementos componentes da seção transversal das barras fletidas tratadas aqui não podem sofrer, em incêndio, flambagem local em regime elástico em decorrência da atuação do momento fletor. Isso significa que, para FLM e FLA, deve-se ter:

$$\lambda \leq \lambda_{r,fi} \quad (\text{III.41})$$

A resistência de cálculo ao momento fletor no tempo t de uma barra fletida, para as seções transversais previstas no Anexo D da NBR 8800, exceto seção transversal com a constituída por perfil T, é igual a:

- para FLM e FLA

- se $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (\text{III.42})$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (\text{III.43})$$

- para FLT

- se $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (\text{III.44})$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{y,\theta}}{1,2} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (\text{III.45})$$

- se $\lambda > \lambda_{r,fi}$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{E,\theta} M_{cr}}{1,2} \quad (\text{III.46})$$

Onde:

$k_{y,\theta}$ = fator de redução do limite de escoamento do aço à temperatura θ_a ;

$k_{E,\theta}$ = fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a ;

M_{pl} = momento de plastificação da seção transversal para projeto em temperatura ambiente de acordo com a NBR 8800;

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto em temperatura ambiente de acordo com o Anexo D da NBR 8800;

M_{cr} = momento fletor de flambagem elástica em temperatura ambiente, de acordo com o Anexo D da NBR 8800;

O fator de correção κ_1 para distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal tem os seguintes valores:

- para uma viga com todos os quatro lados expostos: 1,00;
- para uma viga com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com forma de aço incorporada no quarto lado: 1,40.

O fator de correção κ_2 para distribuição de temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra fletida tem os seguintes valores:

- nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada: 1,15;
- em todos os outros casos: 1,00.

1,2 = fator de correção empírico da resistência à flambagem da barra em temperatura elevada.

Na determinação dos valores da resistência de cálculo ao momento fletor, para os estados limites últimos de FLM, FLA e FLT quando $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$, é considerada uma distribuição de temperatura não-uniforme, de maneira conservativa, por meio dos fatores k_1 e k_2 . Para o estado limite de FLT quando $\lambda > \lambda_{p,fi}$, é considerada uma distribuição uniforme de temperatura, corrigindo-se o resultado obtido por meio do fator empírico 1,2.

As figuras III.29 e III.30 mostram as resistências de cálculo ao momento fletor, respectivamente para flambagem local (FLM e FLA) e flambagem lateral com torção (FLT), de vigas constituídas por perfis I fletidos em torno do eixo perpendicular à alma em incêndio, para temperaturas de 400°C, 550°C e 700°C, juntamente com a resistência em temperatura ambiente da NBR 8800, para comparação.

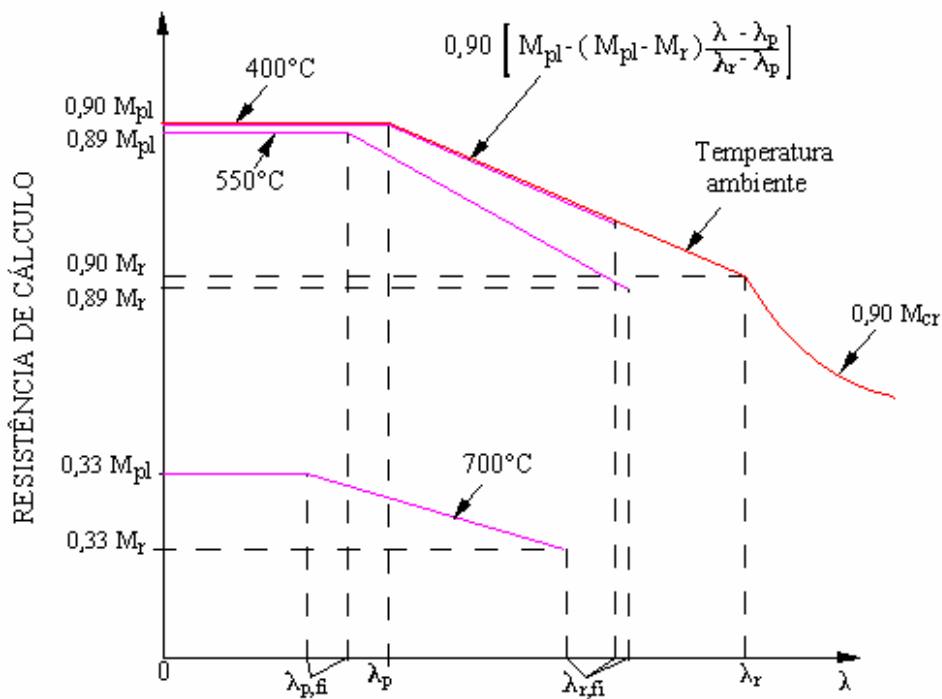


Figura III.29 - Resistência de cálculo ao momento fletor para FLM e FLA

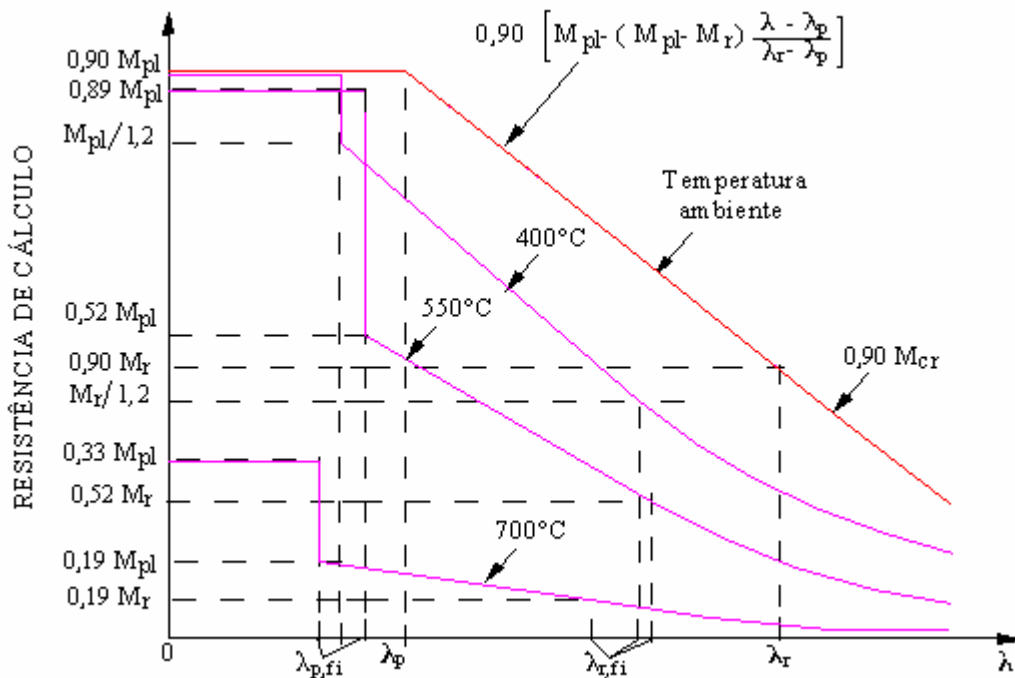


Figura III.30 - Resistência de cálculo ao momento fletor para FLT

A resistência de cálculo à força cortante no tempo t de almas de perfis I, H, U e caixão, fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, com distribuição não-uniforme de temperatura, é igual a:

- se $\lambda \leq \lambda_{p,fi}$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} V_{pl} \quad (\text{III.47})$$

- se $\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} V_{pl} \quad (\text{III.48})$$

- se $\lambda > \lambda_{r,fi}$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} (1,28) \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \quad (\text{III.49})$$

Onde:

V_{pl} = força cortante correspondente à plastificação da alma em temperatura ambiente, de acordo com a NBR 8800;

λ = parâmetro de esbeltez da alma de acordo com a NBR 8800;

$\lambda_{p,fi}$ = parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação em incêndio, determinado como na NBR 8800, multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade E por $k_{E,\theta}$ e o valor do limite de escoamento f_y por $k_{y,\theta}$;

$\lambda_{r,fi}$ = parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início do escoamento em incêndio, determinado como na NBR 8800, multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade E por $k_{E,\theta}$ e o valor do limite de escoamento f_y por $k_{y,\theta}$.

A figura III.31 mostra as resistências cálculo à força cortante de vigas constituídas por perfis I fletidos em torno do eixo perpendicular à alma em incêndio, para temperaturas de 400°C, 550°C e 700°C, com $k_1 = 0,7$ e $k_2 = 1,0$, juntamente com a resistência em temperatura ambiente da NBR 8800, para comparação.

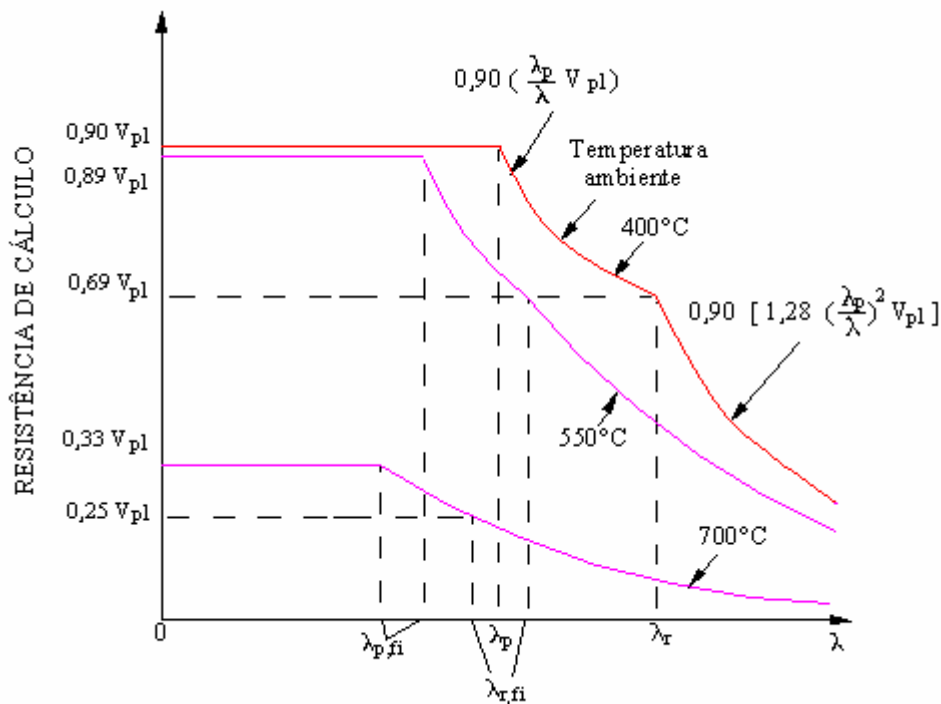


Figura III.31 - Resistência de cálculo à força cortante

3.6.5 - Barras Sujeitas a Força Normal e Momentos Fletores

As barras de aço tratadas aqui devem possuir seção transversal com um ou dois eixos de simetria e devem estar sujeitas aos efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momento fletor em torno de um ou dos dois eixos principais de inércia. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos apresentados para os esforços isolados de força normal de compressão e momento fletor quando cada uma destas solicitações ocorrerem. Os carregamentos transversais devem se situar em planos de simetria.

Para os efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momentos fletores, deve ser atendida a equação de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{(III.50)}$$

Onde:

$N_{fi,Sd}$ = força normal de cálculo na barra em incêndio;

$N_{fi,Rd}$ = resistência de cálculo à força normal em situação de incêndio, determinada conforme 3.6.2 para barras tracionadas, ou igual a $\phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y$, para barras comprimidas

$M_{x,fi,Sd}$ = momento fletor de cálculo em incêndio em torno do eixo x ;

$M_{y,fi,Sd}$ = momento fletor de cálculo em incêndio em torno do eixo y ;

$M_{x,fi,Rd}$ = resistência de cálculo ao momento fletor, em torno do eixo x , determinada conforme 3.6.4, tomando-se C_b igual a 1,00 e o valor de $\lambda_{p,fi}$ para o estado limite de flambagem local da alma de perfis I e H, fletidos em torno do eixo de maior inércia, e caixão, quando $N_{d,fi}$ for de compressão, como a seguir:

$M_{y,fi,Rd}$ = resistência de cálculo ao momento fletor, em torno do eixo y , determinada conforme 3.6.4.

$$\lambda_{p,fi} = 3,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}} \left(1 - 2,8 \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} \right), \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} \leq 0,207 \quad (\text{III.51})$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}}, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} > 0,207 \quad (\text{III.52})$$

Para os efeitos combinados de força normal de compressão e momentos fletores, deve ser atendida, além da equação anterior, a seguinte equação de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ex}}\right) M_{x,fi,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ey}}\right) M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{III.53})$$

Onde:

$N_{fi,Rd}$ = resistência de cálculo à força normal de compressão determinada como em 3.6.3;

C_{mx} e C_{my} = devem ser determinados conforme a subseção 5.6 da NBR 8800;

$N_{fi,ex}$ e $N_{fi,ey}$ = cargas de flambagem elástica por flexão em situação de incêndio, respectivamente em torno dos eixos x e y.

Para cada um desses eixos, tem-se:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} \quad (\text{III.54})$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal;

$k_{y,\theta}$ = fator de redução do limite de escoamento à temperatura θ_a ;

$\bar{\lambda}_\theta$ = parâmetro de esbeltez para barras comprimidas à temperatura θ_a

f_y = tensão limite de escoamento do aço.

3.6.6 - Ligações

As ligações devem possuir proteção contra incêndio igual a da barra conectada que precisar ter maior proteção. Se todas as barras que chegam à uma ligação não necessitarem de proteção, a ligação também não necessitará.

3.7 – Temperatura Crítica

3.7.1 - Introdução

Denomina-se temperatura crítica à temperatura do aço que leva ao colapso um determinado elemento estrutural.

Tradicionalmente, costuma-se adotar o valor de 550°C para a temperatura crítica. Isto porque, no método das tensões admissíveis, muito usado até o final dos anos 80 para dimensionamento de estruturas de aço, um elemento dimensionado à temperatura ambiente (20°C) com total aproveitamento do material (sem folga), atendia à condição:

$$f_{at} = \alpha f_{co} \quad (\text{III.55})$$

Onde:

f_{at} = tensão nominal atuante no elemento;

f_{co} = tensão nominal que causa o colapso do elemento;

α = fator de segurança, geralmente igual a 0,60 (ao produto αf_{co} dá-se o nome de tensão admissível).

E, à temperatura de 550°C, o limite de escoamento do aço se reduz à aproximadamente 60% do seu valor à 20°C (figura III.1 e tabela III.1), causando uma redução da tensão que leva ao colapso equivalente àquela provocada pelo fator de segurança α . Ou seja, à 550°C, ocorre uma neutralização desse fator de segurança.

Em uma avaliação mais rigorosa, a temperatura crítica pode ser obtida com base nos itens 3.2 e 3.6, pesquisando-se o valor da temperatura do aço que tornam iguais a resistência ($R_{fi,d}$) e a sollicitação de cálculo ($S_{fi,d}$). Observa-se que este valor vai depender do tipo de sollicitação, das condições de vinculação, da folga existente no dimensionamento à temperatura ambiente e da relação entre as sollicitações de cálculo em temperatura elevada e em temperatura ambiente.

3.7.2 – Temperatura Crítica de Barras Comprimidas

A temperatura crítica de uma barra comprimida é a temperatura na qual a resistência de cálculo e a solicitação de cálculo em situação de incêndio, representadas respectivamente por $N_{fi,Rd}$ e $N_{fi,Sd}$, se tornam iguais, ou seja, é a temperatura que permite estabelecer a seguinte igualdade:

$$N_{fi,Sd} = N_{fi,Rd} = \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} \quad (\text{III.56})$$

Multiplicando e dividindo o segundo membro desta equação por $(0,90 \rho)$, e considerando que:

$$N_{Rd} = 0,90 \rho A_g f_y \quad (\text{III.57})$$

vem:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{Rd}} = \frac{k_{y,\theta} \rho_{fi}}{0,90 k_a \rho} \quad (\text{III.58})$$

Multiplicando e dividindo o primeiro membro desta equação pela força normal de cálculo à temperatura ambiente, N_{Sd} , obtém-se:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \frac{N_{fi,Sd}}{N_{Sd}} = \frac{k_{y,\theta} \rho_{fi}}{0,90 k_a \rho} \quad (\text{III.59})$$

Verifica-se então que a temperatura crítica depende do valor da relação N_{Sd}/N_{Rd} , que representa a folga no dimensionamento à temperatura ambiente e do valor da relação $N_{fi,Sd}/N_{Sd}$ ou seja, a relação entre a força normal de cálculo em situação de incêndio e à temperatura ambiente. Com os valores destes dois parâmetros, fixando um valor para $\bar{\lambda}$ e tendo a "curva de flambagem" à temperatura ambiente, determina-se ρ e, por tentativa, estabelece-se um valor para a temperatura crítica (θ_{crit}). A esta temperatura, determina-se $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ pela figura III.1, $\bar{\lambda}_{\theta}$, ρ_{fi} pela regras apresentadas em 3.6, k_a pela equação (III.39) ou equação (III.40) e verifica-se se a igualdade representada pela equação (III.59) encontra-se satisfeita.

Caso a resposta seja negativa, tenta-se uma outra temperatura crítica, prosseguindo-se assim sucessivamente até o atendimento da igualdade citada.

As tabelas apresentadas em seguida mostram os valores obtidos para a temperatura crítica de um pilar em perfil I com vários parâmetros de esbeltez $\bar{\lambda}$ para as curvas de resistência a, b, c e d em temperatura ambiente, em uma faixa de variação da relação entre sollicitação e resistência de cálculo à temperatura ambiente (N_{Sd} / N_{Rd}) de 0,6, 0,8 e 1,0. Foram tomadas relações entre a sollicitação de cálculo em incêndio e a sollicitação de cálculo à temperatura ambiente ($N_{fi,Sd} / N_{Sd}$) entre 0,5 e 0,8. Estas faixas de variação são usuais na prática.

$\bar{\lambda}$	$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,5$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,6$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,7$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,8$			
	Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0,1	669	669	669	669	644	644	644	644	618	618	618	618	595	595	595	595
0,2	657	657	657	657	629	629	629	629	602	602	602	602	581	581	581	581
0,3	650	652	654	659	622	624	627	633	595	597	600	606	573	576	579	585
0,4	643	647	651	660	613	618	623	634	587	592	597	608	565	571	576	587
0,5	633	639	646	659	602	609	617	633	579	585	593	607	556	563	572	586
0,6	622	630	641	657	593	600	612	631	569	578	589	605	545	555	568	585
0,7	609	622	635	653	582	593	606	627	557	570	584	601	533	547	563	582
0,8	599	614	631	650	573	586	601	623	547	563	581	598	522	539	560	580
0,9	593	609	627	646	566	582	598	620	540	559	577	595	513	535	556	577
1,0	588	604	622	642	561	579	595	615	535	556	574	592	508	532	553	573
1,1	585	601	618	638	559	577	592	610	532	553	571	588	506	530	549	570
1,2	584	599	614	634	557	576	589	605	531	552	568	584	504	528	547	566
1,3	584	598	611	629	558	575	588	601	532	552	566	582	505	528	545	563
1,4	584	597	608	626	557	574	585	598	532	551	563	578	507	528	542	558
1,5	583	596	604	622	558	573	583	594	533	550	562	575	507	527	540	555
1,6	584	597	603	619	558	573	583	593	532	550	560	572	507	527	538	552
1,7	584	596	602	617	559	573	582	591	534	551	561	571	509	528	539	551
1,8	585	597	601	614	560	574	582	589	534	552	561	570	509	528	538	549
1,9	585	596	600	612	560	574	582	588	535	551	560	568	510	529	538	548
2,0	585	596	600	611	560	574	581	587	535	551	558	566	511	528	537	546

Tabela III.11 – Valores da temperatura crítica (°C) de barras comprimidas com $N_{Sd}/N_{Rd}=0,6$

$\bar{\lambda}$	$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,5$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,6$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,7$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,8$			
	Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0,1	627	627	627	627	595	595	595	595	570	570	570	570	544	544	544	544
0,2	611	611	611	611	581	581	581	581	553	553	553	553	525	525	525	525
0,3	603	606	608	615	573	576	579	585	545	548	551	558	517	520	523	531
0,4	595	599	604	617	565	571	576	587	536	542	548	561	506	514	520	535
0,5	586	592	600	616	556	563	572	586	525	534	544	561	492	505	516	535
0,6	577	585	595	614	545	555	568	585	514	525	540	560	469	492	512	535
0,7	566	577	591	610	533	547	563	582	499	516	535	558	439	473	507	533
0,8	556	571	587	605	522	539	560	580	475	508	531	555	410	455	503	530
0,9	549	567	584	602	513	535	556	577	456	503	528	552	363	443	499	528
1,0	544	563	581	598	508	532	553	573	441	500	524	549	326	433	491	524
1,1	541	561	578	594	506	530	549	570	432	496	521	545	316	426	483	520
1,2	540	560	575	591	504	528	547	566	428	493	518	541	308	421	475	515
1,3	541	559	573	588	505	528	545	563	431	491	516	537	318	419	469	511
1,4	541	558	571	585	507	528	542	558	427	492	514	533	324	414	462	508
1,5	541	558	569	581	507	527	540	555	429	492	512	530	324	411	455	504
1,6	541	558	567	579	507	527	538	552	430	490	509	526	324	413	448	497
1,7	543	558	568	578	509	528	539	551	435	494	510	525	335	414	449	494
1,8	542	559	568	576	509	528	538	549	438	494	509	522	334	419	449	487
1,9	543	559	567	574	510	529	538	548	437	497	509	521	342	418	444	485
2,0	544	558	566	573	511	528	537	546	438	497	508	519	345	416	430	476

Tabela III.12 – Valores da temperatura crítica (°C) de barras comprimidas com $N_{Sd}/N_{Rd}=0,8$

$\bar{\lambda}$	$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,5$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,6$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,7$				$N_{fi,Sd}/N_{Sd} = 0,8$			
	Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C				Curva a 20°C			
	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d	a	b	c	d
0,1	589	589	589	589	557	557	557	557	525	525	525	525	489	489	489	489
0,2	574	574	574	574	539	539	539	539	504	504	504	504	455	455	455	455
0,3	567	569	572	577	531	534	537	544	492	497	502	511	439	444	452	466
0,4	558	564	569	580	521	528	534	548	475	488	499	515	418	432	444	473
0,5	548	556	565	580	510	520	530	548	454	472	493	517	343	412	435	475
0,6	538	548	561	579	496	510	526	548	428	453	485	517	188	346	423	475
0,7	524	539	556	576	469	501	521	546	376	431	474	515	*	254	409	470
0,8	513	532	552	574	443	485	517	543	280	411	465	512	*	192	394	463
0,9	504	528	549	571	420	476	514	540	219	389	457	509	*	168	365	456
1,0	497	524	546	567	403	467	510	537	192	365	446	505	*	168	339	446
1,1	493	522	542	563	387	461	506	532	192	352	435	501	*	172	319	433
1,2	489	521	539	560	378	457	504	528	197	344	426	492	*	179	303	420
1,3	492	520	538	556	384	457	501	524	213	341	419	482	*	187	293	407
1,4	495	520	535	552	378	453	498	521	225	342	408	472	*	196	287	385
1,5	496	520	533	549	382	451	493	517	235	341	397	460	*	204	271	369
1,6	495	520	531	546	383	452	485	513	242	339	390	448	*	209	267	352
1,7	500	519	532	544	390	454	489	512	244	346	391	442	*	210	266	347
1,8	500	521	531	542	394	456	486	508	254	347	392	438	102	219	269	333
1,9	502	521	531	541	394	457	486	508	258	349	386	430	110	223	266	329
2,0	502	522	529	540	394	457	483	506	264	348	379	423	124	231	265	321
* Para estes valores, a temperatura crítica não pode ser determinada através do método utilizado																

Tabela III.13 – Valores da temperatura crítica (°C) de barras comprimidas com $N_{Sd}/N_{Rd}=1,0$

Os dois parâmetros utilizados até agora podem ser transformados em apenas um, $N_{fi, Sd}/N_{Rd}$, ou seja, a relação entre a solicitação de cálculo em situação de incêndio e a resistência de cálculo à temperatura ambiente, conforme se vê na equação (III.58), efetuando-se o produto dos dois quocientes do primeiro termo. Embora este parâmetro não tenha um significado mais apurado, pelo próprio fato de ser único permite avaliações práticas mais diretas. Como exemplo, nas figuras III.32 a III.35 são mostradas curvas que permitem chegar à temperatura crítica a partir deste parâmetro e do parâmetro de esbelte $\bar{\lambda}$, para as barras comprimidas enquadradas nas "curvas de flambagem" a, b, c e d à temperatura ambiente respectivamente.

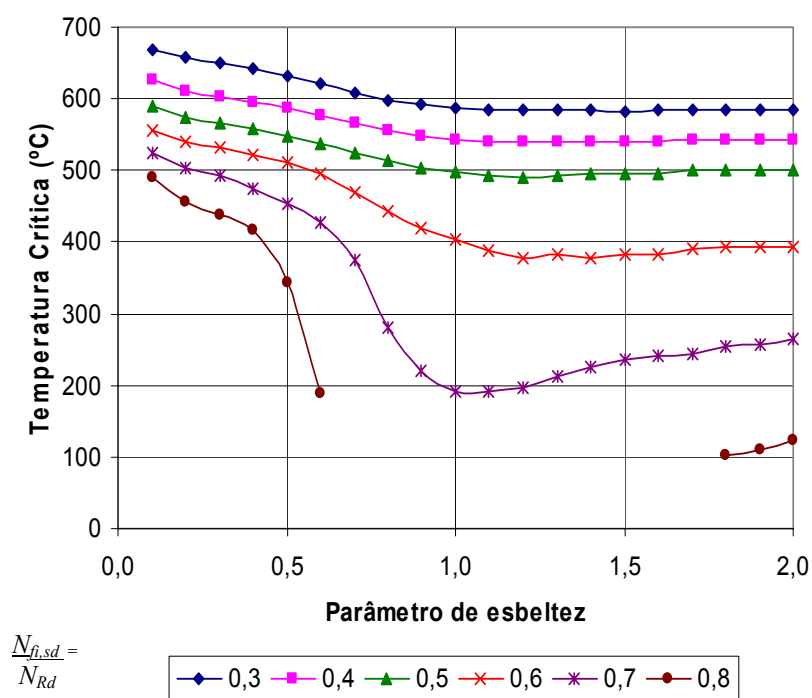


Figura III.32 – Temperatura crítica de barras comprimidas – curva “a”

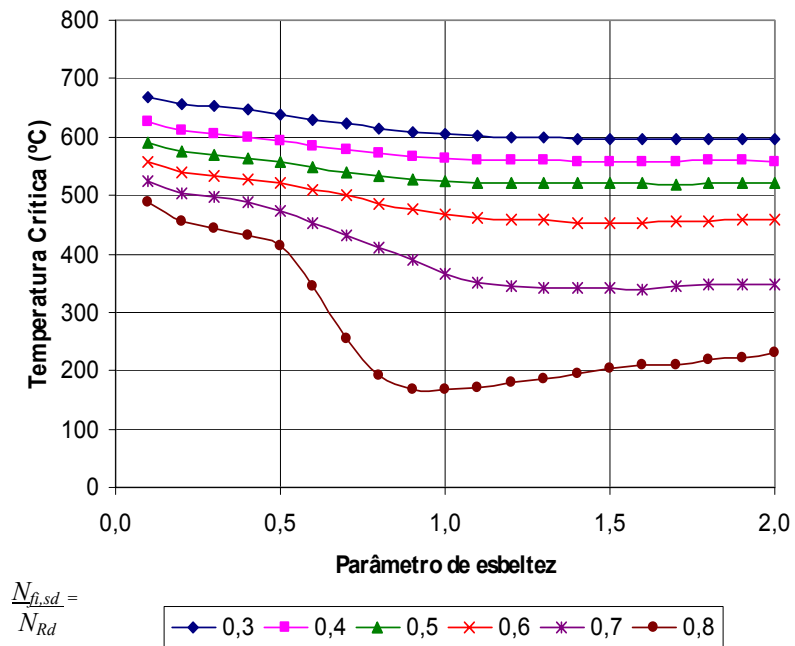


Figura III.33 – Temperatura crítica de barras comprimidas – curva “b”

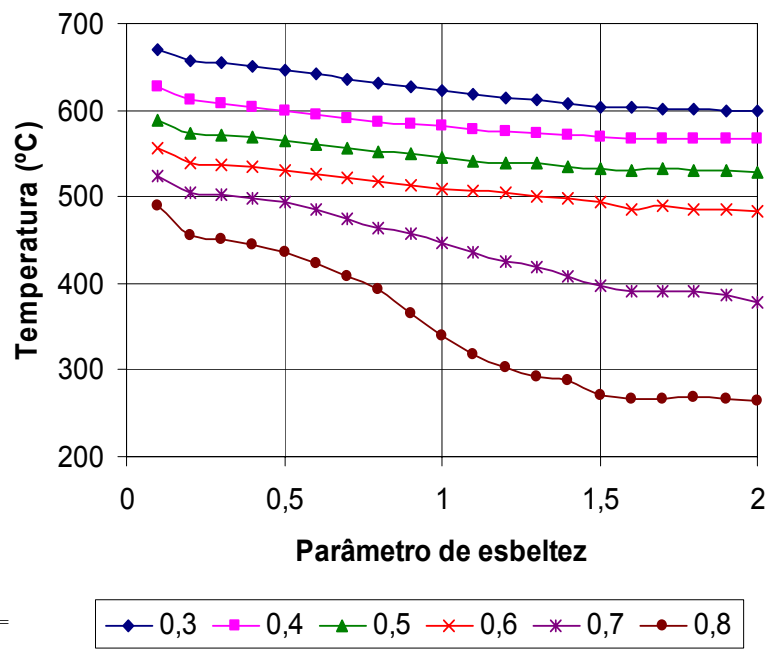


Figura III.34 – Temperatura crítica de barras comprimidas – curva “c”

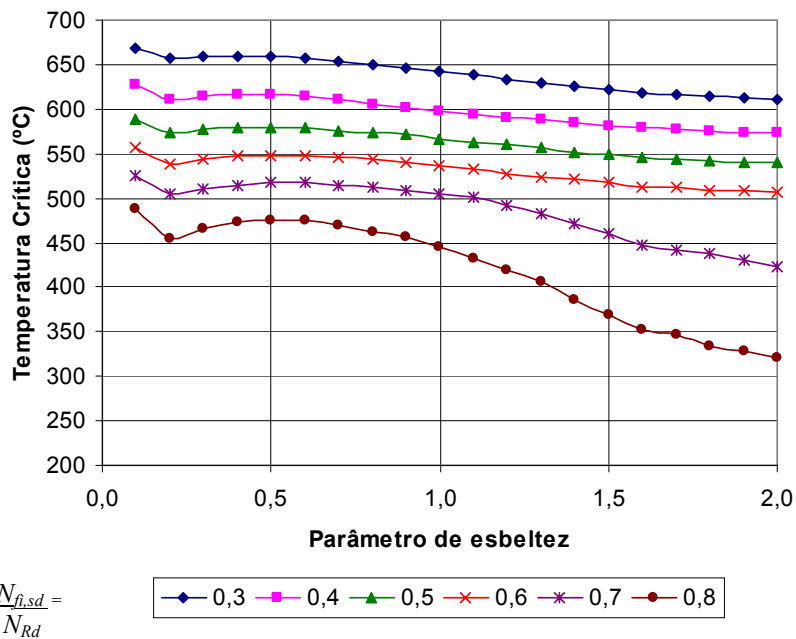


Figura III.35 – Temperatura crítica de barras comprimidas – curva “d”

3.7.3 – Temperatura Crítica de Vigas

A temperatura crítica de uma viga de aço biapoiada em que o estado limite último aplicável é a plastificação total da seção transversal, considerando-se o efeito do momento fletor, é a temperatura na qual se verifica a igualdade:

$$M_{f_i, Sd} = M_{f_i, Rd} = 1,4 k_{y, \theta} M_{pl} \quad (\text{III.60})$$

ou seja, a temperatura que torna iguais o momento fletor de cálculo $M_{f_i, Sd}$ e a resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio $M_{f_i, Rd}$. Multiplicando e dividindo o segundo membro desta equação por 0,90, e tendo em vista a equação:

$$M_{Rd} = 0,90 M_{pl} \quad (\text{III.61})$$

vem:

$$\frac{M_{fi,Sd}}{M_{Rd}} = \frac{1,40}{0,90} k_{y,\theta} \quad (\text{III.62})$$

Agora, multiplicando e dividindo o primeiro membro desta equação pelo momento fletor de cálculo à temperatura ambiente, M_{Sd} , obtém-se:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \frac{M_{fi,Sd}}{M_{Sd}} = \frac{1,40}{0,90} k_{y,\theta} \quad (\text{III.63})$$

De maneira similar às barras comprimidas, verifica-se então que a temperatura crítica depende do valor da relação M_{Sd}/M_{Rd} , que representa a folga no dimensionamento à temperatura ambiente e do valor da relação $M_{fi,Sd}/M_{Sd}$, que é a relação entre o momento fletor de cálculo em situação de incêndio e à temperatura ambiente, além do valor da resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$. Com os valores dos dois primeiros parâmetros, determina-se o valor de $k_{y,\theta}$ que atende à igualdade e, pela figura 1, a temperatura correspondente, que é a temperatura crítica.

A tabela III.14 mostra resultados obtidos para vigas com M_{Sd}/M_{Rd} igual a 0,6, 0,8 e 1,0, com $M_{fi,Sd}/M_{Sd}$ entre 0,5 e 0,8. Estas faixas de variação são usuais na prática.

S_d/R_d	$S_{fi,d}/S_d = 0,5$	$S_{fi,d}/S_d = 0,6$	$S_{fi,d}/S_d = 0,7$	$S_{fi,d}/S_d = 0,8$
1,0	662	635	608	586
0,9	675	651	627	603
0,8	689	667	645	624
0,7	704	683	665	646
0,6	731	699	683	667
0,5	758	731	704	689

Tabela III.14 – Valores da temperatura crítica (°C) em vigas

Ainda de maneira similar às barras comprimidas, os dois parâmetros utilizados podem ser transformados em apenas um, $M_{fi,Sd}/M_{Rd}$, ou seja, a relação entre a solicitação de cálculo em situação de incêndio e a resistência de cálculo à temperatura ambiente, conforme se vê na equação (III.63). Como exemplo, na

figura III.36 é mostrada a curva que permite chegar à temperatura crítica a partir apenas deste parâmetro único.

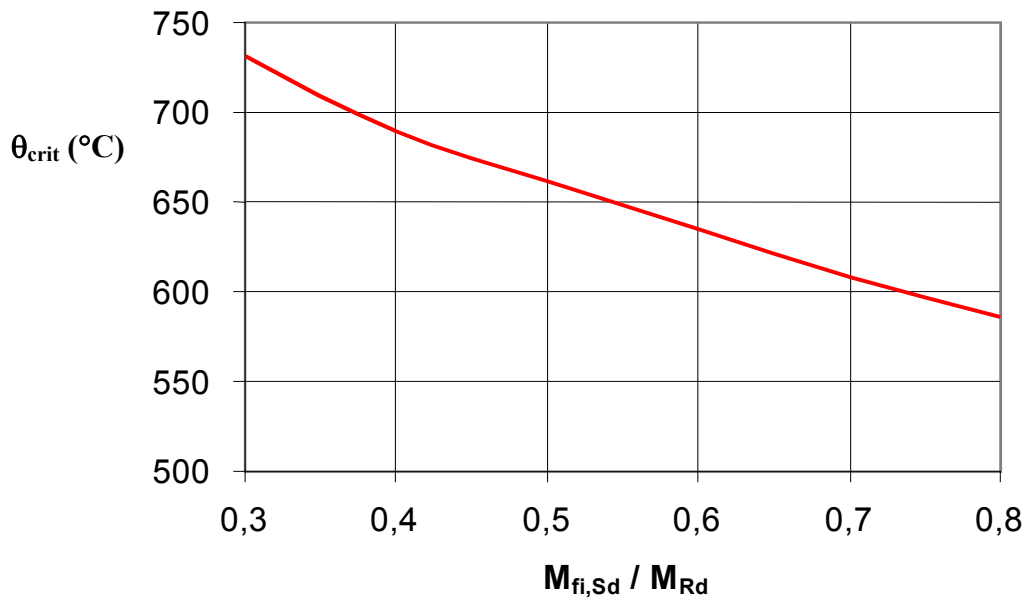


Figura III.36 – Temperatura crítica em vigas

3.7.4 – Dimensionamento Usando Temperatura Crítica

Para que um elemento estrutural tenha resistência adequada em situação de incêndio, a temperatura atingida pelo mesmo no tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) não pode ultrapassar sua temperatura crítica. No item 3.5.2.2, figura III.12, pode ser vista a elevação de temperatura até o tempo de 120 minutos, que corresponde ao máximo TRRF previsto pela NBR 14432, de elementos estruturais de aço sem proteção com fatores de massividade variando de $10m^{-1}$ a $400m^{-1}$. E nos itens 3.7.2 e 3.7.3 são mostrados os valores da temperatura crítica de determinadas barras comprimidas e vigas, respectivamente. Basta portanto efetuar uma comparação entre ambas as temperaturas para se efetuar o dimensionamento em situação de incêndio. Como aproximação, admite-se que valores que não constem das tabelas e curvas fornecidas, mas que estejam situados entre valores existentes, possam ser obtidos por interpolação.

3.8 – Estruturas Pertencentes à Vedação

A elevação da temperatura em elementos estruturais pertencentes à vedação do edifício (figura III.38) deve ser determinada utilizando uma norma ou especificação estrangeira e/ou bibliografia especializada. Admite-se que nos lados não expostos ao incêndio destes elementos, seja desprezado o fluxo de calor devido à radiação.



Figura III.37 - Estrutura de aço pertencente à vedação do edifício

No entanto, pode-se determinar esta elevação de temperatura, de maneira favorável à segurança, usando-se o procedimento indicado no item 3.5, calculando-se o fator de massividade apenas da parte da seção transversal exposta ao incêndio.

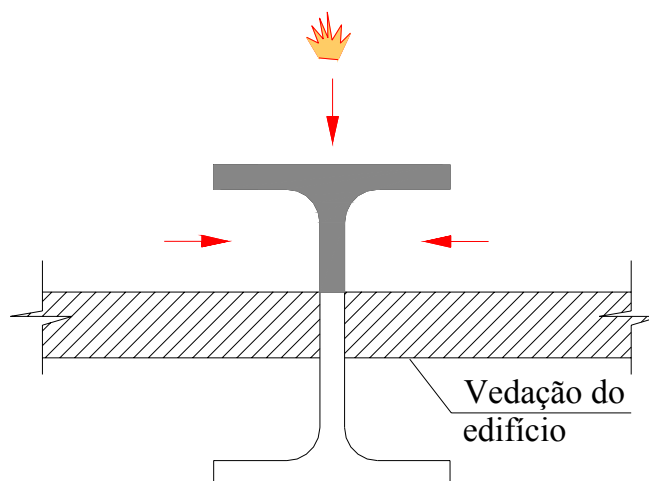


Figura III.38 – Elemento estrutural pertencente à vedação

3.9 – Estruturas Externas

A elevação da temperatura em estruturas de aço externas (figura III.39) depende de vários fatores, como:

- fluxo de calor por radiação proveniente do incêndio no interior do edifício;
- os fluxos de calor por radiação e por convecção provenientes das chamas geradas no interior do edifício e que emanam das aberturas existentes;
- as perdas de calor por radiação e por convecção da estrutura de aço para o ambiente;
- os tamanhos e as posições dos elementos componentes da estrutura;
- a eventual existência de anteparos para proteção de lados dos elementos estruturais da transmissão de calor por radiação.



Figura III.39 - Estrutura de aço externa

A NBR 14323(4) fornece apenas orientações genéricas com relação aos elementos estruturais externos. Com isso, para se obter efetivamente a elevação de temperatura nos elementos estruturais externos, deve-se usar métodos fornecidos no anexo C do ENV 1993-1-2(13) ou em outra norma ou especificação estrangeira.

As máximas temperaturas nas regiões internas do edifício próximas à estrutura externa, os tamanhos e as temperaturas das chamas que emanam destas regiões, o fluxo de calor devido à radiação e à convecção podem ser obtidos no anexo C do ENV 1991-2-2 (12) ou outra norma ou especificação estrangeira.

3.10 - Métodos Avançados de Cálculo

3.10.1 - Generalidades

Os métodos avançados de cálculo proporcionam uma análise realística da estrutura em incêndio, e podem ser usados para elementos estruturais individuais com qualquer tipo de seção transversal, incluindo elementos estruturais mistos, para subconjuntos ou para estruturas completas, internas, externas ou pertencentes à vedação. Eles devem ser baseados no comportamento físico fundamental de modo a levar à uma aproximação confiável do comportamento esperado dos componentes da estrutura em situação de incêndio.

Os métodos avançados de cálculo podem incluir modelos de cálculo separados para:

- o desenvolvimento e a distribuição de temperatura nas peças estruturais (análise térmica);
- o comportamento mecânico da estrutura ou de alguma de suas partes (análise estrutural).

Qualquer modo de ruína potencial não coberto pelo método avançado de cálculo empregado (incluindo flambagem local e colapso por cisalhamento) deve ser impedido de ocorrer por meio de um projeto estrutural adequado.

Os métodos avançados de cálculo podem ser usados em associação com qualquer curva de aquecimento, desde que as propriedades do material sejam conhecidas para a faixa de temperatura considerada.

Tendo em vista sua complexidade, a utilização de métodos avançados de cálculo exigem grande conhecimento e experiência dos engenheiros e a utilização consciente de softwares específicos.

3.10.2 – Análise Térmica

O análise térmica deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da teoria de transferência de calor, e deve considerar:

- as ações térmicas relevantes indicadas em norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada;

- a variação das propriedades térmicas dos materiais com a temperatura, conforme o item 3.2.

Os efeitos da exposição térmica não-uniforme e da transferência de calor a componentes de edifícios adjacentes devem ser incluídos quando forem relevantes.

A influência de alguma umidade ou migração de umidade no material de proteção contra incêndio pode conservativamente ser desprezada.

3.10.3 - Análise estrutural

A análise estrutural deve ser baseada em princípios reconhecidos e hipóteses da mecânica dos sólidos.

Os efeitos das tensões e deformações induzidas termicamente devidos ao aumento de temperatura e às temperaturas diferenciais devem ser considerados. Quando relevante, devem também ser considerados:

- os efeitos combinados de ações mecânicas, imperfeições geométricas e ações térmicas;

- as propriedades do material em função do aumento da temperatura, conforme capítulo 2;

- os efeitos da não-linearidade geométrica;

- os efeitos da não-linearidade do material, incluído os efeitos benéficos do carregamento e descarregamento na rigidez estrutural.

As deformações no estado limite último devem ser limitadas, quando necessário, para assegurar que a compatibilidade seja mantida entre todas as partes da estrutura.

Se necessário, o projeto deve se basear no estado limite último pelo qual as deformações calculadas da estrutura poderiam causar colapso devido à perda de apoio adequado de um elemento estrutural.

CAPÍTULO 4

EXEMPLO

4.1 – Introdução

Neste capítulo será mostrado um exemplo de dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio de acordo com a NBR 14323(4). Será apresentado, primeiramente, o dimensionamento em temperatura ambiente segundo a NBR 8800(7) pois, vários valores obtidos neste momento, são necessários no processo de verificação em situação de incêndio. A partir daí, se inicia a verificação em incêndio propriamente dita, com a determinação do tempo de resistência requerido ao fogo (TRRF) de acordo com a NBR14432 (5). Através deste valor, chegamos à temperatura dos elementos de aço que compõem a estrutura após decorrido o TRRF. Prossegue-se, então, determinando-se se os elementos necessitam ou não de proteção. Para os perfis em que esta for necessária, a mesma é definida e verifica-se novamente a estrutura com o uso da proteção.

Além disso, é realizada a verificação, de acordo com a NBR 14323, a qual prescreve que, pode-se tentar dispensar a proteção nas cordas da tesoura de cobertura, verificando se a estrutura conseguiria manter sua estabilidade mesmo com o colapso desta tesoura. Para isto, os pilares e a viga do pórtico são novamente avaliados, supondo que a tesoura da cobertura entrou em colapso e deixou de integrar a estrutura dos pórticos transversais

Em um item seguinte, é realizada a verificação em situação de incêndio dos montantes da tesoura da cobertura, da viga do pórtico e do pilar do 1º pavimento utilizando-se o método da temperatura crítica. Para isso, compara-se a temperatura atingida pelos mesmos no TRRF com suas respectivas temperaturas críticas.

A apresentação de um exemplo completo de dimensionamento em situação de incêndio se torna importante devido ao fato de este ser um assunto relativamente novo e para facilitar o entendimento de pessoas que futuramente se

interessem e venham estudar a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio utilizando este trabalho como fonte de consulta.

A seguir é apresentado o projeto de um edifício para escritórios (serviços profissionais, pessoais e técnicos) em relação ao qual sabe-se que:

- existe alvenaria com peso total (incluindo acabamento) de 2 kN/m^2 , em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e o entre o penúltimo e o antepenúltimo eixo, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior, que pesam $0,2 \text{ kN/m}^2$;

- a laje de concreto, no piso do segundo pavimento, tem 10 cm de espessura, é maciça e armada em apenas na direção do menor lado de cada painel (a relação entre os lados dos painéis supera 2);

- os forros falsos nos tetos do primeiro e do segundo pavimento pesam $0,2 \text{ kN/m}^2$ e possuem aberturas que permitem a passagem de vento;

- o revestimento do piso do segundo pavimento pesa $0,5 \text{ kN/m}^2$;

- as telhas são trapezoidais de aço galvanizado e pintadas, e pesam $0,07 \text{ kN/m}^2$;

- o peso estimado da estrutura metálica (exceto pilares) é de $0,18 \text{ kN/m}^2$ na cobertura e de $0,37 \text{ kN/m}^2$ no piso do segundo pavimento;

- o peso estimado dos perfis dos pilares é de $1,15 \text{ kN/m}^2$;

- a sobrecarga, de acordo com a NBR 6120, é de 2 kN/m^2 no piso do segundo pavimento, e de acordo com a NBR 8800, de $0,25 \text{ kN/m}^2$ na cobertura;

- deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de 1 kN/m^2 , devido à previsão de colocação de paredes divisórias móveis;

- a viga que une os pilares no sentido transversal da construção é ligada rigidamente aos mesmos;
- os pilares são rotulados na base.

As forças transversais que atuam no edifício, devidas ao vento, juntamente com a carga permanente e as sobrecargas, são resistidas pelos pórticos transversais situados nos eixos 1 a N. Estes pórticos são todos iguais. As forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura, situados entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos N-1 e N e pelos contraventamentos verticais em X situados entre os eixos 2 e 3 e entre os eixos N-2 e N-1 nas filas A e B. A laje de concreto do piso do 2º pavimento e a cobertura, pelo fato de possuir contraventamentos também no sentido longitudinal do edifício, comportam-se como diafragmas.

O aço estrutural utilizado será o ASTM A36. O edifício tem um comprimento longitudinal tal que sua área total supera 1500 m².

Será feito resumidamente o dimensionamento à temperatura ambiente de todas as barras dos pórticos transversais (somente serão apresentadas as etapas que têm interesse para o dimensionamento em situação de incêndio), da viga V2 do piso do 2º pavimento e do contraventamento vertical, segundo a NBR 8800, e em seguida, a verificação destes elementos estruturais em situação de incêndio, segundo a NBR 14323.

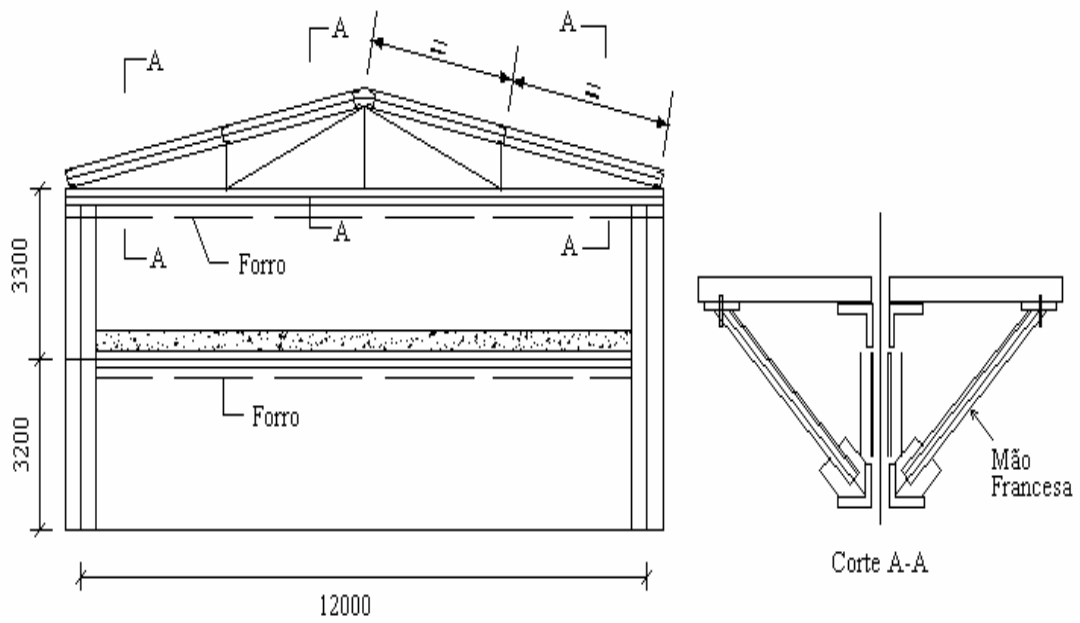


Figura IV.1 - Seção transversal do edifício

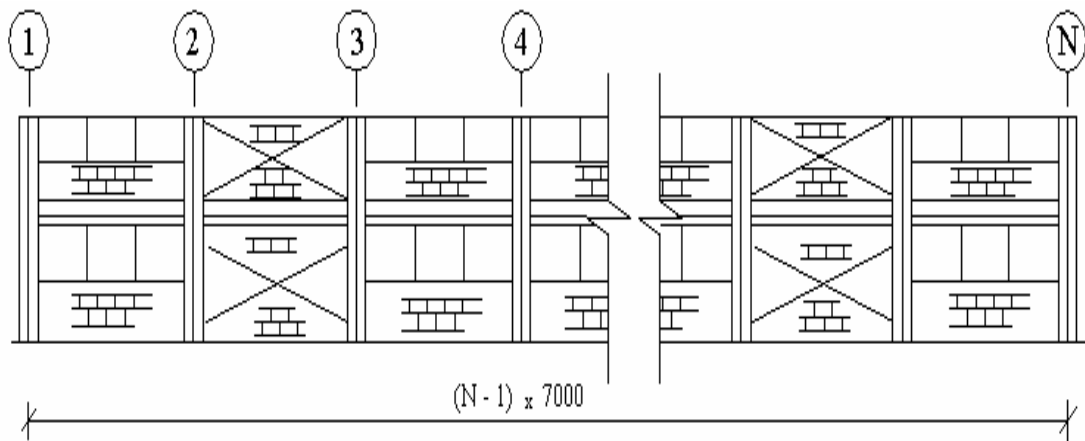


Figura IV.2 - Fachada lateral

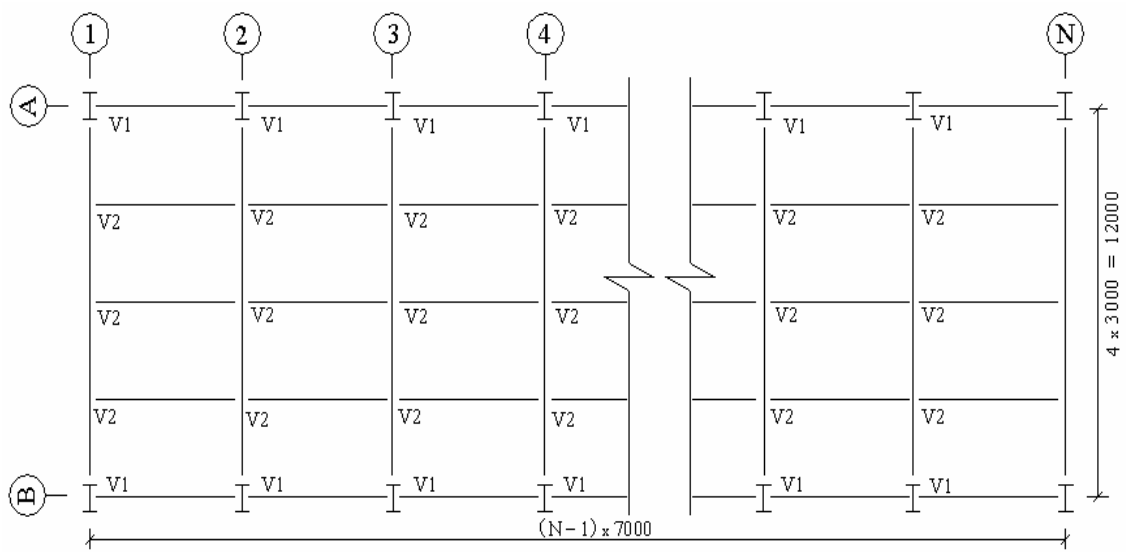


Figura IV.3 – Planta do piso do 2º pavimento

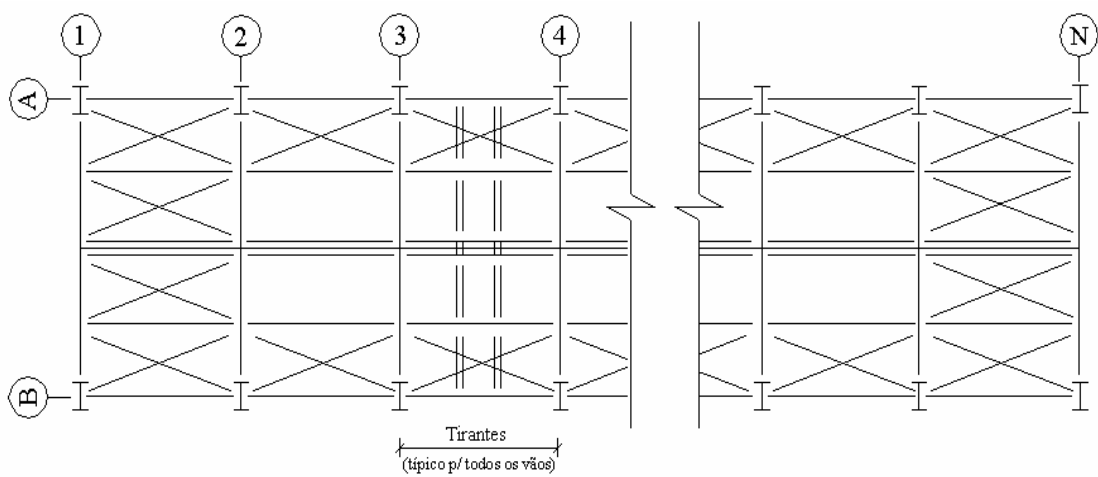


Figura IV.3 – Planta da cobertura

Para a análise estrutural dos pórticos transversais, será utilizada a figura seguinte, que mostra o sistema estático dos pórticos, as dimensões e as numerações de nós e barras.

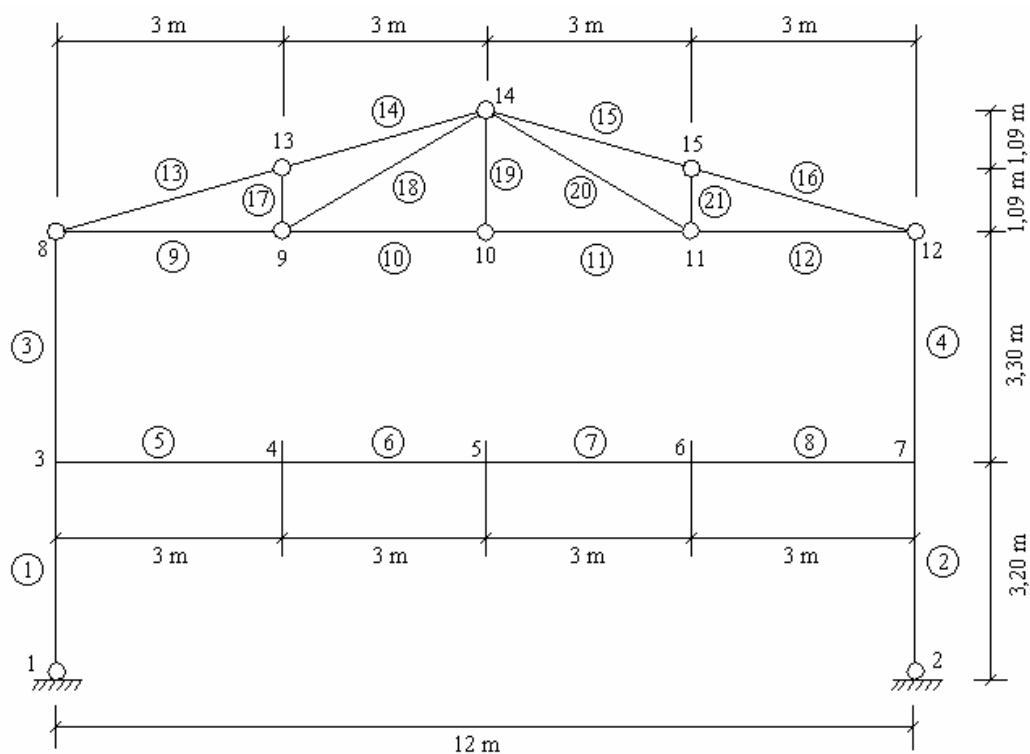


Figura IV.5 – Numeração de barras e nós

As seções transversais propostas para as diversas barras são as seguintes:

BARRAS	A (m ²)	I (m ⁴)	PERFIL
Pilares: 1 a 4	0,01470	0,00024412	CS 300 x 115
Viga: 5 a 8	0,01454	0,00112225	VS 650 x 114
Cordas: 9 a 16	0,00230	0,00000124	┘┘ 76,2 x 7,94
Montantes e Diagonais: 17 a 21	0,00150	0,00000058	┘┘ 63,5 x 6,35

Tabela IV.1 – Perfis utilizados

O carregamento aplicado será o seguinte:

4.1.1 – Carga permanente

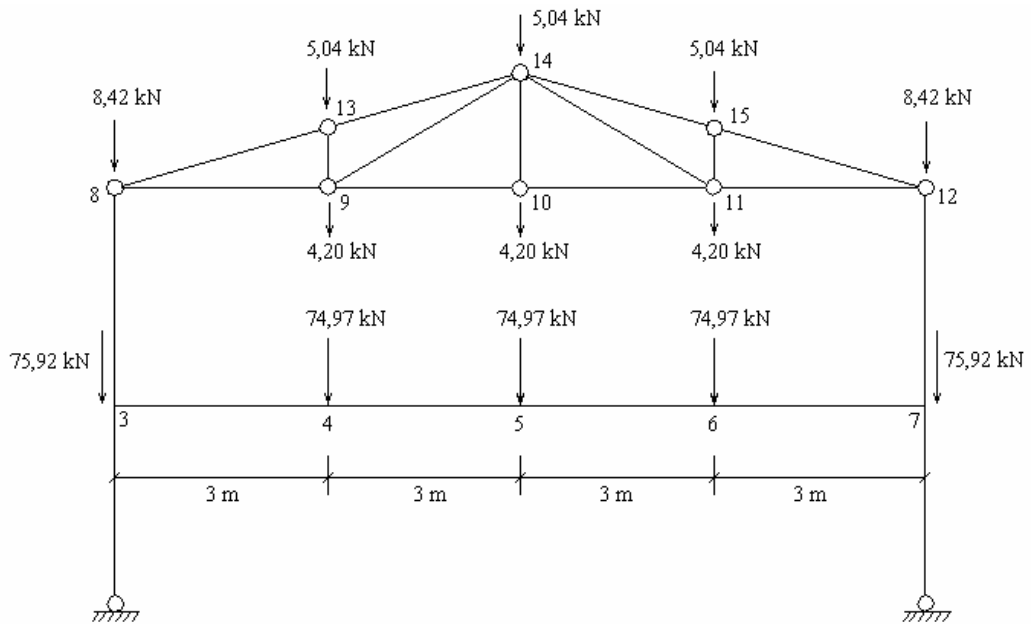


Figura IV.6 – **Carga permanente**

As ações que atuam na cobertura são de pequena variabilidade e as que atuam no nível do piso do 2º pavimento são de grande variabilidade.

4.1.2 - Sobrecarga no piso do 2º pavimento

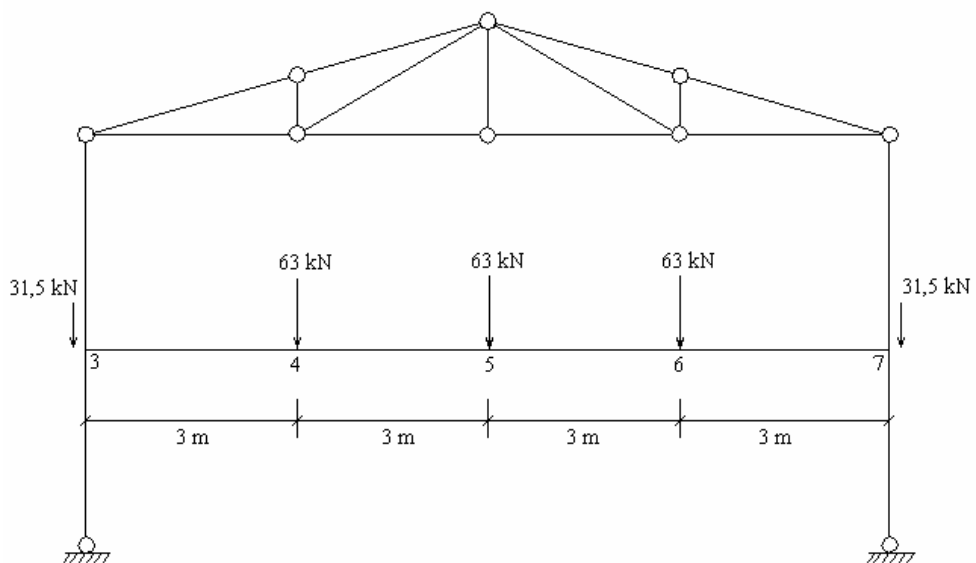


Figura IV.7 – **Sobrecarga no 2º pavimento**

4.1.3 - Sobrecarga na cobertura

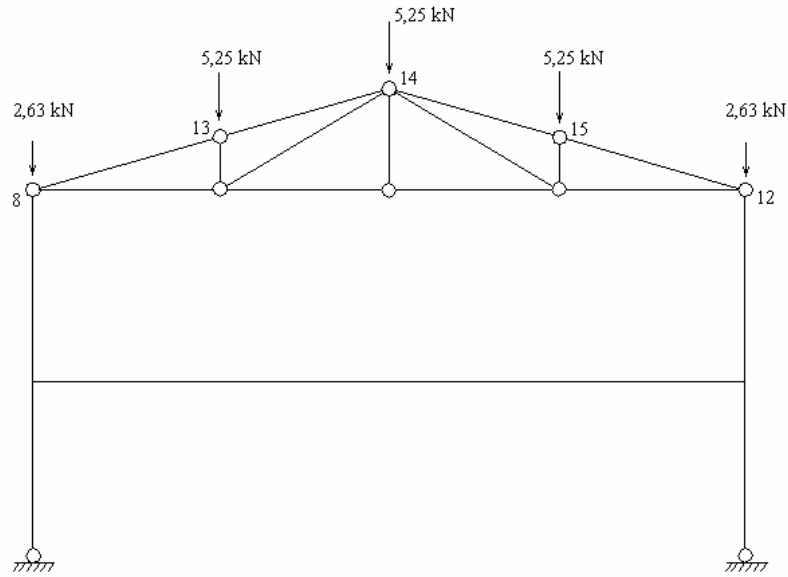


Figura IV.8 – Sobrecarga na cobertura

4.1.4 - Vento transversal

Considerando o local da construção, as dimensões do edifício e as aberturas, existe a possibilidade de se ter as duas hipóteses de ações devidas ao vento apresentadas a seguir:

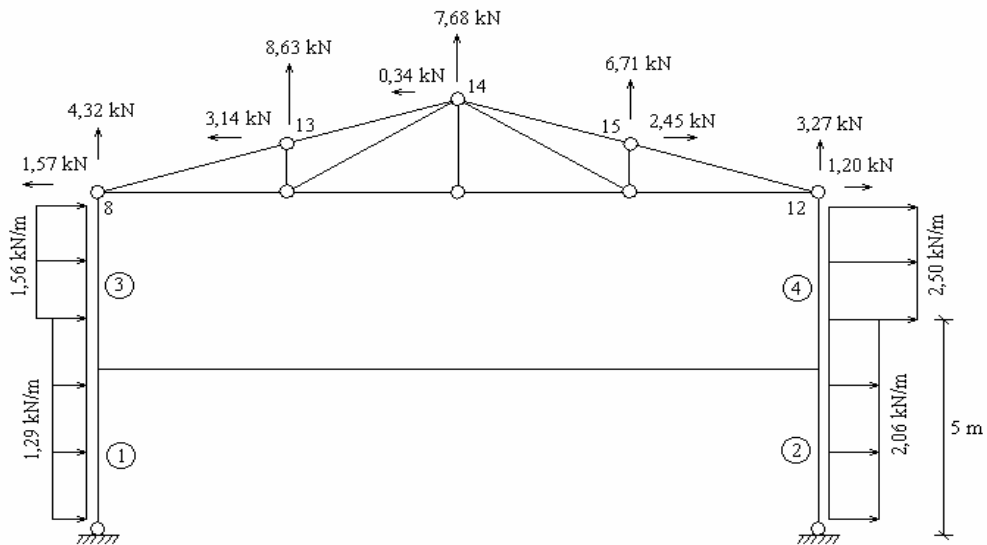


Figura IV.9 - Hipótese 1 - vento da esquerda para direita

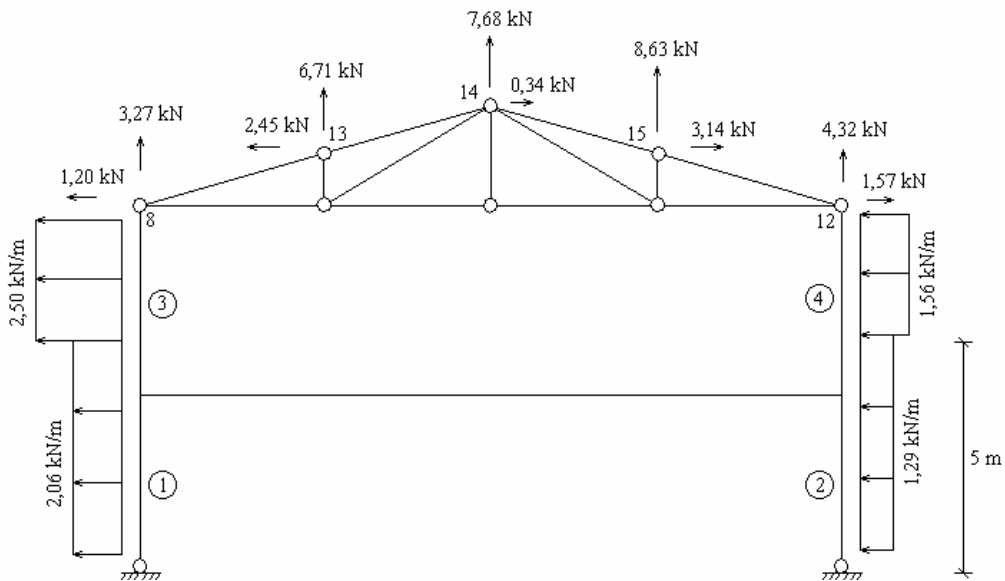


Figura IV.10 - Hipótese 2 - vento da direita para esquerda

4.1.5 – Esforços solicitantes nas barras

Os esforços solicitantes nas barras, oriundos da análise estrutural, são fornecidos a seguir, com:

4.1.5.1 - Convenção de sinais:

- Força Normal: tração: + compressão: -

- Momento Fletor:

Pilares: momento causando tração no lado direito: +
momento causando tração no lado esquerdo: -

Vigas: momento causando tração na face inferior: +
momento causando compressão na face inferior: -

- Força Cortante

sentido $\uparrow\downarrow$ nas vigas e este mesmo sentido com giro horário de 90° nos pilares: +

sentido $\downarrow\uparrow$ nas vigas e este mesmo sentido com giro horário de 90° nos pilares: -

4.1.5.2 - Nomenclatura:

G1 – carga permanente no piso do 2º pavimento (grande variabilidade);

G2 – carga permanente na cobertura (pequena variabilidade);

SC1 – sobrecarga no piso do 2º pavimento;

SC2 – sobrecarga na cobertura;

V1 – vento hipótese 1 (da esquerda para direita);

V2 – vento hipótese 2 (da direita para esquerda).

BARRA	CARREGAMENTO	NORMAL (N) (kN)	MOMENTO (M) (kN.m)	CORTANTE (V) (kN)
1	G1	-188,38	-102,58	-32,06
	G2	-22,28	+1,89	+0,59
	SC1	-126,00	-86,20	-26,94
	SC2	-10,51	+1,07	+0,34
	V1	+21,83	+24,79	+9,81
	V2	+8,78	-26,66	-11,63
2	G1	-188,38	+102,58	+32,06
	G2	-22,28	-1,89	-0,59
	SC1	-126,00	+86,20	+26,94
	SC2	-10,51	-1,07	-0,34
	V1	+8,78	+26,66	+11,63
	V2	+21,83	-24,79	-9,81
3	G1	0	+94,63	-22,68
	G2	-22,28	+3,47	-1,05
	SC1	0	+79,52	-24,10
	SC2	-10,51	+1,97	-0,60
	V1	+16,19	-10,26	+5,33
	V2	+14,42	+6,07	-5,39
4	G1	0	-94,63	+22,68
	G2	-22,28	-3,47	+1,05
	SC1	0	-79,52	+24,10
	SC2	-10,51	-1,97	+0,60
	V1	+14,42	-6,07	+5,39
	V2	+16,19	+10,26	-5,33

Notas: - momentos fletores no nó 3 para barras 1 e 3 e no nó 7 para barras 2 e 4;
- forças cortantes no nó 1 para barra 1, no nó 2 para barra 2, no nó 3 para barra 3 e no nó 7 para barra 4.

Tabela IV.2 – Esforços solicitantes nos pilares

NÓ	CARREGAMENTO	NORMAL (N) (kN)	MOMENTO (M) (kN.m)	CORTANTE (V) (kN)
3	G1	-3,38	-197,22	+112,45
	G2	+1,64	-1,58	0
	SC1	-2,84	-165,73	+94,50
	SC2	+0,93	-0,90	0
	V1	+0,35	+35,05	-5,65
	V2	+0,35	-32,74	+5,65
4	G1	-3,38	+140,15	+112,45/+37,48*
	G2	+1,64	-1,58	0
	SC1	-2,84	+117,77	-2,84/+31,50*
	SC2	+0,93	-0,90	0
	V1	+0,35	+18,11	-5,65
	V2	+0,35	-15,79	+5,65
5	G1	-3,38	+252,60	+37,48/-37,49*
	G2	+1,64	-1,58	0
	SC1	-2,84	+212,27	+31,50/-31,50*
	SC2	+0,93	-0,90	0
	V1	+0,35	+1,16	-5,65
	V2	+0,35	+1,16	+5,65
6	G1	-3,38	+140,15	-37,49/-112,46*
	G2	+1,64	-1,58	0
	SC1	-2,84	+117,77	-31,50/-94,50*
	SC2	+0,93	-0,90	0
	V1	+0,35	-15,79	-5,65
	V2	+0,35	+18,11	+5,65
7	G1	-3,38	-197,22	-112,45
	G2	+1,64	-1,58	0
	SC1	-2,84	-165,73	-94,50
	SC2	+0,93	-0,90	0
	V1	+0,35	+32,74	-5,65
	V2	+0,35	+35,05	+5,65

* Valor à esquerda e à direita do nó.

Tabela IV.3 – Esforços solicitantes na viga do pórtico (barra 5 a 8)

BARRA	CARREGAMENTO					
	G1	G2	SC1	SC2	V1	V2
9	-28,68	+37,10	-24,10	+21,08	-30,42	-27,43
10	-28,68	+24,38	-24,10	+13,85	-16,97	-16,97
11	-28,68	+24,38	-24,10	+13,85	-16,97	-16,97
12	-28,68	+37,10	-24,10	+21,08	-27,43	-30,42
13	0	-40,59	0	-23,06	+34,75	+32,66
14	0	-40,59	0	-23,06	+38,09	+35,27
15	0	-40,59	0	-23,06	+35,27	+38,09
16	0	-40,59	0	-23,06	+32,66	+34,75
17	0	-5,04	0	-5,25	+9,77	+7,60
18	0	+15,72	0	+8,93	-16,62	-12,93
19	0	+4,20	0	0	0	0
20	0	+15,72	0	+8,93	-12,93	-16,62
21	0	-5,04	0	-5,25	+7,60	+9,77

Tabela IV.4 – Forças normais nas barras da treliça de cobertura

4.2 – Resumo do Dimensionamento à Temperatura Ambiente Segundo a NBR 8800

4.2.1 - Tesoura

4.2.1.1 - Cordas

Corda inferior (barras 9 a 12) e superior (barras 13 a 16).

Forças normais de cálculo:

- Máxima tração:

$$N_d = 0,9 G1 + 1,3 G2 + 1,5 SC2$$

$$N_d = 0,9 (-28,68) + 1,3 (37,10) + 1,5 (21,08) = 54,04 \text{ kN (barras 9 e 12 da corda inferior)}$$

- Máxima compressão:

$$N_d = 1,3 G2 + 1,5 SC2$$

$$N_d = 1,3 (-40,59) + 1,5 (-23,06) = -87,36 \text{ kN (toda a corda superior)}$$

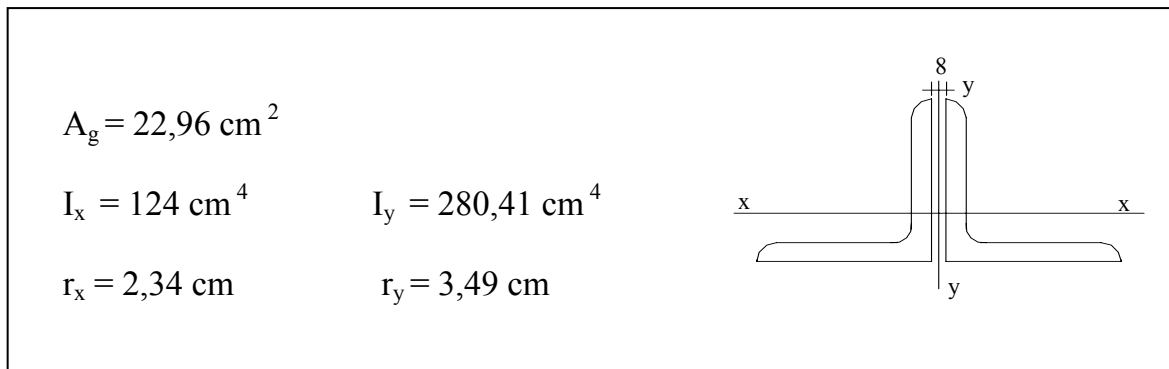


Figura IV.11 - Perfil: $\text{C} 76,2 \times 7,94$ espaçados de 8mm

VERIFICAÇÃO À FORÇA NORMAL DE TRAÇÃO

a) Estado limite de escoamento da seção bruta

$$\phi_{ty} N_{ny} = \phi_{ty} A_g f_y = 0,9 \times 22,96 \times 25 = 516,6 \text{ kN}$$

b) Estado limite de ruptura da seção líquida efetiva

$$\phi_{tu} N_{nu} = \phi_{tu} A_e f_u = 0,75 \times 19,52 \times 40 = 585,6 \text{ kN} \quad (C_t = 0,85 - \text{ligação soldada em apenas uma aba de cada cantoneira})$$

c) Resistência de cálculo

$$\phi_t N_n = 516,6 \text{ kN} > N_d = 54,04 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

VERIFICAÇÃO À FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO

a) Flambagem local

$$b/t = 76,2/7,94 = 9,60 < (b/t)_{\max} = 0,44 \sqrt{E/f_y} = 12,60 \rightarrow Q = 1,00$$

b) Instabilidade global

Pior condição: instabilidade por flexão em relação ao eixo x

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r} \right)_x \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{319}{2,34} \sqrt{\frac{1,00 \times 25}{20500}} = 1,52$$

Curva de resistência “c” $\Rightarrow \rho_x = 0,318$

c) Resistência de cálculo:

$$\phi_c N_n = \phi_c \rho_x Q A_g f_y = 0,9 \times 0,318 \times 1,0 \times 22,96 \times 25 = 183 \text{ kN} > N_d = 87,36 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

4.2.1.2 - Diagonais e Montantes

Montantes (barras 17, 19 e 21) e diagonais (barras 18 e 20).

- Máxima tração

$$N_d = 1,3 G2 + 1,5 SC2 = 1,3 (15,72) + 1,5 (8,93) = 33,83 \text{ kN} \quad (\text{diagonais 18 e 20})$$

- Máxima compressão

$$N_d = 1,3 G2 + 1,5 SC2 = 1,3 (-5,04) + 1,5 (-5,25) = -14,43 \text{ kN} \quad (\text{montantes 17 e 21})$$

$$N_d = 1,0 G2 + 1,4 V1 = 1,0 (15,72) + 1,4 (-16,62) = -7,55 \text{ kN} \quad (\text{diagonal 18 / valor igual ao da diagonal 20})$$

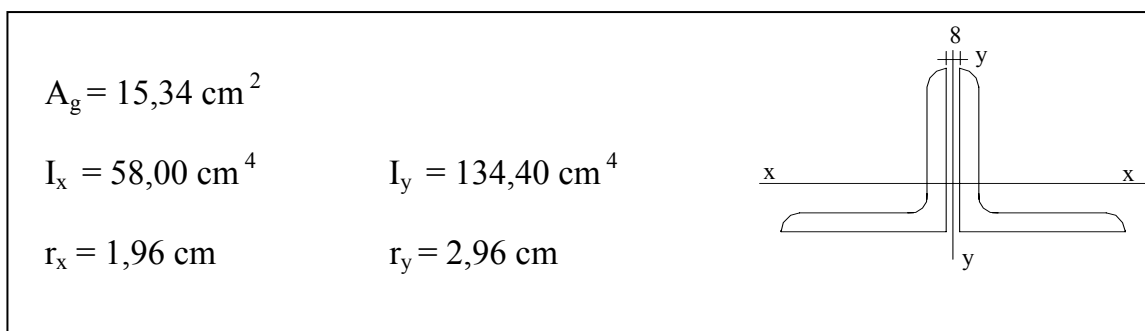


Figura IV.12 - Perfil: $\text{I} \text{L} 63,5 \times 6,35$ espaçados de 8mm

VERIFICAÇÃO À FORÇA NORMAL DE TRAÇÃO

a) Estado limite de escoamento da seção bruta

$$\phi_{ty} N_{ny} = \phi_{ty} A_g f_y = 0,9 \times 15,34 \times 25 = 345,2 \text{ kN}$$

b) Estado limite de ruptura da seção líquida efetiva

$$\phi_{tu} N_{nu} = \phi_{tu} A_e f_u = 0,75 \times 13,04 \times 40 = 391,2 \text{ kN} \quad (C_t = 0,85 - \text{ligação soldada em apenas uma aba de cada cantoneira})$$

c) Resistência de cálculo

$$\phi_t N_n = 345,2 \text{ kN} > N_d = 33,83 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

VERIFICAÇÃO À FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO

a) flambagem local

$$b/t = 63,5/6,35 = 10,0 < (b/t)_{\max} = 0,44 \sqrt{E/f_y} = 12,60 \rightarrow Q = 1,00$$

b) Instabilidade global

Apesar da força normal de compressão menor, a pior situação se dará nas diagonais 18 e 20 em virtude do maior comprimento destas barras, e para instabilidade por flexão em relação ao eixo x.

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r} \right)_x \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{371}{1,96} \sqrt{\frac{1,00 \times 25}{20500}} = 2,10$$

Curva de resistência “c” $\Rightarrow \rho_x = 0,186$

c) Resistência de cálculo

$$\phi_c N_n = \phi_c \rho_x Q A_g f_y = 0,9 \times 0,186 \times 1,0 \times 15,34 \times 25 = 64,2 \text{ kN} > N_d = 7,55 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

4.2.2 - Viga do Pórtico

• Máxima força cortante de cálculo:

$$V_d = 1,4 G1 + 1,5 SC1 + 1,4 \times 0,6 V2$$

$$V_d = 1,4(112,45) + 1,5(94,5) + 1,4 \times 0,6(5,65) = 303,93 \text{ kN} (\text{nó 3 / valor igual no nó 7})$$

- Máximo momento fletor de cálculo:

Tração na face superior:

$$M_d = 1,4 G1 + 1,3 G2 + 1,5 (SC1 + SC2) + 1,4 \times 0,6 V2$$

$$M_d = 1,4(-197,22) + 1,3(-1,58) + 1,5(-165,73 - 0,90) + 1,4 \times 0,6(-32,74) = -555,61 \text{ kN.m}$$

(nó 3 / valor igual no nó 7)

Tração na face inferior:

$$M_d = 1,4 G1 + 1,0 G2 + 1,5 SC1 + 1,4 \times 0,6 V1$$

$$M_d = 1,4(252,60) + 1,0(-1,58) + 1,5(212,27) + 1,4 \times 0,6 (1,16) = 671,44 \text{ kN.m (nó 5)}$$

- Máxima força normal de cálculo

$$N_d = 1,4G1 + 1,0 G2 + 1,5 SC1$$

$$N_d = 1,4 (-3,38) + 1,0 (1,64) + 1,5 (-2,84) = -7,35 \text{ kN}$$

(valor muito reduzido, que pode ser desprezado).

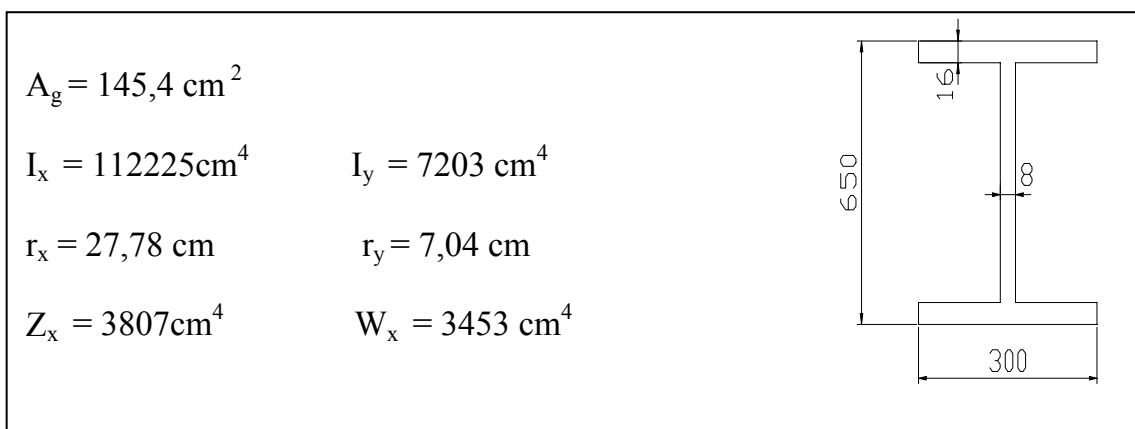


Figura IV.13 - Perfil escolhido: VS 650 x 114

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$a/h > 3 \Rightarrow k = 5,34$$

$$\lambda = h/t_w = 61,8/0,8 = 77,25$$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{k E}{f_y}} = 71,5$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{k E}{f_y}} = 92,6$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \rightarrow V_n = \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right) V_{pl} = \left(\frac{71,5}{77,25} \right) 0,60 \times 61,8 \times 0,8 \times 25 = 686,40 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = 0,9 \times 686,40 = 617,76 \text{ kN} > V_d = 303,93 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 77,25 < 5,6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 160,63 \rightarrow \text{viga não-esbelta}$$

- Estado limite FLA

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100,2 > \lambda = 77,25 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 95175 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,88 > \lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{15}{1,6} = 9,38 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 95175 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

A viga apresenta o diagrama de momento fletor de cálculo mostrado na figura IV.14. A mesa superior está contida pela laje de concreto. Por esta razão, pode ocorrer que a situação mais desfavorável para este estado limite último se dê nas barras 5 e 8, em virtude dos momentos negativos, respectivamente nos nós 3 e 7, que comprimem a mesa inferior, a qual não se encontra contida pela laje. Supondo, no entanto, que esta mesa esteja contida nos nós 4, 5 e 6, em função da ligação das vigas de piso V2, para os momentos negativos, tem-se:

$$\lambda_p = 1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50,10 > \lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{7,04} = 42,61 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 95175 \text{ kN.cm}$$

Para os momentos positivos, obviamente que também $M_n = M_{pl} = 95175 \text{ kN.cm}$.

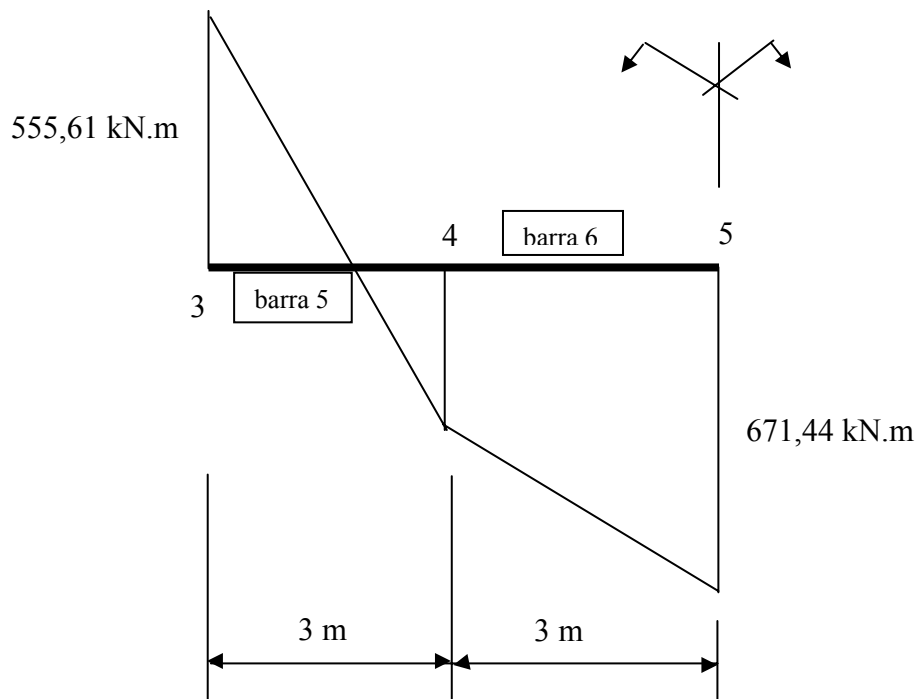


Figura IV.14 – Diagrama de momento fletor de cálculo para a viga do pórtico

- Resistência de cálculo

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 95175 = 85657 \text{ kN.cm} > M_d = 67144 \text{ kN.cm (positivo)} \quad \text{OK!}$$

$$> M_d = 55561 \text{ kN.cm (negativo)} \quad \text{OK!}$$

4.2.3 - Pilares

4.2.3.1 – 1º pavimento

- Máxima força normal de cálculo

$$N_d = 1,4 G1 + 1,3 G2 + 1,5 (SC1 + SC2)$$

$$N_d = 1,4 (-188,38) + 1,3 (-22,28) + 1,5 (-126,00 - 10,51) = - 497,46 \text{ kN}$$

- Máximo momento fletor de cálculo

$$M_d = 1,4 G1 + 1,0 G2 + 1,5 SC1 + 1,4 \times 0,6 V2$$

$$M_d = 1,4(-102,58) + 1,0(-1,89) + 1,5(-86,20) + 1,4 \times 0,6(-26,60) = -293,42 \text{ kN.m}$$

- Máxima cortante de cálculo

$$V_d = 1,4 G1 + 1,0 G2 + 1,5 SC1 + 1,4 \times 0,6 V2$$

$$V_d = 1,4 (-32,06) + 1,0 (-0,59) + 1,5 (-26,94) + 1,4 \times 0,6 (-11,63) = -94,47 \text{ kN}$$

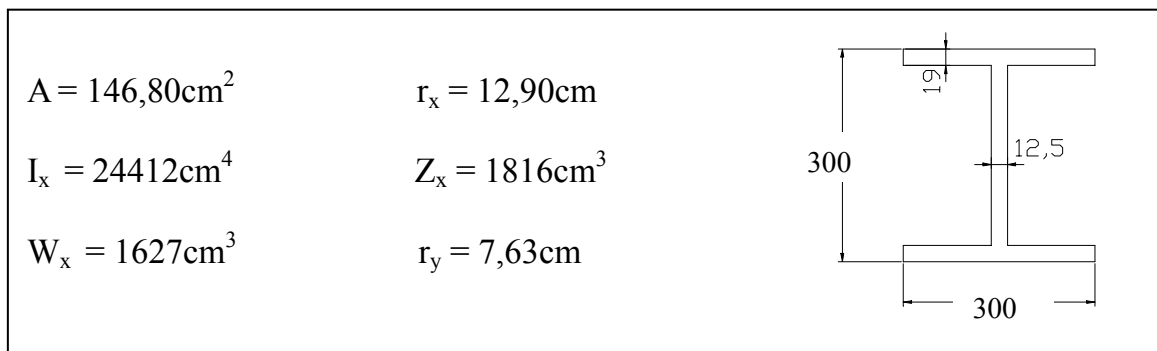


Figura IV.15 - Perfil escolhido: CS 300 x 115

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$a/h > 3 \rightarrow k = 5,34$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{26,2}{1,25} = 20,96 < \lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{kE}{f_y}} = 71,5$$

$$\phi_v V_n = 0,9 V_{pl} = 0,90 \times 0,60 \times 26,2 \times 1,25 \times 25 = 442,13 \text{ kN} \gg V_d = 94,47 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

EFEITO COMBINADO DE FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO E MOMENTO FLETOR

Força normal de compressão

- Flambagem local

$$\frac{b}{t_f} = \frac{15}{1,9} = 7,89 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\max} = 0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,75 \rightarrow Q_s = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{26,2}{1,25} = 21,44 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\max} = 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,09 \rightarrow Q_a = 1,0$$

$$Q = Q_a Q_s = 1,0$$

- Instabilidade global

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r}\right)_y \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{320}{7,63} \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20500}} = 0,47 \rightarrow \text{curva c} \rightarrow \rho_y = 0,861$$

$$G_1 = 10 \text{ (base rotulada)}$$

$$G_3 = \frac{24412/320 + 24412/330}{112225/1200} = 1,60$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r}\right)_x \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{2,0 \times 320}{12,90} \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20500}} = 0,55 \rightarrow \text{curva b} \rightarrow \rho_x = 0,862$$

$$K_x = 2,0$$

- Resistência de cálculo

$$\phi_c N_n = 0,9 \rho Q A_g f_y = 0,9 \times 0,861 \times 1,0 \times 146,8 \times 25 = 2843,88 \text{ kN} > 497,46 \text{ kN}$$

Momento fletor

- Estado limite FLA

$$N_y = A_g f_y = 146,8 \times 25 = 3670 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{0,9N_y} = \frac{497,46}{0,9 \times 3670} = 0,15 < 0,207 \rightarrow \lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2,8 \frac{N_d}{0,9f_y} \right) = 58,13$$

$$\lambda_p = 58,13 > \lambda = 21,44 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 45400 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,88 > \lambda = \frac{15}{1,9} = 7,89 \rightarrow M_n = M_{pl}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda_p = 1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50,11 > \lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,63} = 41,94 \rightarrow M_n = M_{pl}$$

- Resistência de cálculo

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 45400 = 40860 \text{ kN.cm} > M_d = 29342 \text{ kN.cm}$$

Efeito combinado força normal de cálculo e momento fletor

$$\frac{N_d}{\phi_c N_y} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} = \frac{497,46}{0,9 \times 3670} + \frac{29342}{40860} = 0,87 < 1,0 \quad \text{OK}$$

$$N_e = \frac{A_g f_y}{\lambda_x^2} = \frac{146,8 \times 25}{0,55^2} = 12132 \text{ kN}$$

$$C_m = 0,85$$

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_m M_d}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_e} \right) \phi_b M_n} = \frac{497,46}{2843,88} + \frac{0,85 \times 29342}{\left(1 - \frac{497,46}{0,73 \times 12132} \right) 40860} = 0,82 < 1,0 \quad \text{OK}$$

4.2.3.2 – 2º pavimento

- Máxima força normal de cálculo

$$N_d = 1,3 G_2 + 1,5 SC_2$$

$$N_d = 1,3 (-22,28) + 1,5 (-10,51) = -44,73 \text{ kN}$$

- Máximo momento fletor de cálculo

$$M_d = 1,4 G_1 + 1,3 G_2 + 1,5 (SC_1 + SC_2) + 1,4 \times 0,6 V_2$$

$$M_d = 1,4(94,63) + 1,3(3,47) + 1,5(79,52 + 1,97) + 1,4 \times 0,6(6,07) = 264,33 \text{ kN.m}$$

- Máxima força cortante de cálculo

$$V_d = 1,4 G_1 + 1,3 G_2 + (1,5 SC_1 + SC_2) + 1,4 \times 0,6 V_2$$

$$V_d = 1,4(-22,68) + 1,3(-1,05) + 1,5(-24,10 - 0,60) + 1,4 \times 0,6(-5,39) = -74,69 \text{ kN}$$

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$\phi_v V_n = 442,13 \text{ kN (igual 1º pavimento)} \gg V_d = 74,69 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

EFEITO COMBINADO DE FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO E MOMENTO FLETOR

Força normal de compressão

$$Q = 1,0$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r} \right)_y \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{330}{7,63} \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20500}} = 0,48 \rightarrow \text{curva c} \rightarrow \rho_y = 0,856$$

$$G_3 = 1,60$$

$$G_8 = \infty$$

$$K_x = 2,55$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left(\frac{KL}{r} \right)_x \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \frac{2,5 \times 330}{12,90} \sqrt{\frac{1,0 \times 25}{20500}} = 0,73 \rightarrow \text{curva b} \rightarrow \rho_x = 0,768$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \rho Q A_g f_y = 0,9 \times 0,768 \times 1,0 \times 146,8 \times 25 = 2536,70 \text{ kN} > 44,73 \text{ kN}$$

Momento fletor

Mesmo perfil do 1º pavimento, comprimento similar e N_d menor:

$$\phi_b M_n = 40860 \text{ kN.cm} > M_d = 26433 \text{ kN.cm}$$

Efeito combinado força normal de cálculo e momento fletor

$$\frac{N_d}{\phi_c N_y} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} = \frac{44,73}{0,9 \times 3670} + \frac{26433}{40860} = 0,66 < 1,0 \quad \text{OK}$$

$$N_e = \frac{A_g f_y}{\lambda_x^2} = \frac{146,8 \times 25}{0,73^2} = 6887 \text{ kN}$$

$$C_m = 0,85$$

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_m M_d}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_e}\right) \phi_b M_n} = \frac{44,73}{2536,70} + \frac{0,85 \times 26433}{\left(1 - \frac{44,73}{0,73 \times 6687}\right) 40860} = 0,57 < 1,0 \quad \text{OK}$$

4.2.4 - Viga do Piso do 2º Pavimento

Será usado para V2 um perfil soldado, sem ação mista.

- Carga distribuída na viga

$$q_d = 3 [1,4 \times 3,57 + 1,5 (2,00 + 1,00)] = 28,89 \text{ kN/m}$$

- Máximo momento fletor de cálculo

$$M_d = 28,49 \times 7^2 / 8 = 174,50 \text{ kN.m}$$

- Máxima cortante de cálculo

$$V_d = 28,49 \times 7 / 2 = 99,72 \text{ kN}$$

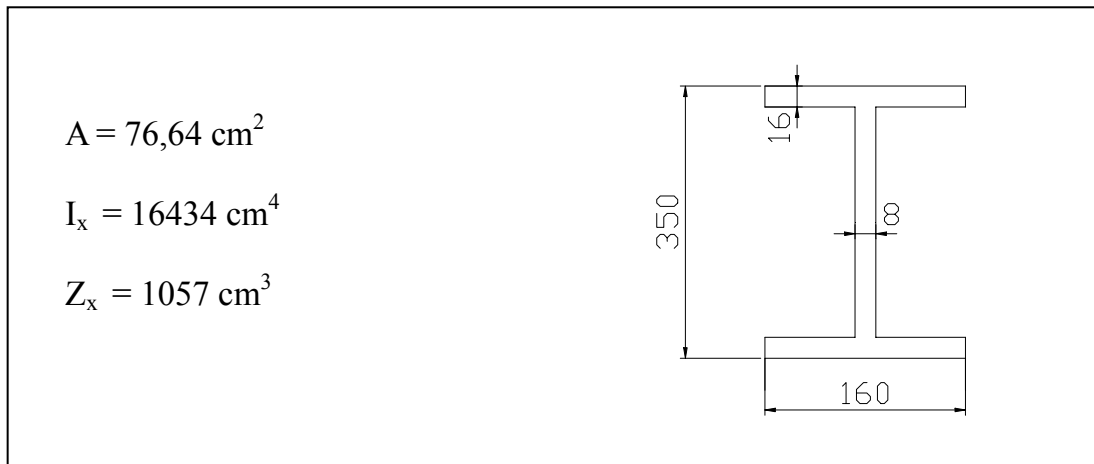


Figura IV.16 - Perfil escolhido: IS 350 x 60

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$a/h > 3 \Rightarrow k = 5,34$$

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{k E}{f_y}} = 71,5 > \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{31,8}{0,8} = 39,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow V_n = V_{pl} = 0,60 \times 31,8 \times 0,8 \times 25 = 381,6 \text{ kN}$$

$$\phi_v V_n = 0,9 \times 381,60 = 343,44 \text{ kN} > V_d = 99,72 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

$$\lambda = h/t_w = 39,75 < 5,6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 160,63 \rightarrow \text{viga não-esbelta}$$

- Estado limite FLA

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 100,2 > \lambda = 39,75 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 26425 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,88 > \lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{16/2}{1,6} = 5,00 \rightarrow M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 26425 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

A viga apresenta a mesa superior contida pela laje de concreto. Logo:

$$M_n = M_{pl} = Z_x f_y = 26425 \text{ kN.cm}$$

- Resistência de cálculo

$$\phi_b M_n = 0,9 \times 26425 = 23783 \text{ kN.cm} > M_d = 17450 \text{ kN.cm} \quad \text{OK!}$$

4.2.5 - Contraventamento vertical

As forças nominais devidas ao vento nos contraventamentos verticais são mostradas a seguir:

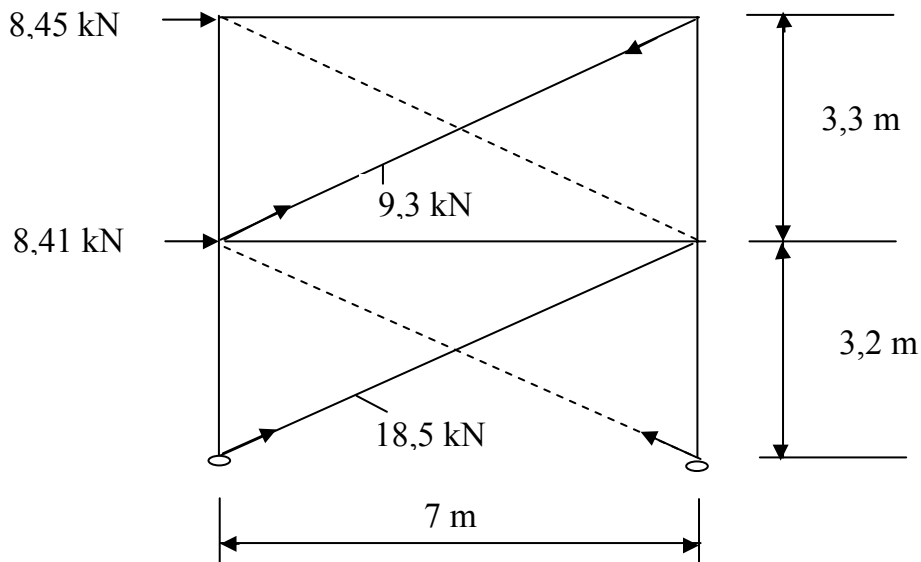


Figura IV.17 – **Forças normais nas barras de contraventamento**

- Força normal de cálculo máxima :

$$N_d = 1,4 \times 18,5 = 25,9 \text{ kN}$$

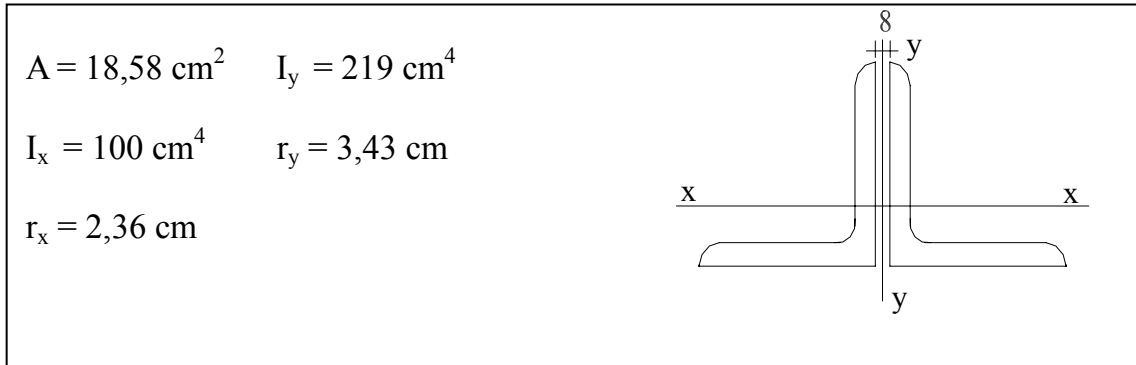


Figura IV.18 - Perfil escolhido: $\text{C} 76,2 \times 6,35$

- Esbeltez máxima:

$$\lambda_y = \frac{774}{3,43} = 226 < 300 \quad \text{OK!}$$

- escoamento da seção bruta:

$$N_d = 25,9 \text{ kN} < 0,9 \times 18,58 \times 25 = 418,05 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida efetiva:

$A_n = 18,58 - 2 \times (1,6 + 0,35) \times 0,635 = 16,10 \text{ cm}^2$ (ligação com dois parafusos, em uma aba de cada cantoneira da seção composta, com $d = 16 \text{ mm}$, na direção da solicitação)

$$A_e = C_t A_n = 0,75 \times 16,10 = 12,08 \text{ cm}^2$$

- Resistência de cálculo

$$N_d = 25,9 \text{ kN} < 0,75 \times 12,08 \times 40 = 362,4 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

4.3 - Verificação em Situação de Incêndio Segundo a NBR 14323

4.3.1 - TRRF, Temperatura nos Elementos Estruturais e Análise Estrutural para Gradiente Térmico

De acordo com a NBR 14432 (5), o TRRF para o edifício em questão é de 30 minutos, tendo em vista sua ocupação para serviços profissionais, pessoais e técnicos, sua área superior a 1500 m² e o fato de sua altura compreendida entre o ponto que caracteriza a saída situada no nível de descarga do prédio e o piso do último pavimento ser inferior a 6 m.

Inicialmente, a estrutura metálica será verificada sem o uso de nenhum tipo de proteção. Serão determinados os fatores de massividade dos elementos estruturais de aço, a temperatura atingida por estes elementos em 30 minutos, com a método apresentado no item 3.6, e os fatores de redução do limite de escoamento ($k_{y,\theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) nesta temperatura. Assim, a seguinte tabela pode ser feita:

Elemento estrutural	Perfil	u (m)	A (m ²)	u/A (m ⁻¹)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Cordas da tesoura	┘┘ 76,2 x 7,94	0,610	0,00230	265	838	0,091	0,081
Diagonais e montantes da tesoura	┘┘ 63,5 x 6,35	0,508	0,00153	332	840	0,090	0,081
Pilar	CS 300 x 135	1,775	0,01468	121	821	0,099	0,085
Viga do pórtico *	VS 650 x 114	2,184	0,01454	150	830	0,095	0,083
Viga do piso (V2)*	IS 350 x 60	1,164	0,00766	152	831	0,095	0,083
Contraventamento	┘┘ 76,2 x 6,35	0,610	0,00186	328	840	0,090	0,081

* elementos expostos ao incêndio por 3 lados – todos os demais, pelos 4 lados

Tabela IV.5 – Propriedades dos elementos estruturais em situação de incêndio

Foi tomado um intervalo de tempo (Δt) igual a 30s, menor que $25000/332 = 75,30s$ de acordo com o item 3.6 deste trabalho, onde 332 é o maior fator de massividade que aparece na tabela.

Os pilares, apesar de se situarem na vedação, foram tratados como elementos internos, uma vez que na altura das janelas, poderão estar expostos ao fogo por todos os lados.

A evolução da temperatura em todos os elementos estruturais, partindo da temperatura no tempo zero igual a 20°C, é mostrada na figura a seguir, juntamente com o aumento da temperatura dos gases segundo a curva padronizada pela NBR 5628.

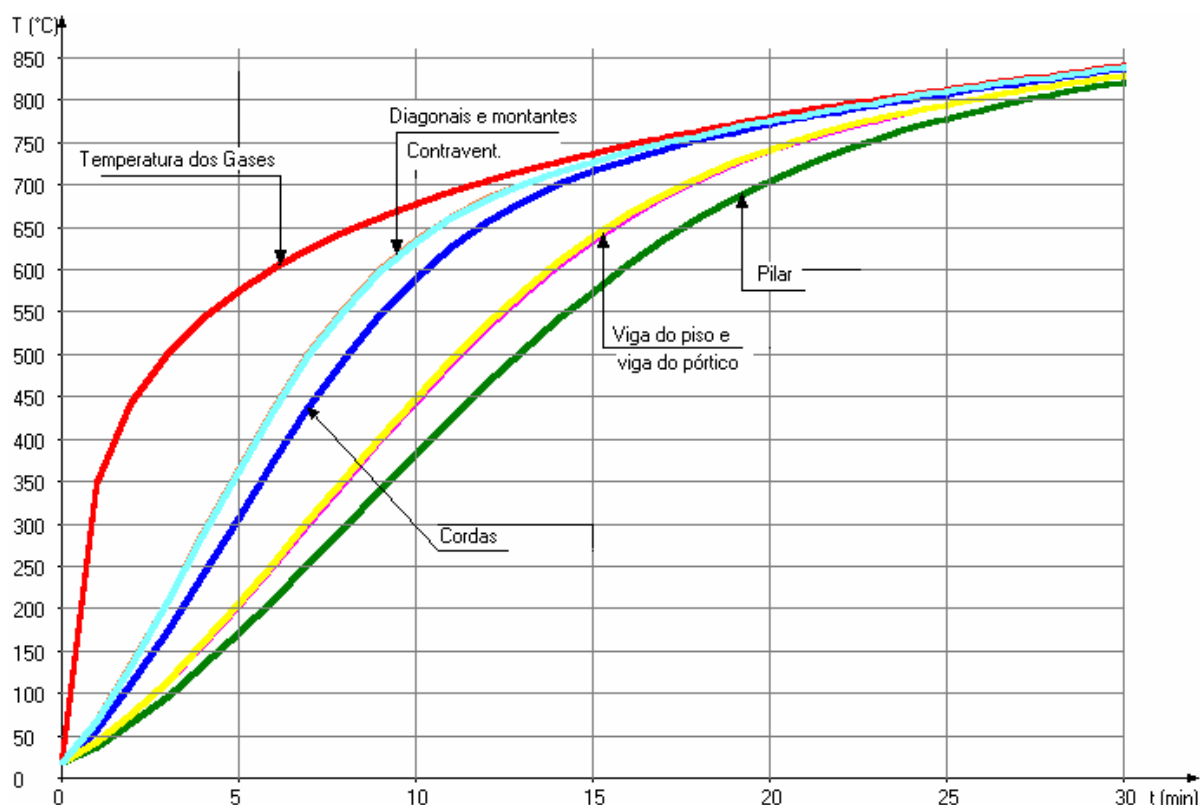


Figura IV.19 – Evolução da temperatura para os diversos perfis

De acordo com a NBR 14323(4), na determinação das solicitações de cálculo, os efeitos das deformações térmicas resultantes dos gradientes térmicos ao longo da altura da seção transversal das barras precisam ser considerados. No entanto, os efeitos das expansões térmicas, caso seja usada a curva temperatura-tempo dos gases quentes padronizada pela NBR 5628, podem ser desprezados.

Assim, o único elemento a ter um gradiente térmico é a viga do pórtico, pelo fato de possuir laje de concreto sobreposta. Este gradiente térmico será obtido pela diferença entre as temperaturas na mesa superior e na mesa inferior, considerando que o aquecimento nas mesmas é independente e tomando cada uma com seu próprio fator de massividade, como se vê na seqüência.

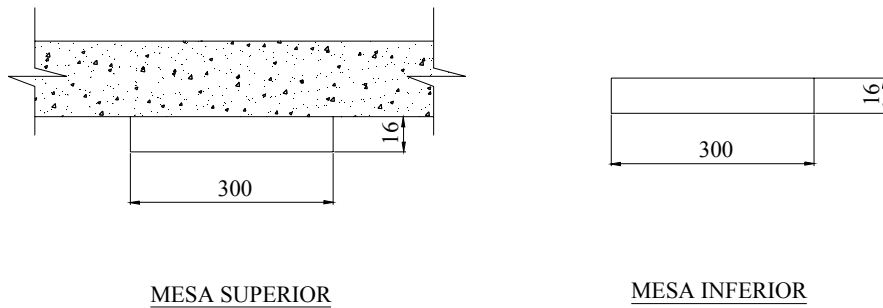


Figura IV.20 – Situação das mesas da viga do pórtico (Perfil 650x114)

$$\begin{aligned}
 A &= 48 \text{ cm}^2 \\
 u &= 33,2 \text{ cm} \\
 u/A &= 69,17 \text{ m}^{-1} \\
 k_{y\theta} &= 0,1719 \\
 k_{E\theta} &= 0,1106
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= 48 \text{ cm}^2 \\
 u &= 63,2 \text{ cm} \\
 u/A &= 131,67 \text{ m}^{-1} \\
 k_{y\theta} &= 0,0971 \\
 k_{E\theta} &= 0,0842
 \end{aligned}$$

O gradiente térmico que a viga do pórtico apresenta pode ser determinado da seguinte forma:

- temperatura da mesa superior obtida após 30 minutos de exposição ao incêndio:

$$\theta_{ms} = 748,43^\circ\text{C};$$

- temperatura da mesa inferior obtida após 30 minutos de exposição ao incêndio:

$$\theta_{mi} = 825,65^\circ\text{C};$$

$$\Delta\theta = \theta_{mi} - \theta_{ms} = 825,65 - 748,43 = 77,22^\circ\text{C}$$

A evolução da temperatura nestas duas mesas, assim como o aumento da temperatura dos gases, em 30 minutos, é mostrada no gráfico a seguir.

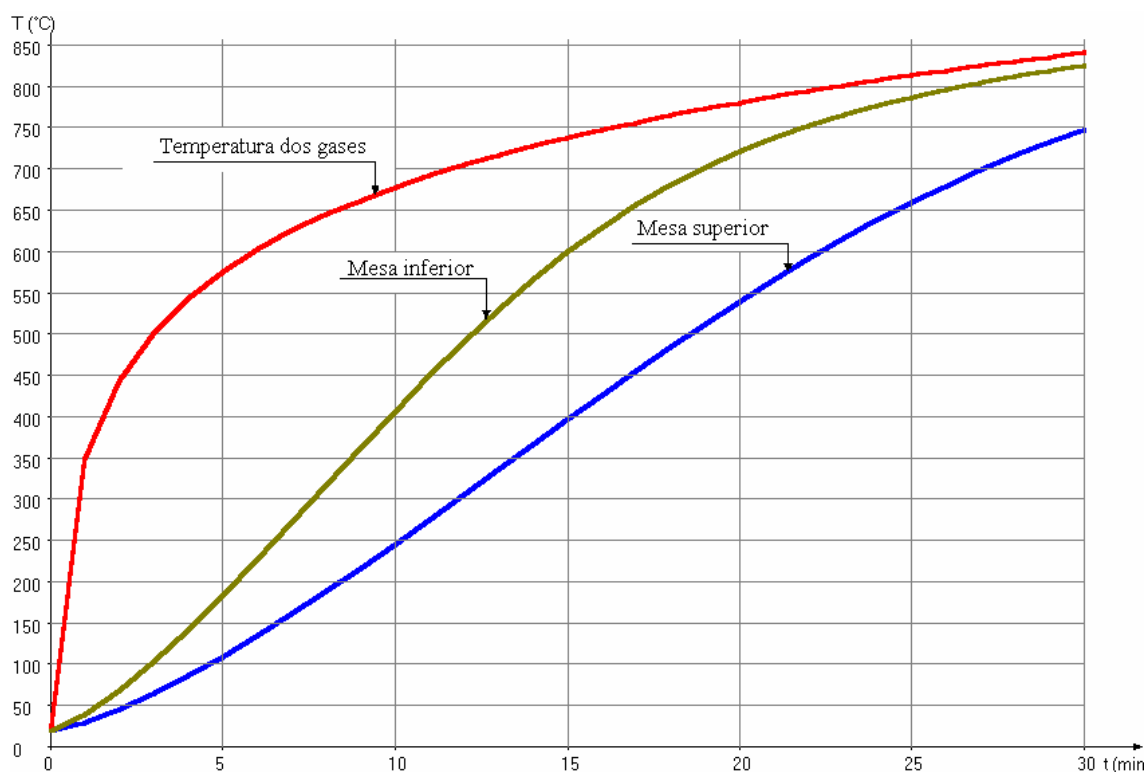


Figura IV.21 – Evolução da temperatura para as mesas superior e inferior

Para se levar em conta os efeitos das deformações originadas pelo gradiente térmico será efetuada a análise estrutural com o módulo de elasticidade (E) dos elementos constante e igual ao seu valor em temperatura elevada, ou seja:

$$E_{\theta} = k_{E,\theta} E$$

Assim, são os seguintes os valores do módulo de elasticidade usado nos diversos elementos estruturais dos pórticos transversais:

Elemento estrutural	PERFIL	u/A (m^{-1})	θ_a ($^{\circ}C$)	$k_{E,\theta}$	E_{θ} (kN/cm^2)
Cordas da tesoura	┘┘ 76,2 x 7,94	265	838	0,081	1660,50
Diagonais e montantes da tesoura	┘┘ 63,5 x 6,35	332	840	0,081	1660,50
Pilar	CS 300 x 115	121	821	0,085	1742,50
Viga do pórtico	VS 650 x 114	150	830	0,083	1701,50

Tabela IV.6 – Módulos de elasticidade em situação de incêndio

Na tabela IV.7 são apresentados os esforços solicitantes obtidos quando se considera o gradiente térmico mostrado anteriormente. A figura IV.22 apresenta os deslocamentos que o pórtico sofre considerando-se o gradiente térmico na viga de 77,25°C.

BARRA	NÓ	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
1	1	0	-1,59	0
	3	0	-1,59	-5,08
3	3	0	-1,42	4,68
	8	0	-1,42	0
5, 6, 7 e 8	ambas extremidades	-0,17	0	-9,77
9, 10, 11 e 12	ambas extremidades	-1,42	0	0

Notas:

- na barra 2, os esforços solicitantes são iguais aos da barra 1 com sinal invertido;
- na barra 4, os esforços solicitantes são iguais aos da barra 3 com sinal invertido;
- as barras não citadas apresentam todos os esforços solicitantes nulos.

Tabela IV.7 – Esforços solicitantes considerando-se o gradiente térmico

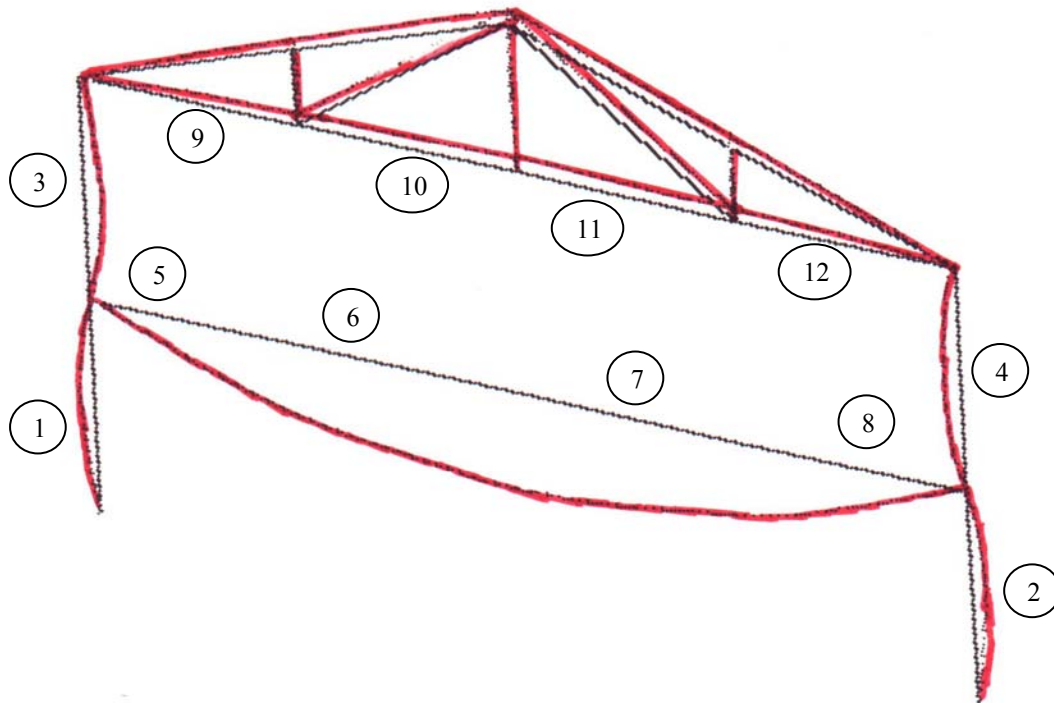


Figura IV.22 – Deslocamentos sofridos pelo pórtico considerando-se o gradiente térmico

4.3.2 - Verificação dos perfis da tesoura

4.3.2.1 - *Corda Superior (// 76,2 x 7,94)*

$$\frac{b}{t} = 9,60 < 12,60 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 12,60 \sqrt{\frac{0,081}{0,091}} = 11,89$$

$Q = 1,00 \rightarrow$ método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

A situação mais desfavorável ocorre nas barras 13 a 16 sob a sollicitação de compressão:

$$N_{fi,Sd} = 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC2 = 1,1(-40,59) + (0,00) + 0,2(-23,06) = -49,26 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,52 \sqrt{\frac{0,091}{0,081}} = 1,61 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,29$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,29 \times 0,091 \times 23 \times 25}{1,2} = 12,65 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Rd} = 12,65 \text{ kN} < N_{fi,Sd} = 49,26 \text{ kN} \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.3.2.2 - *Corda Inferior (// 76,2 x 7,94)*

Como a corda inferior possui o mesmo perfil da corda superior, o método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado. A situação mais desfavorável ocorre nas barras 10 e 11 sob a sollicitação de compressão:

$$N_{fi,Sd} = 1,2 G1 + 1,0 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC1$$

$$N_{fi,Sd} = 1,2(-28,68) + 1,0(24,38) + (-1,42) + 0,2(-24,10) = -16,28 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \frac{1}{\pi} \frac{300}{2,34} \sqrt{\frac{0,091 \times 25}{0,081 \times 20500}} = 1,51 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,32$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,32 \times 0,091 \times 23 \times 25}{1,2} = 13,95 \text{ kN}$$

$N_{fi,Rd} = 13,95 \text{ kN} < N_{fi,Sd} = 16,28 \text{ kN} \rightarrow$ necessária proteção

4.3.2.3 - Montantes ($\angle 63,5 \times 6,35$)

$$\frac{b}{t} = 10 < 12,60 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 12,60 \sqrt{\frac{0,081}{0,090}} = 11,95$$

$Q = 1,00 \rightarrow$ método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

A situação mais desfavorável ocorre nas barras 17 e 21 sob a solicitação de compressão:

$$N_{fi,Sd} = 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC2$$

$$N_{fi,Sd} = 1,1(-5,04) + (0,00) + 0,2(-5,25) = -6,59 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \frac{1}{\pi} \frac{109}{1,95} \sqrt{\frac{0,090 \times 25}{0,081 \times 20500}} = 0,65 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,753$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,753 \times 0,090 \times 15,30 \times 25}{1,2} = 21,60 \text{ kN}$$

$N_{fi,Rd} = 21,60 \text{ kN} > N_{fi,Sd} = 6,59 \text{ kN} \rightarrow$ não é necessária proteção

4.3.2.4 - Diagonais ($\angle 63,5 \times 6,35$)

Em situação de incêndio, haverá apenas a seguinte solicitação de cálculo de tração, nas barras 18 e 20:

$$N_{fi,Sd} = 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC2$$

$$N_{fi,Sd} = 1,1(15,72) + (0,00) + 0,2(8,93) = 19,08 \text{ kN}$$

Dessa forma vem:

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,09 \times 15,3 \times 25 = 34,43 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Rd} = 34,43 \text{ kN} > N_{fi,Sd} = 19,08 \text{ kN} \rightarrow \text{não é necessária proteção}$$

4.3.3 - Verificação da viga do pórtico (VS 650 x 114)

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{fi,Sd} = 1,2 G1 + F_{Q,exc} + 0,2 SC1 = 1,1(112,45) + (0,00) + 0,2(94,50) = 142,60 \text{ kN}$$

$$\lambda = 77,25$$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 71,5 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 66,83$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 86,55$$

$$\lambda_{p,fi} < \lambda < \lambda_{r,fi}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 \times 61,8 \times 0,8 \times 25 = 741,60 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} V_{pl}$$

$k_1 = 1,40$ (existência de laje de concreto → viga exposta ao incêndio por 3 lados)

$k_2 = 1,00$ (fora dos apoios → situação mais desfavorável)

$$V_{fi,Rd} = \frac{1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,095 \times 66,83 \times 741,60}{77,25} = 85,33 \text{ kN}$$

$V_{fi,Rd} = 85,33 \text{ kN} < V_{fi,Sd} = 142,60 \text{ kN} \rightarrow$ necessária proteção

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

- Os máximos momentos fletores de cálculo serão:

negativo (nós 3 e 7):

$$M_{fi,Sd} = 1,2 G1 + 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 (SC1 + SC2) =$$
$$M_{fi,Sd} = 1,2(-197,22) + 1,1(-1,58) + (-9,77) + 0,2(-165,73 - 0,90) = -281,50 \text{ kN.m}$$

positivo (nó 5):

$$M_{fi,Sd} = 1,2 G1 + F_{Q,exc} + 0,2 SC1$$
$$M_{fi,Sd} = 1,2(262,60) + 0,2 (212,27) = 357,57 \text{ kN.m}$$

Na determinação do momento positivo no nó 5, a favor da segurança, deixou-se de incluir o valor de $F_{Q,exc}$, que tem sinal negativo.

- Estado limite FLA

$$\lambda = h / t_w = 77,25$$

$$\lambda_{p,fi} = 100,2 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 100,2 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 93,66$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,09 \times 95175 = 12658,28 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = b / t = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 10,17$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,09 \times 95175 = 12658,28 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = L_b / r_y = 42,61$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,1 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 50,1 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 46,83$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,09 \times 95175 = 12658,28 \text{ kN.cm}$$

- Resistência de cálculo

$$M_{fi,Rd} = 12658,28 \text{ kN.cm} \ll M_{fi,Sd} = 35757 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.3.4 - Verificação dos Pilares (CS 300 x 115)

4.3.4.1. 1º Pavimento

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{fi,Sd} = 1,2 G1 + 1,0 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC1$$

$$V_{fi,Sd} = 1,2(-32,00) + 1,0 (+0,59) + (-1,59) + 0,2 (-26,94) = -44,79 \text{ kN}$$

$$\lambda = 20,96$$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 71,5 \sqrt{\frac{0,085}{0,099}} = 66,25$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 \times 26,2 \times 1,25 \times 25 = 491,25 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} V_{pl}$$

$$k_1 = 1,00 \text{ (pilar exposto ao incêndio pelos 4 lados)}$$

$$k_2 = 1,00 \text{ (fora dos apoios } \rightarrow \text{ situação mais desfavorável)}$$

$$V_{fi,Rd} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,099 \times 491,25 = 48,63 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = 48,63 \text{ kN} > V_{fi,Sd} = 44,79 \text{ kN} \rightarrow \text{não é necessária proteção}$$

EFEITO COMBINADO FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO - MOMENTO FLETOR

$$N_{fi,Sd} = 1,2 G1 + 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2(SC1 + SC2)$$

$$N_{fi,Sd} = 1,2(-188,38) + 1,1(-22,28) + (0,00) + 0,2(-126,00 - 10,51) = -277,87 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 G1 + 1,0 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC1$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2(-102,58) + 1,0(1,89) + (-5,08) + 0,2(-86,20) = -143,53 \text{ kN.m}$$

Força Normal de Compressão

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 21,44 < 42,09 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 42,09 \sqrt{\frac{0,085}{0,099}} = 39,00 \rightarrow Q_a = 1,00$$

Como $Q = Q_s$ $Q_a = 1,00 \rightarrow$ o método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,55 \sqrt{\frac{0,099}{0,085}} = 0,59 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,789$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,789 \times 0,099 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 238,89 \text{ kN}$$

Momento Fletor

- Estado limite FLA

$$\lambda = 21,44$$

$$k_{y,\theta} A_g f_y = 146,8 \times 0,099 \times 25 = 363,33 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{k_{y,\theta} A_g f_y} = \frac{277,87}{363,33} = 0,76 > 0,207$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}} = 1,47 \sqrt{\frac{0,085 \times 20500}{0,099 \times 25}} = 39,00$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 1816 \times 25 = 45400 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,099 \times 45400 = 4494,60 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,085}{0,099}} = 10,08$$

$$\lambda < \lambda_{p,\bar{f}i}$$

$$M_{\bar{f}i,Rd} = \phi_{\bar{f}i,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,099 \times 45400 = 4494,60 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = 41,94$$

$$\lambda_{p,\bar{f}i} = 50,11 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 50,11 \sqrt{\frac{0,085}{0,099}} = 46,45$$

$$\lambda < \lambda_{p,\bar{f}i}$$

$$M_{\bar{f}i,Rd} = \phi_{\bar{f}i,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,099 \times 45400 = 4494,60 \text{ kN.cm}$$

- Resistência de cálculo

$$M_{\bar{f}i,Rd} = 4494,60 \text{ kN.cm}$$

- Expressões de Interação

$$\frac{N_{\bar{f}i,Sd}}{N_{\bar{f}i,Rd}} + \frac{M_{\bar{f}i,Sd}}{M_{\bar{f}i,Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{com } N_{\bar{f}i,Rd} = \phi_{\bar{f}i,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,099 \times 146,8 \times 25 = 363,33 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{363,33} + \frac{14353}{4496,60} = 3,95 > 1,00 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

$$\frac{N_{\bar{f}i,Sd}}{N_{\bar{f}i,Rd}} + \frac{C_m M_{\bar{f}i,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{\bar{f}i,Sd}}{N_{\bar{f}i,e}}\right) M_{\bar{f}i,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{\bar{f}i,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{146,8 \times 0,099 \times 25}{0,59^2} = 1043,75 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{238,89} + \frac{0,85 \times 14353}{\left(1 - \frac{277,87}{1043,75}\right) 4494,60} = 4,86 > 1,0 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.3.4.2 – 2º Pavimento

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{\bar{f}i,Sd} = 1,2 G1 + 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2(SC1 + SC2)$$

$$V_{\bar{f}i,Sd} = 1,2(-22,68) + 1,1(-1,05) + (-1,42) + 0,2(-24,10 - 0,60) = -34,73 \text{ kN}$$

A resistência de cálculo é igual à do 1º pavimento, uma vez que o perfil é o mesmo. Logo:

$$V_{\bar{f}i,Rd} = 48,63 \text{ kN} > V_{\bar{f}i,Sd} = 34,73 \text{ kN} \rightarrow \text{não é necessária proteção}$$

EFEITO COMBINADO FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO - MOMENTO FLETOR

$$N_{\bar{f}i,Sd} = 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 SC2$$

$$N_{\bar{f}i,Sd} = 1,1(-22,28) + (0,00) + 0,2(-10,51) = -26,61 \text{ kN}$$

$$M_{\bar{f}i,Sd} = 1,2 G1 + 1,1 G2 + F_{Q,exc} + 0,2 (SC1 + SC2)$$

$$M_{\bar{f}i,Sd} = 1,2(94,63) + 1,1(3,47) + (4,68) + 0,2(79,52 + 1,97) = 138,35 \text{ kN.m}$$

- Força Normal de Compressão

Flambagem local como no 1º pavimento $\rightarrow Q = 1,00$

Instabilidade Global:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,73 \sqrt{\frac{0,099}{0,085}} = 0,79 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,661$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,661 \times 0,099 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 200,13 \text{ kN}$$

- Momento Fletor

Como o perfil é o mesmo do 1º pavimento, o comprimento é próximo e $N_{d,fi}$ é menor, tem-se que:

$$M_{fi,Rd} = 4494,60 \text{ kN.cm}$$

- Expressões de Interação

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

com $N_{fi,Sd} = 363,33 \text{ kN}$ (igual 1º pavimento)

$$\frac{26,61}{363,33} + \frac{13835}{4496,60} = 3,15 > 1,00 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_m M_{fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}\right) M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_{\theta}^2} = \frac{146,8 \times 0,099 \times 25}{0,79^2} = 582,17 \text{ kN}$$

$$\frac{26,61}{200,13} + \frac{0,85 \times 13835}{\left(1 - \frac{26,61}{582,17}\right) 4494,60} = 2,87 > 1,0 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.3.5 – Verificação da viga do piso do 2º pavimento (V2 - IS 350 x 60)

Carga distribuída de cálculo:

$$q_{d,fi} = 3 \times [1,2 \times 3,57 + 0,2 (2,00 + 1,00)] = 14,65 \text{ kN/m}$$

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{fi,Sd} = 14,65 \times 7,00 / 2 = 51,28 \text{ kN}$$

$$\lambda = 39,75$$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 71,5 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 66,83$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{0,083}{0,095}} = 86,55$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$V_{pl} = 381,60 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} V_{pl}$$

$k_1 = 1,40$ (existência de laje de concreto \rightarrow viga exposta ao incêndio por 3 lados)

$k_2 = 1,00$ (fora dos apoios \rightarrow situação mais desfavorável)

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} V_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,095 \times 381,6 = 50,75 \text{ kN}$$

$V_{fi,Rd} = 50,75 \text{ kN} < V_{fi,Sd} = 51,28 \text{ kN} \rightarrow$ necessária proteção

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

$$M_{fi,Sd} = 14,65 \times 7,00^2 / 8 = 89,73 \text{ kN.m}$$

- Estado limite FLA

$$\lambda = h / t_w = 39,75$$

$$\lambda_{p,fi} = \lambda_p = 100,2 \quad (\text{viga biapoiada com laje de concreto sobreposta})$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{pl} = Z f_y = 1057 \times 25 = 26425 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,095 \times 26425 = 3515 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = b / t = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = \lambda_p = 10,88$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,095 \times 26425 = 3515 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

Viga com mesa comprimida totalmente contida contra flambagem lateral com torção. Logo:

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 0,095 \times 26425 = 3515 \text{ kN.cm}$$

- Resistência de cálculo

$$M_{fi,Rd} \ 3515 \text{ kN.cm} < M_{fi,Sd} = 8973 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.3.6 - Verificação do contraventamento vertical

Nas barras de contraventamento, onde o vento é uma ação de fundamental importância, a NBR 14323 determina que seja adotada uma força normal de cálculo constituída pela soma da força normal provocada pela carga permanente nominal mais 50% da provocada pela própria ação do vento nominal. Logo:

$$N_{fi,Sd} = \sum F_{Gi} + 0,5 F_V$$

Como a carga permanente, no caso, pode ser desprezada, vem:

$$N_{fi,Sd} = 0,5 \times 18,5 = 9,25 \text{ kN (tração)}$$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,090 \times 18,58 \times 25 = 41,81 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Rd} = 41,81 \text{ kN} > N_{fi,Sd} = 9,25 \text{ kN} \rightarrow \text{não é necessária proteção}$$

4.3.7 - Resumo da verificação em situação de incêndio

Elemento estrutural	Perfil	MAIOR RELAÇÃO $S_{fi,d} / R_{fi,d}$	Proteção
Corda superior da tesoura	┘┘76,2x7,94	3,89	NECESSÁRIA
Corda inferior da tesoura	┘┘76,2x7,94	1,06	NECESSÁRIA
Montantes da tesoura	┘┘63,5x6,35	0,31	DESNECESSÁRIA
Diagonais da tesoura	┘┘63,5x6,35	0,55	DESNECESSÁRIA
Viga do pórtico	VS 650x114	2,73	NECESSÁRIA
Viga do piso (V2)	IS 350x60	2,55	NECESSÁRIA
Pilar	CS 300x115	4,70	NECESSÁRIA
Contraventamento	┘┘76,2x6,35	0,22	DESNECESSÁRIA

Tabela IV.8 – Resumo final da verificação em incêndio

4.3.8 - Definição da proteção

4.3.8.1 - *Introdução*

Para proteção dos pilares, estes serão envolvidos por blocos de concreto celular autoclavado (que já é usado no fechamento do edifício), com 10cm de espessura e com as seguintes propriedades:

$$\rho_m = 650 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda_m = 0,26 \text{ W/m}^2\text{°C}$$

$$c_m = 1200 \text{ J/kg°C}$$

Trata-se de uma proteção econômica e prática, tipo caixa. O fator de massividade dos pilares, agora protegidos, é:

$$\frac{u_m}{A} = \frac{2(0,30 + 0,30)}{0,01468} = 82 \text{ m}^{-1}$$

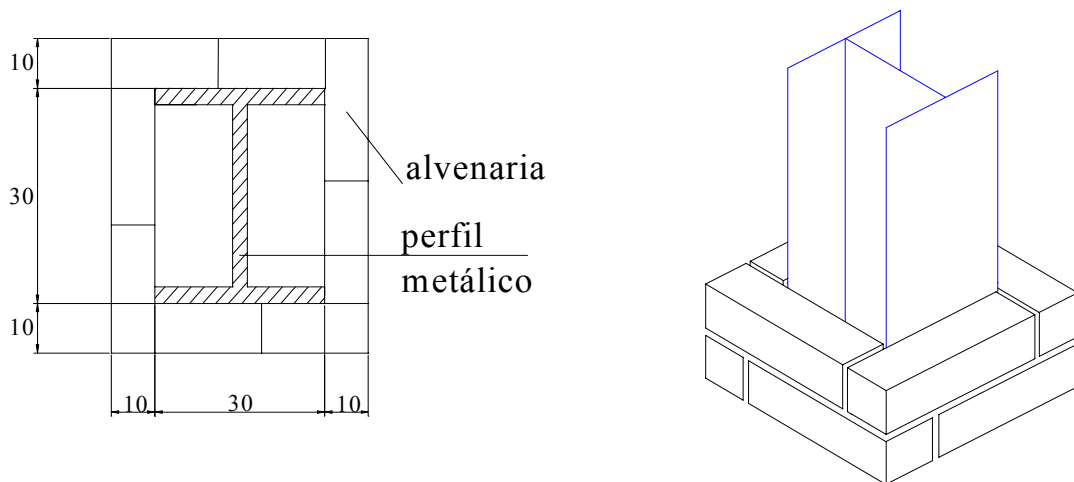


Figura IV.23 – **Proteção tipo caixa dos pilares**

Os outros elementos estruturais de aço que necessitam de proteção (cordas da treliça de cobertura, viga do pórtico e vigas do piso) terão proteção tipo contorno, para a qual será usada uma argamassa à base de vermiculita, com 10mm de espessura, aplicada por jateamento, com as seguintes propriedades:

$$\rho_m = 550 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda_m = 0,11 \text{ W/m}^2\text{°C}$$

$$c_m = 920 \text{ J/kg°C}$$

A espessura de 10 mm foi escolhida inicialmente tendo em vista que o tempo de resistência exigido é relativamente reduzido (30 minutos) e que este valor normalmente é o mínimo empregado.

Os fatores de massividade destes elementos protegidos mantêm-se iguais aos dos mesmos elementos sem proteção, conforme visto no item 3.5.2.

A seguir são mostradas as evoluções de temperatura para os elementos protegidos e sem proteção, juntamente com a curva de temperatura dos gases. As curvas dos elementos estruturais foram obtidas tomando-se o calor específico e a condutividade térmica do aço com valores constantes, iguais a 600 J/kg°C e 45 W/m°C, respectivamente, de acordo com o item 3.2.

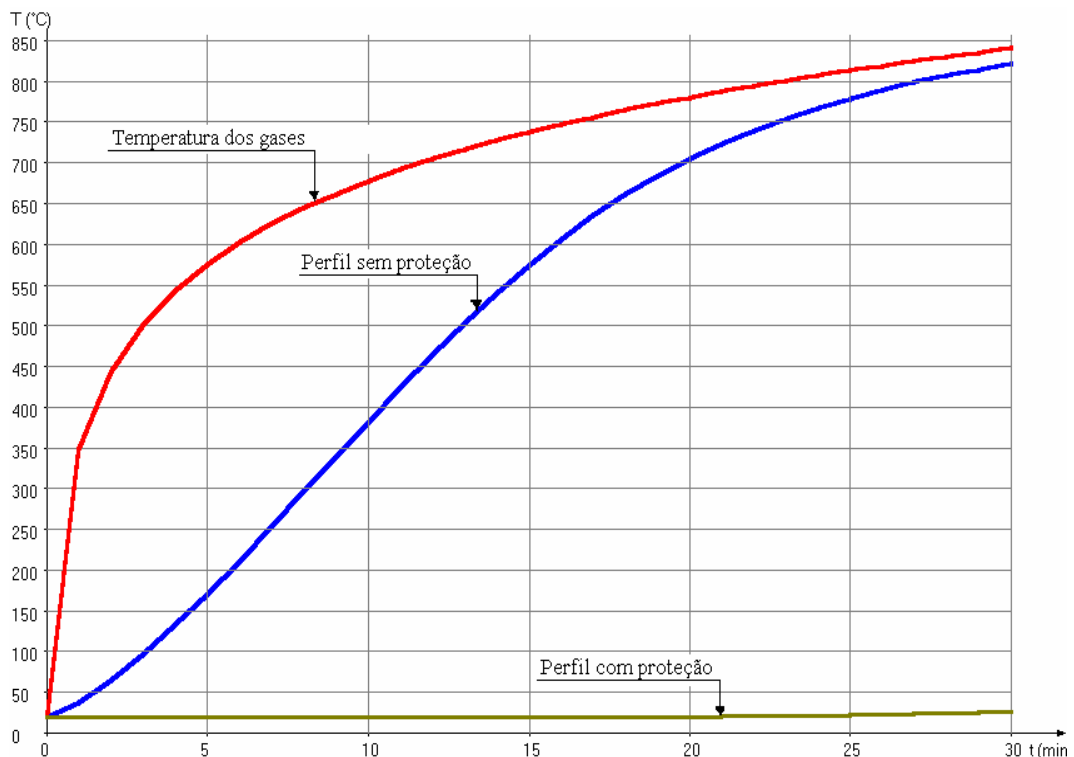


Figura IV.24 - Evolução da temperatura no pilar protegido e sem proteção

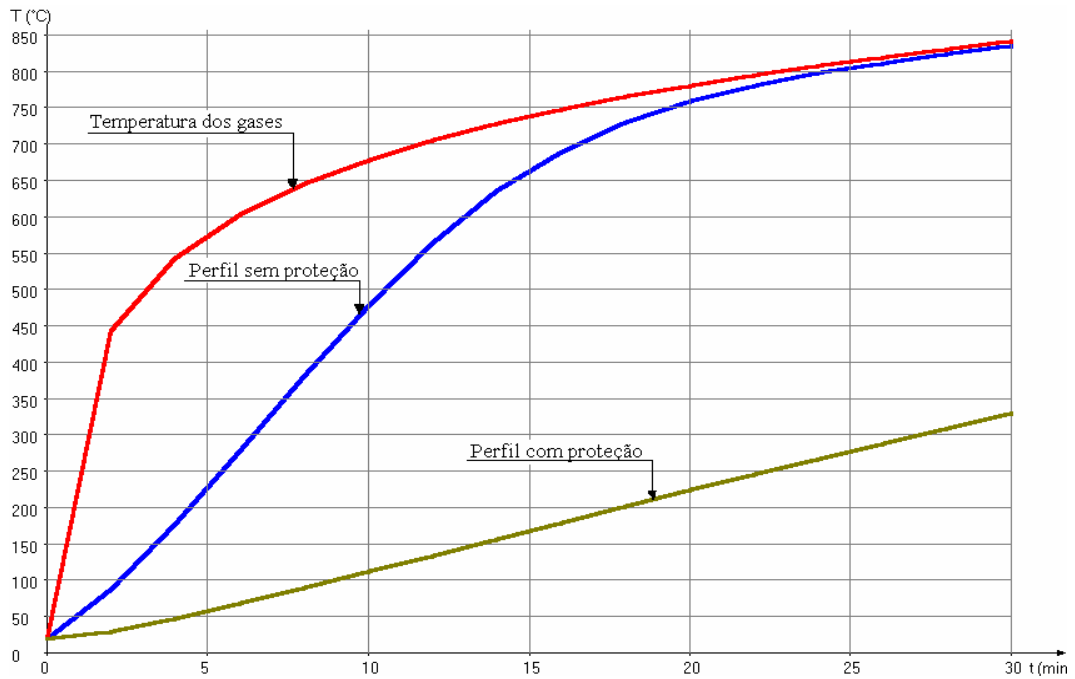


Figura IV.25 - Evolução da temperatura na viga do pórtico protegida e sem proteção

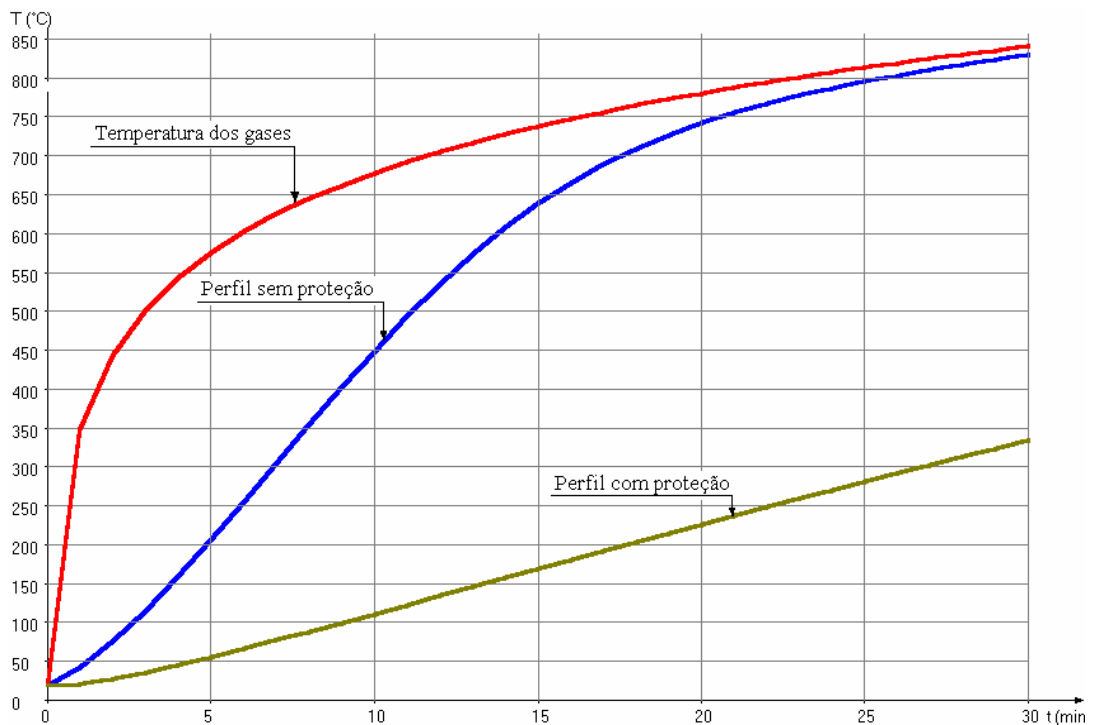


Figura IV.26 - Evolução da temperatura na viga do piso do 2º pavimento protegida e sem proteção

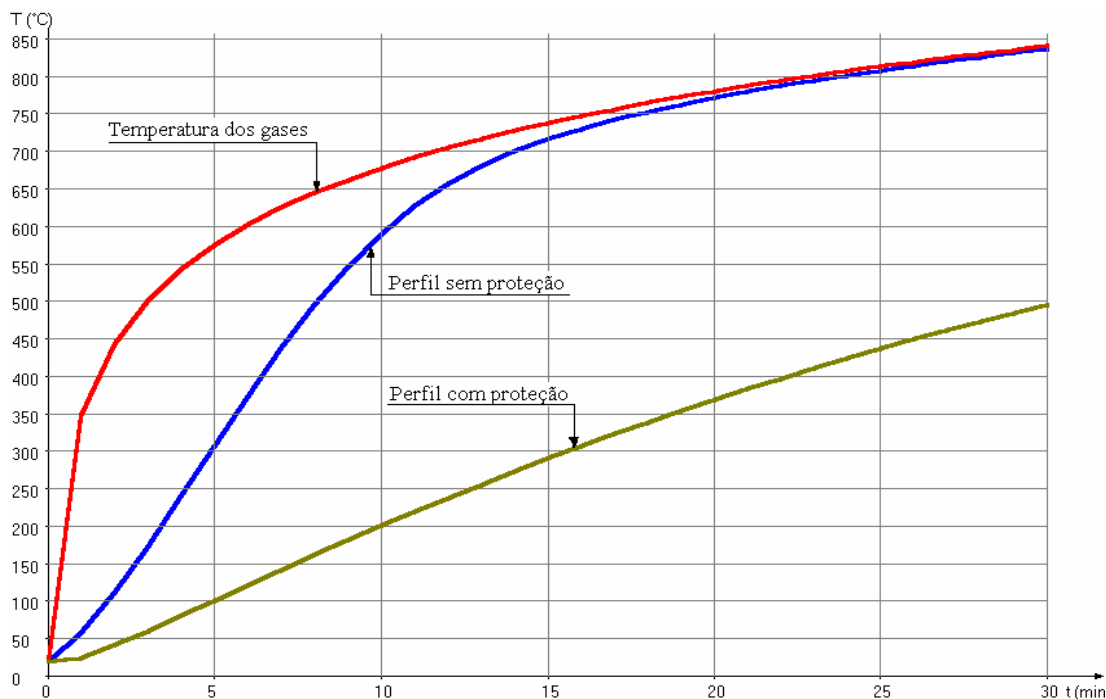


Figura IV.27 - Evolução da temperatura nas cordas da tesoura protegida e sem proteção

Pode-se então obter a seguinte tabela, com os novos valores dos coeficientes $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$, após um incêndio de 30 minutos:

Elemento Estrutural	Perfil	u_m/A (m ⁻¹)	θ_a (°C)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
Pilar	CS 300x135	82	27	1,000	1,000
Cordas da Tesoura	┘┘76,2x7,94	265	496	0,790	0,600
Viga do Pórtico	VS 650x114	150	332	1,000	0,760
Viga do Piso (V2)	IS 350x60	152	335	1,000	0,765

Tabela IV.9 – Características dos perfis protegidos em situação de incêndio

4.3.8.2 - Verificação do pilar protegido

A proteção tipo contorno, com blocos de concreto celular autoclavado com 10cm de espessura, faz com que a temperatura do aço, em 30 minutos,

chegue a apenas 27°C, valor muito pouco superior à temperatura ambiente (20°C). Pode-se então afirmar que os pilares estão atendendo aos requisitos de segurança em situação de incêndio.

Certamente, poder-se-ia usar uma espessura menor para os blocos de concreto. No entanto, poderia haver dificuldades para isso, pois as indústrias normalmente fornecem estes blocos na espessura mínima de 10cm.

4.3.8.3 - Verificação da corda superior da tesoura protegida

$$\frac{b}{t} = 9,60 < 12,60 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 12,60 \sqrt{\frac{0,60}{0,79}} = 10,98$$

$Q = 1,00 \rightarrow$ método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 1,52 \sqrt{\frac{0,79}{0,60}} = 1,74 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,256$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,256 \times 0,79 \times 23 \times 25}{1,2} = 96,91 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Rd} = 96,91 \text{ kN} < N_{fi,Sd} = 49,26 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

4.3.8.4 - Verificação da corda inferior da tesoura protegida

Como as barras da corda inferior têm menor comprimento de flambagem que as da corda superior, menor força normal de cálculo em situação de incêndio e mesmo perfil, com a proteção proposta as mesmas ficam com resistência adequada.

4.3.8.5 - Verificação da viga do pórtico protegida

Verificando a viga para o efeito do momento fletor, mais desfavorável, no caso em questão, que o da força cortante, vem:

- Estado limite FLA

$$\lambda = 77,25 < \lambda_{p,fi} = 100,2 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 100,2 \sqrt{\frac{0,76}{1,00}} = 87,30$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 9,38 < \lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,76}{1,00}} = 9,48$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = 42,61 < \lambda_{p,fi} = 50,11 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 50,11 \sqrt{\frac{0,76}{1,00}} = 43,68$$

- Resistência de cálculo

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 1,00 \times 95175 = 133245 \text{ kN.cm}$$

Mas $M_{fi,Rd} \leq \phi_b M_n = 0,90 M_{pl} = 0,90 \times 93175 = 85657 \text{ kN.cm}$ (a resistência em situação de incêndio não pode superar a resistência à temperatura ambiente).

$$\text{Assim: } M_{fi,Rd} = 85657 \text{ kN.cm} > M_{fi,Sd} = 35757 \text{ kN.cm} \quad \text{OK!}$$

4.3.8.6 - Verificação da viga do piso do 2º pavimento protegida

Para os estados limites últimos relacionados ao momento fletor, que predominam, vem:

- Estado limite FLA

$$\lambda = 39,75 < \lambda_{p,fi} = 100,2 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 100,2 \sqrt{\frac{0,765}{1,000}} = 87,64$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 5,00 < \lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,765}{1,000}} = 9,52$$

- Estado limite FLT

Como a viga possui a mesa comprimida totalmente contida contra flambagem lateral com torção, tem-se que:

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

- Resistência de cálculo

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 1,00 \times 26425 = 36995 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Mas } M_{fi,Rd} \leq \phi_b M_n = 0,90 M_{pl} = 0,90 \times 26425 = 23783 \text{ kN.}$$

Assim:

$$M_{fi,Rd} = 23783 \text{ kN.cm} > M_{fi,Sd} = 8973 \text{ kN.cm} \quad \text{OK!}$$

4.4 - Considerações Adicionais

a) As ligações entre os pilares e a viga do pórtico e entre os pilares e as cordas da tesoura de cobertura deverão receber proteção equivalente à dos pilares e as ligações entre as vigas longitudinais do piso e a viga do pórtico transversal deverão receber a mesma proteção de todas estas vigas.

b) Poder-se-ia optar por substituir a proteção, em elementos nos quais a mesma foi necessária, por perfis mais resistentes. Esta alternativa, no entanto, costuma ser mais dispendiosa.

c) Se os pilares estivessem envolvidos por parede, inclusive na altura das janelas, o fator de massividade destes elementos sem proteção poderia ter

sido determinado considerando-os como pertencentes à vedação. Imaginando que apenas a mesa interna estaria exposta ao fogo, viria:

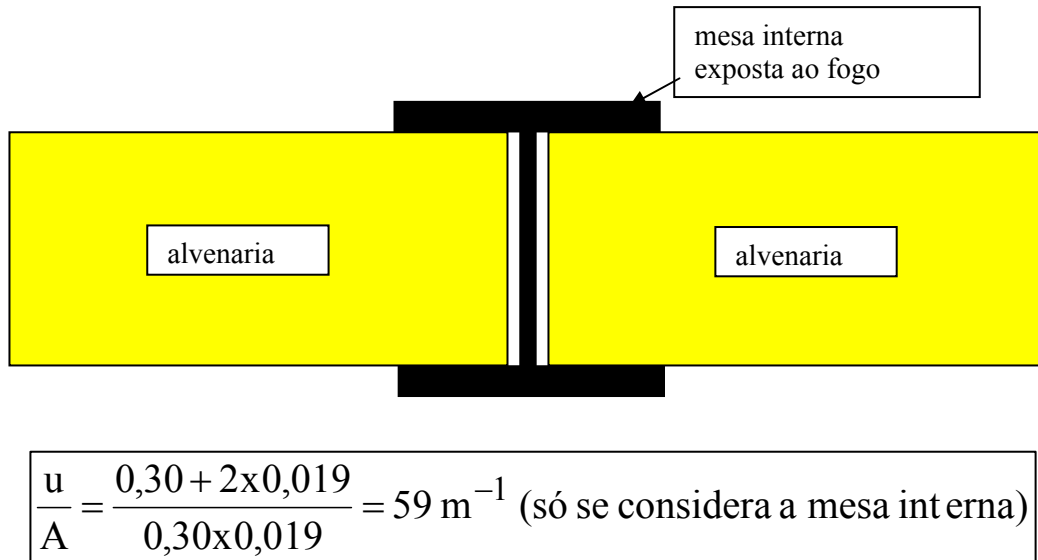


Figura IV.28 – Pilares pertencentes à vedação

Com este fator de massividade, em 30 minutos, a temperatura nos pilares atingiria apenas 722°C, e assim $k_{y,\theta} = 0,204$ e $k_{E,\theta} = 0,121$ (deve-se notar que com todas as faces expostas, a temperatura no pilar alcançava 821°C, com a qual $k_{y,\theta} = 0,099$ e $k_{E,\theta} = 0,085$). Verificando novamente o pilar sem proteção, vem:

4.4.1 - Verificação do 1º pavimento

$$N_{fi,Sd} = -277,87 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Sd} = 143,53 \text{ kN.m}$$

- Força Normal de Compressão

Flambagem local

Mesas:

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 7,89 < 15,75 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 15,75 \sqrt{\frac{0,121}{0,204}} = 12,12 \rightarrow Q_s = 1,00$$

Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 21,44 < 42,09 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 42,09 \sqrt{\frac{0,121}{0,204}} = 32,42 \rightarrow Q_a = 1,00$$

Como $Q = Q_s Q_a = 1,00 \rightarrow$ o método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

Instabilidade Global:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,55 \sqrt{\frac{0,204}{0,121}} = 0,71 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,712$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,712 \times 0,204 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 444,22 \text{ kN}$$

Momento Fletor

- Estado limite FLA

$$k_{y,\theta} A_g f_y = 146,8 \times 0,204 \times 25 = 748,68 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{k_{y,\theta} A_g f_y} = \frac{277,87}{748,68} = 0,37 > 0,207$$

$$\lambda = 21,44$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}} = 1,47 \sqrt{\frac{0,121 \times 20500}{0,204 \times 25}} = 32,42$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{pl} = Z f_y = 1816 \times 25 = 45400 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,204 \times 45400 = 9261,60 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,121}{0,204}} = 8,37$$

$$\lambda > \lambda_{p,fi}$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,62 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E W_c}{M_r}} = 0,62 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E W_c}{k_{y,\theta} (f_y - f_r) W_c}} = 0,62 \sqrt{\frac{0,121 \times 20500}{0,204 (25 - 11,5)}} = 18,60$$

$$\lambda_{p,fi} < \lambda < \lambda_{r,fi}$$

$$M_r = (f_y - f_r) W_c = (25 - 11,5) 1627 = 21964,5 \text{ kN.cm (temperatura ambiente)}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] = 8738,45 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = 41,94$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,1 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 50,1 \sqrt{\frac{0,121}{0,204}} = 38,58$$

$$\lambda > \lambda_{p,fi}$$

$$C_b = 1,00$$

$$I_T = 154,24 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = \pi \sqrt{G E I_T A} = \pi \sqrt{7885 \times 20500 \times 154,24 \times 146,8} = 6010204 \text{ kN.cm}$$

$$\beta_2 = \frac{\pi^2 E A (d - t_f)^2}{4G I_T} = 4820$$

$$\lambda_{r,fi} = \frac{0,707 k_{y,\theta} C_b \beta_1}{M_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4\beta_2}{C_b^2 \beta_1^2} M_r^2}} = 57,48$$

$$\lambda_{p,fi} < \lambda < \lambda_{r,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] = 8411,69 \text{ kN.cm}$$

- Resistência de cálculo

$$M_{fi,Rd} = 8411,69 \text{ kN.cm}$$

Expressões de Interação

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{com } N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,204 \times 146,8 \times 25 = 748,68 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{748,68} + \frac{14353}{8411,69} = 2,08 > 1,00 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_m M_{fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}\right) M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{146,8 \times 0,204 \times 25}{0,71^2} = 1485,18 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{444,22} + \frac{0,85 \times 14353}{\left(1 - \frac{277,87}{1485,18}\right) 8411,69} = 2,41 > 1,0 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.4.2 - Verificação do 2º pavimento

$$N_{fi,Sd} = -26,61 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Sd} = 138,35 \text{ kN.m}$$

Força Normal de Compressão

Flambagem local como no 1º pavimento $\rightarrow Q = 1,00$

Instabilidade Global:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,73 \sqrt{\frac{0,204}{0,121}} = 0,94 > 0,2 \rightarrow k_a = 1,2$$

Na curva de resistência “c” obtém-se: $\rho_{fi} = 0,570$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = \frac{1,00 \times 0,570 \times 0,204 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 355,62 \text{ kN}$$

Momento Fletor

Como o perfil é o mesmo do 1º pavimento, o comprimento é próximo e $N_{d,fi}$ é menor, tem-se que:

$$M_{fi,Rd} \cong 8411,69 \text{ kN.cm}$$

Expressões de Interação

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

com $N_{fi,Rd} = 748,68 \text{ kN}$ (igual 1o. pavimento)

$$\frac{26,61}{748,68} + \frac{13835}{8511,69} = 1,66 > 1,00 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_m M_{fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}\right) M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{146,8 \times 0,204 \times 25}{0,94^2} = 847,31 \text{ kN}$$

$$\frac{26,61}{355,62} + \frac{0,85 \times 13835}{\left(1 - \frac{26,61}{847,31}\right) 8511,69} = 1,50 > 1,0 \rightarrow \text{necessária proteção}$$

4.4.3 – Definição da proteção

Constata-se que, apesar da resistência ter aumentado, ainda assim será necessária a proteção, embora menos rigorosa. Neste caso, basta proteger a mesa exposta ao fogo (mesa interna).

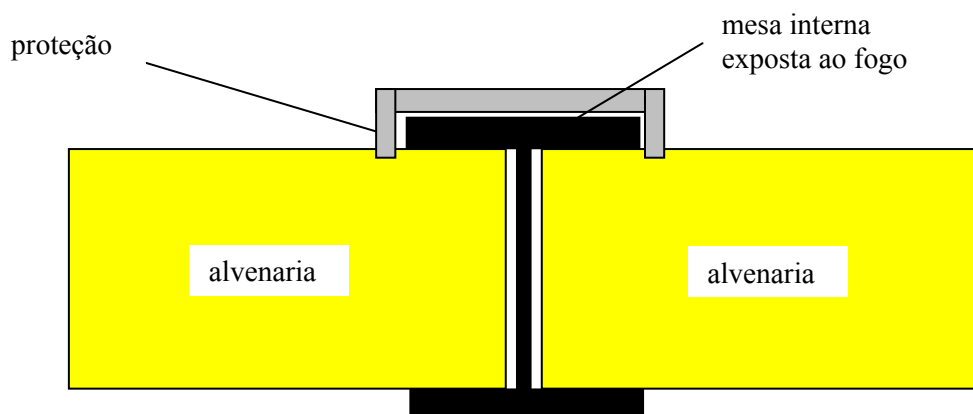


Figura IV.24 – Proteção para pilar pertencente à vedação

4.5 - Eliminação da Proteção na Cobertura

4.5.1 - Premissa básica

Pode-se tentar dispensar a proteção nas cordas da tesoura de cobertura, verificando se o edifício conseguiria manter sua estabilidade mesmo com o colapso desta tesoura, de acordo com a NBR 14432, que estipula:

“Os elementos estruturais de cobertura cujo colapso não comprometa a estabilidade da estrutura principal, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, estão isentos de requisitos de resistência ao fogo. A isenção não se aplica a coberturas que tenham função de piso, mesmo que seja apenas para saída de emergência”.

Para isto, os pilares e a viga do pórtico deveriam ser novamente avaliados, supondo que a tesoura da cobertura entrou em colapso e deixou de integrar a estrutura dos pórticos transversais.

4.5.2 - Carregamentos nos pórticos sem a tesoura de cobertura e análise estrutural

Em situação de incêndio, deve-se tomar a carga permanente, a sobrecarga e o gradiente térmico na viga do pórtico. Como a tesoura de cobertura deixou de existir, a favor da segurança, considerar-se-á que a carga permanente e a sobrecarga que antes atuavam diretamente na mesma, passarão a atuar na viga do pórtico (parte-se da hipótese que, no colapso, a tesoura cairá sobre a viga do pórtico).

Para a análise estrutural, será tomada a estrutura abaixo, na qual se vê ainda a numeração adotada para nós e barras.

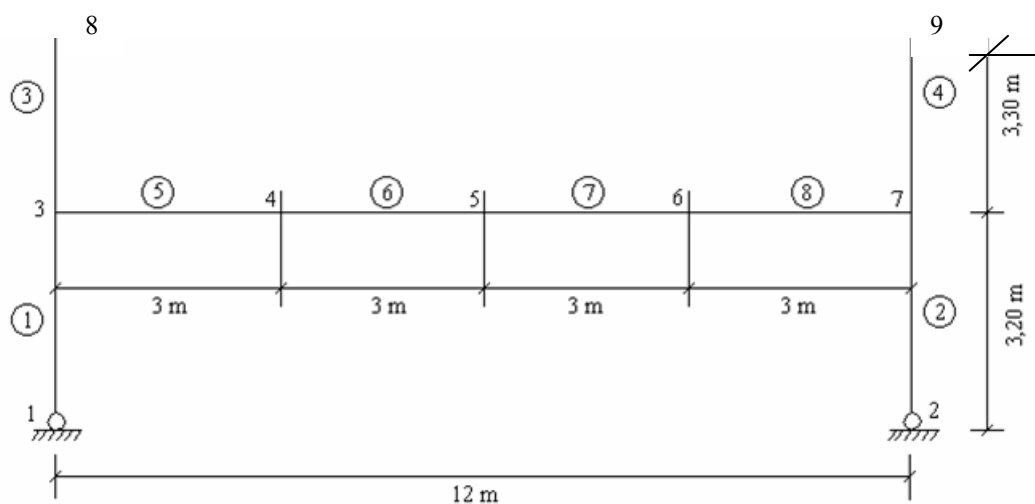


Figura IV.30 – **Numeração de barras e nós considerando o pórtico sem a treliça de cobertura**

Os carregamentos nominais, além do gradiente térmico de $77,22^{\circ}\text{C}$ na viga do pórtico, são os seguintes:

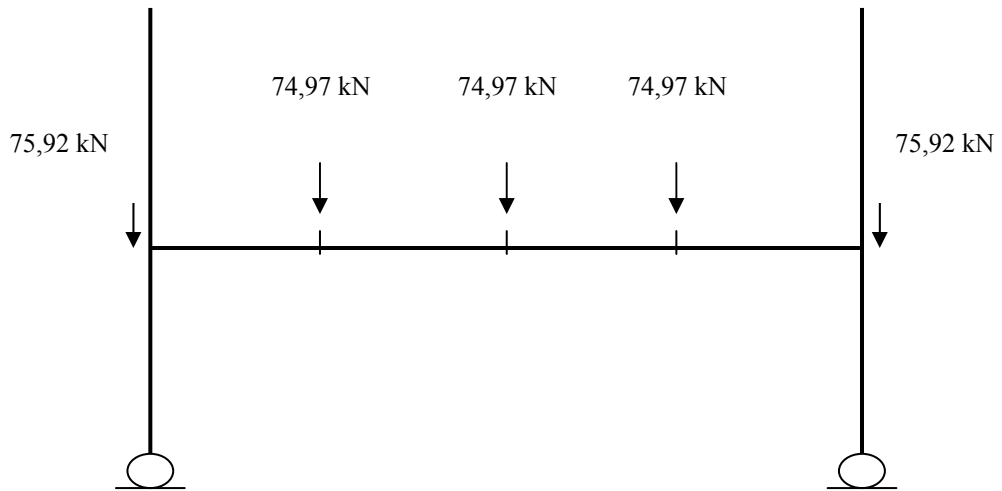


Figura IV.31 - Carga permanente de grande variabilidade

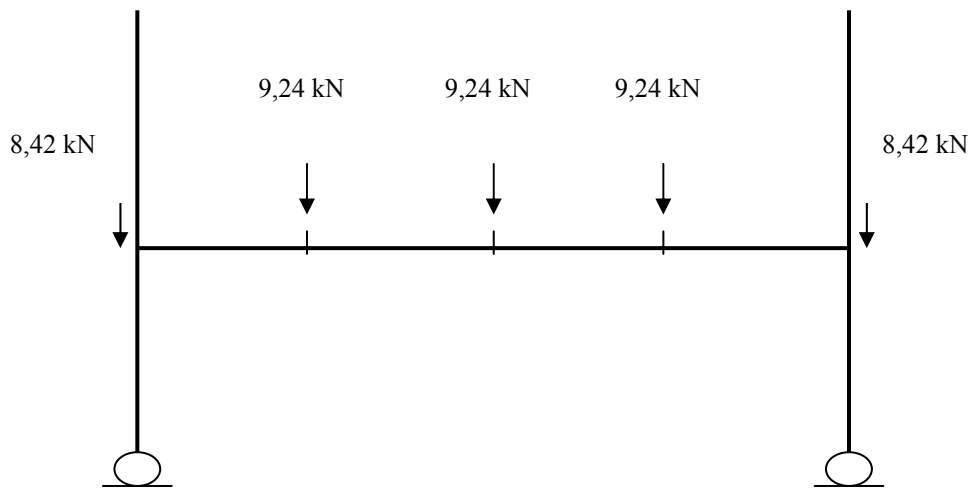


Figura IV.32 - Carga permanente de pequena variabilidade

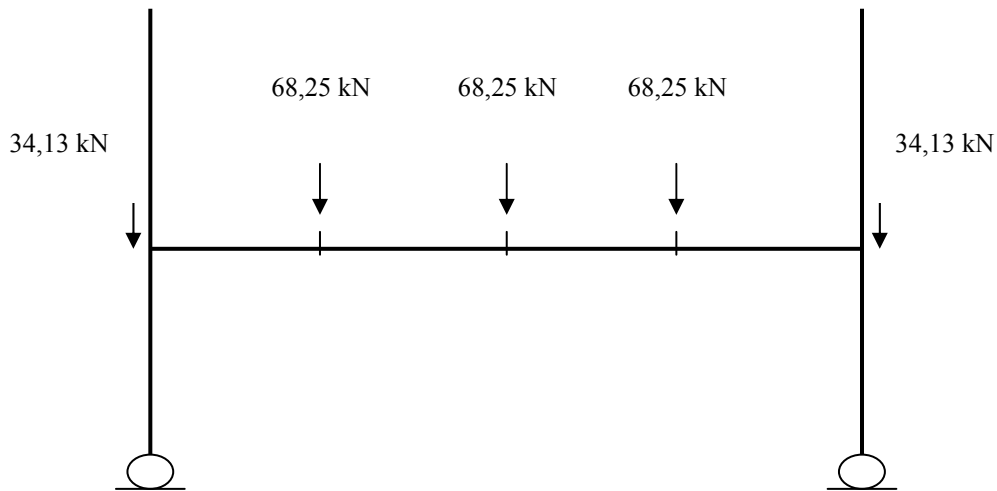


Figura IV.33 - Sobrecarga

Os esforços solicitantes nas barras, oriundos da análise estrutural, são fornecidos a seguir, com a mesma convenção de sinais anterior e com a seguinte nomenclatura:

- GG – carga permanente de grande variabilidade;
- GP – carga permanente de pequena variabilidade;
- SC – sobrecarga;
- TE – gradiente térmico.

BARRA	CARREGAMENTO	NORMAL (N) (kN)	MOMENTO (M) (kN.m)	CORTANTE (V) (kN)
1	GG	-188,38	-154,04	-48,14
	GP	-22,28	-18,99	-5,93
	SC	-136,51	-140,25	-43,83
	TE	0	-7,65	-2,39
2	GG	-188,38	+154,04	+48,14
	GP	-22,28	+18,99	+5,93
	SC	-136,51	+140,25	+43,83
	TE	0	+7,65	+2,39
Notas: - momentos fletores no nó 3 para barra 1 e no nó 7 para barra 2; - forças cortantes nos nós 1 e 3 para barra 1 e nos nós 2 e 7 para barra 2; - todos os esforços solicitantes são nulos nas barras 3 e 4.				

Tabela IV.10 – Esforços solicitantes nos pilares

NÓ	CARREGAMENTO	NORMAL (N) (kN)	MOMENTO (M) (kN.m)	CORTANTE (V) (kN)
3	GG	-48,14	-154,06	+112,45
	GP	-5,93	-18,99	+13,86
	SC	-43,83	-140,25	+102,37
	TE	-2,39	-7,65	0
4	GG	-48,14	+183,30	+112,45/+37,49
	GP	-5,93	+22,59	+13,86/+4,62
	SC	-43,83	+166,87	+102,37/+34,13
	TE	-2,39	-7,65	0
5	GG	-48,14	+295,76	+37,49/-37,48
	GP	-5,93	+36,45	+4,62/-4,62
	SC	-43,83	+269,35	+34,13/-34,13
	TE	-2,39	-7,65	0
6	GG	-48,14	+183,30	-37,48/-112,46
	GP	-5,93	+22,59	-4,62/-13,86
	SC	-43,83	+166,87	-34,13/+102,38
	TE	-2,39	-7,65	0
7	GG	-48,14	-154,06	-112,45
	GP	-5,93	-18,99	-13,86
	SC	-43,83	-140,25	-102,37
	TE	-2,39	-7,65	0

Tabela IV.11 – Esforços solicitantes na viga do pórtico (barras 5 a 8)

4.5.3 - Verificação dos pilares e da viga do pórtico

4.5.3.1 – Pilares

Esforços solicitantes de cálculo em situação de incêndio:

$$V_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$V_{fi,Sd} = 1,2 (-48,14) + 1,1 (-5,93) + (-2,39) + 0,2 (-43,83) = -75,45 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$N_{fi,Sd} = 1,2 (-188,38) + 1,1 (-22,28) + (0,00) + 0,2 (-136,51) = -277,87 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 (-154,06) + 1,1 (-18,99) + (-7,65) + 0,2 (-140,25) = 241,46 \text{ kN.m}$$

Conforme se viu no item 4.3.8, a proteção feita nos pilares, tipo contorno, com blocos de concreto celular autoclavado com 10 cm de espessura, faz com que a temperatura do aço, em 30 minutos, chegue a apenas 27°C, valor muito pouco superior à temperatura ambiente (20°C). E como os esforços solicitantes de cálculo à temperatura ambiente são superiores aos valores correspondentes em situação de incêndio ($V_d = 94,47$ kN, $N_d = 497,46$ kN e $M_d = 293,42$ kN.m), pode-se afirmar que os pilares resistem aos esforços atuantes, mesmo sem a treliça de cobertura.

4.5.3.2 - Viga do Pórtico

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$V_{fi,Sd} = 1,2 (112,45) + 1,1 (13,86) + (0,00) + 0,2 (102,37) = 170,76 \text{ kN}$$

Conforme o item 4.3.8.1, o perfil protegido alcança uma temperatura de 332°C, com a qual se tem $k_{y,\theta} = 1,00$ e $k_{E,\theta} = 0,76$. Logo:

$$\lambda = 77,25$$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 71,5 \sqrt{\frac{0,76}{1,00}} = 62,33$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{0,76}{1,00}} = 80,73$$

$$\lambda_{p,fi} < \lambda < \lambda_{r,fi}$$

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 \times 61,8 \times 0,8 \times 25 = 741,60 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} V_{pl}$$

$k_1 = 1,40$ (existência de laje de concreto → viga exposta ao incêndio por 3 lados)

$k_2 = 1,00$ (fora dos apoios \rightarrow situação mais desfavorável)

$$V_{fi,Rd} = \frac{1,00 \times 1,40 \times 1,00 \times 1,00 \times 62,33 \times 741,60}{77,25} = 837,72 \text{ kN}$$

$$V_{fi,Rd} = 837,77 \text{ kN} > V_{fi,Sd} = 170,76 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

- Os máximos momentos fletores de cálculo serão:

negativo (nós 3 e 7)

$$M_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 (-154,06) + 1,1 (-18,99) + (-7,65) + 0,2 (-140,25) = -241,46 \text{ kN.m}$$

positivo (nó 5)

$$M_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$M_{fi,Sd} = 1,2 (295,76) + 1,1 (36,45) + 0,2 (269,35) = 448,88 \text{ kN.m}$$

Na determinação do momento positivo no nó 5, a favor da segurança, deixou-se de incluir o valor de TE, que tem sinal negativo.

Conforme o item 4.3.8.5, a resistência de cálculo ao momento fletor da viga do pórtico protegida é:

$$M_{fi,Rd} = 85657 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Logo:} \quad M_{fi,Rd} = 85657 \text{ kN.cm} > M_{fi,Sd} = 44888 \text{ kN.cm} \quad \text{OK!}$$

EFEITO DA FORÇA NORMAL

$$N_{fi,Sd} = 1,2 \text{ GG} + 1,1 \text{ GP} + \text{TE} + 0,2 \text{ SC}$$

$$N_{fi,Sd} = 1,2 (-48,14) + 1,1 (-5,93) + (-2,39) + 0,2 (-43,83) = -75,45 \text{ kN}$$

Este valor é relativamente pequeno e sua influência pode ser desprezada.

4.5.4 - Conclusão

De acordo com os resultados obtidos, pode-se dispensar a proteção em todas as barras da tesoura de cobertura, independentemente de outras necessidades anteriormente constatadas.

4.6 - Verificação em Situação de Incêndio Segundo a NBR 14323 Usando a Temperatura Crítica

4.6.1 - Considerações gerais

Conforme se viu no item 3.7, o dimensionamento dos elementos estruturais em situação de incêndio pode também ser feito comparando-se a temperatura atingida pelos mesmos no TRRF com suas respectivas temperaturas críticas. Para ilustrar este procedimento, a seguir, serão novamente avaliados os montantes da tesoura da cobertura, a viga do pórtico e o pilar do 1º pavimento.

4.6.2 - Montantes da tesoura da cobertura (L L 63,5 x 6,35)

4.6.2.1 - Sem Proteção

TEMPERATURA DO AÇO

Em 4.3.2., determinou-se que a temperatura atingida pelo aço no TRRF de 30 min é $\theta_a = 840^\circ\text{C}$.

EFEITO DA FORÇA NORMAL

Em 4.3.2.3, determinou-se que a situação mais desfavorável para os montantes ocorre nas barras 17 e 21, sob uma força normal de compressão de cálculo igual a:

$$N_{fi,Sd} = -6,59 \text{ kN}$$

Para que os montantes tenham resistência adequada à força normal de compressão, é preciso que:

$$N_{fi,Sd} = 6,59 \leq N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a}$$

A temperatura que faz com que $N_{fi,Rd}$ seja igual a 6,59 kN é a temperatura crítica procurada. Como existem três parâmetros dependentes da temperatura (ρ_{fi} , $k_{y,\theta}$ e k_a), um bom procedimento é a obtenção da temperatura crítica por tentativas. Assim:

• **1ª tentativa: $\theta_{crit} = 800^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,110$; $k_{E,\theta} = 0,090$

$$\frac{b}{t} = 10 < 12,60 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 12,60 \sqrt{\frac{0,090}{0,110}} = 11,39 \rightarrow Q = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{1}{\pi} \left(\frac{Kl}{r} \right) \sqrt{\frac{k_{y,\theta} f_y}{k_{E,\theta} E}} = \frac{1}{\pi} \frac{109}{1,95} \sqrt{\frac{0,110 \times 25}{0,090 \times 20500}} = 0,69 (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,726$$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = 1,00 \frac{0,726 \times 0,110 \times 15,30 \times 25}{1,2} = 25,34 > N_{fi,Sd} = 6,59$$

• **2ª tentativa: $\theta_{crit} = 1000^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,040$; $k_{E,\theta} = 0,045$

$$\frac{b}{t} = 10 < 12,60 \sqrt{\frac{0,045}{0,040}} = 13,36 \rightarrow Q = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{1}{\pi} \frac{109}{1,95} \sqrt{\frac{0,040 \times 25}{0,045 \times 20500}} = 0,59 (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,789$$

$$N_{fi,Rd} = 1,00 \frac{0,789 \times 0,04 \times 15,30 \times 25}{1,2} = 10,05 > N_{fi,Sd} = 6,59$$

- 3ª tentativa: $\theta_{crit} = 1100^\circ\text{C}$

Tabela III.1 $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,020$; $k_{E,\theta} = 0,0225$

$$\frac{b}{t} = 10 < 12,60 \sqrt{\frac{0,0225}{0,020}} = 13,36 \rightarrow Q = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{1}{\pi} \frac{109}{1,95} \sqrt{\frac{0,020 \times 25}{0,0225 \times 20500}} = 0,59 \quad (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,789$$

$$N_{fi,Rd} = 1,00 \frac{0,789 \times 0,020 \times 15,30 \times 25}{1,2} = 5,03 < N_{fi,Sd} = 6,59$$

- 4ª tentativa: $\theta_{crit} = 1070^\circ\text{C}$

Tabela III.1 (interpolação) $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,0260$; $k_{E,\theta} = 0,02925$

$$\frac{b}{t} = 10 < 12,60 \sqrt{\frac{0,02925}{0,026}} = 13,36 \rightarrow Q = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \frac{1}{\pi} \frac{109}{1,95} \sqrt{\frac{0,026 \times 25}{0,02925 \times 20500}} = 0,59 \quad (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,789$$

$$N_{fi,Rd} = 1,00 \frac{0,789 \times 0,026 \times 15,30 \times 25}{1,2} = 6,54 \cong N_{fi,Sd} = 6,59 \quad \text{OK!}$$

CONCLUSÃO

Como $\theta_{crit} = 1070^\circ\text{C} > \theta_a = 840^\circ\text{C}$ o perfil não necessita de proteção.

4.6.3 - Viga do pórtico (VS 650 x 114)

4.6.3.1 - *Sem proteção*

TEMPERATURA DO AÇO

Em 4.3.1, determinou-se que a temperatura atingida pelo aço no TRRF de 30 min é $\theta_a = 830^\circ\text{C}$.

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

Em 4.3.3, determinou-se que a força de cortante de cálculo é:

$$V_{fi,Sd} = 142,60 \text{ kN}$$

e que:

$$\lambda = 77,25$$

Sabe-se que:

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}}$$

Para que a viga tenha resistência adequada à força cortante, é necessário que:

$$- \text{ se } \lambda \leq \lambda_{p,fi} \rightarrow V_{fi,Sd} \leq \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} V_{pl} = V_{fi,Rd}$$

$$- \text{ se } \lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi} \rightarrow V_{fi,Sd} \leq \phi_{fi} k_1 k_2 k_{y,\theta} \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} V_{pl} = V_{fi,Rd}$$

$$- \text{ se } \lambda > \lambda_{r,fi} \rightarrow V_{fi,Sd} \leq \phi_{fi} k_1 k_2 k_{y,\theta} 1,28 \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \right)^2 V_{pl} = V_{fi,Rd}$$

com $k_1 = 1,40$, $k_2 = 1,00$ e $V_{pl} = 741,60$ kN.

A temperatura que faz com que $V_{fi,Rd}$ seja igual a $V_{fi,Sd}$, ou seja 142,60 kN, é a temperatura crítica procurada. Como podem existir 3 parâmetros dependentes da temperatura ($k_{y,\theta}$, $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$), um procedimento prático é a obtenção da temperatura crítica por tentativas. Assim:

• **1ª tentativa: $\theta_{crit} = 700^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 (interpolação) $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,23$; $k_{E,\theta} = 0,13$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{0,13}{0,23}} = 53,75$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{0,13}{0,23}} = 69,62$$

$$\lambda = 77,25 > \lambda_{r,fi} = 69,62$$

$$V_{fi,Rd} = 1,0 \times 1,40 \times 1,0 \times 0,23 \times 1,28 \left(\frac{53,75}{77,25} \right)^2 741,60 = 147,98 > 142,60 \text{ kN}$$

• **2ª tentativa: $\theta_{crit} = 720^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 (interpolação) $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,206$; $k_{E,\theta} = 0,122$

$$\lambda_{p,fi} = 71,5 \sqrt{\frac{0,206}{0,122}} = 55,02$$

$$\lambda_{r,fi} = 92,6 \sqrt{\frac{0,206}{0,122}} = 71,26$$

$$\lambda = 77,25 > \lambda_{r,fi} = 69,62$$

$$V_{fi,Rd} = 1,0 \times 1,40 \times 1,0 \times 0,206 \times 1,28 \left(\frac{55,02}{77,25} \right)^2 741,60 = 138,87 < 142,60 \text{ kN}$$

- **Outras Tentativas**

A temperatura crítica situa-se entre 700°C e 720°C. Simplificadamente, interpolando:

700°C	147,98 kN
712°C	142,60 kN
720°C	138,87 kN

Logo, a temperatura crítica, para efeito da força cortante, é aproximadamente igual a 712°C.

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

Em 4.3.3, determinou-se que o momento fletor de cálculo é:

$$M_{fi,Sd} = 357,57 \text{ kN.m}$$

- **1ª tentativa: $\theta_{crit} = 900^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 (interpolação) $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,060$; $k_{E,\theta} = 0,0675$

Estado limite da FLA

$$\lambda = 77,25$$

$$\lambda_{p,fi} = 100,2 \sqrt{\frac{0,0675}{0,060}} = 106,28$$

$$\lambda_{p,fi} = 106,28$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Estado limite da FLA

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{0,0675}{0,060}} = 11,54$$

$$\lambda_{p,fi} = 11,54$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Estado limite da FLT

$$\lambda = 42,61$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,10 \sqrt{\frac{0,0675}{0,060}} = 53,14$$

$$\lambda_{p,fi} = 53,14$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Resistência de cálculo

Como $\lambda < \lambda_{p,fi}$ para os estados limites de FLA, FLM e FLT temos:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,40 \times 0,060 \times 95175 = 7994,70 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = 7994,70 \text{ kN.cm} < 35757,00 \text{ kN.cm}$$

- **2ª tentativa: $\theta_{crit} = 800^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 (interpolação) $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,11$; $k_{E,\theta} = 0,09$

Estado limite da FLA

$$\lambda = 77,25$$

$$\lambda_{p,fi} = 100,2 \sqrt{\frac{0,09}{0,11}} = 90,63$$

$$\lambda_{p,fi} = 90,63$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Estado limite da FLM

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{0,09}{0,11}} = 9,84$$

$$\lambda_{p,fi} = 9,84$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Estado limite da FLT

$$\lambda = 42,61$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,11 \sqrt{\frac{0,09}{0,11}} = 45,33$$

$$\lambda_{p,fi} = 45,33$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

Resistência de cálculo

Como $\lambda < \lambda_{p,fi}$ para os estados limites de FLA, FLM e FLT temos:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,40 \times 0,11 \times 95175 = 14657,00 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = 14657,00 \text{ kN.cm} < 35757,00 \text{ kN.cm}$$

CONCLUSÃO

De acordo com as tentativas feitas anteriormente tem-se que temperatura crítica, para efeito da força cortante, é de 712°C e para o efeito do momento fletor será menor que 800°C. Como a temperatura atingida pelo perfil foi de 830°C, pode-se concluir que esta é maior que a temperatura crítica sendo, então, necessário proteger o perfil.

4.6.3.2 - Com Proteção

Usando-se a proteção especificada em 4.3.8.1, a temperatura do aço atinge 332°C, valor bastante inferior ao da temperatura crítica determinada anteriormente (684°C). Pode-se então afirmar que, com a proteção, o perfil é adequado.

4.6.4 - Pilar do 1º pavimento (CS 300 x 115)

4.6.4.1 - Sem proteção

TEMPERATURA DO AÇO

Em 4.3.1, determinou-se que a temperatura atingida pelo aço no TRRF de 30 min é $\theta_a = 821^\circ\text{C}$.

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

Em 4.3.4, determinou-se que a força de cortante de cálculo é:

$$V_{f_i, Sd} = 44,79 \text{ kN}$$

e que $\lambda < \lambda_{p, f_i}$.

Para que o pilar tenha resistência adequada à força cortante, é preciso que:

$$V_{f_i, Sd} = 44,79 \text{ kN} \leq V_{f_i, Rd} = \phi_{f_i, a} k_1 k_2 k_{y, \theta} V_{pl}$$

com $k_1 = 1,00$, $k_2 = 1,00$ e $V_{pl} = 491,25$ kN.

Assim, de:

$$44,79 = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times k_{y,\theta} \times 491,25$$

chega-se a:

$$k_{y,\theta} = 0,091$$

Com este valor de $k_{y,\theta}$, na tabela III.1, interpolando, obtém-se:

$$\theta_{crit} = 838^\circ\text{C}$$

EFEITO COMBINADO FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO - MOMENTO FLETOR

Em 4.3.4, determinou-se que a força normal de compressão e o momento fletor de cálculo são, respectivamente:

$$N_{fi,Sd} = -277,87 \text{ kN}$$

$$M_{fi,Sd} = -143,53 \text{ kN.m}$$

Procedendo por tentativas, vem:

• **1ª tentativa: $\theta_{crit} = 600^\circ\text{C}$**

Tabela III.1 $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,47$; $k_{E,\theta} = 0,31$

Flambagem local em decorrência da força normal de compressão

$$\text{Mesas: } \lambda = \frac{b}{t_f} = 7,89 < 15,75 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 15,75 \sqrt{\frac{0,31}{0,47}} = 12,79 \rightarrow Q_s = 1,00$$

$$\text{Alma: } \lambda = \frac{h}{t_w} = 21,44 < 42,09 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 42,09 \sqrt{\frac{0,31}{0,47}} = 34,18 \rightarrow Q_a = 1,00$$

Como $Q = Q_s$ $Q_a = 1,00 \rightarrow$ o método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

Instabilidade global em decorrência da força normal de compressão

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} = 0,55 \sqrt{\frac{0,47}{0,31}} = 0,68 (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,731$$

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{k_a} = 1,00 \frac{0,731 \times 0,47 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 1050,75 \text{ kN}$$

Momento Fletor

- Estado limite FLA

$$\lambda = 21,44$$

$$k_{y,\theta} A_g f_y = 0,47 \times 146,8 \times 25 = 1724,90 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{k_{y,\theta} A_g f_y} = \frac{277,87}{1724,90} = 0,16 < 0,207$$

$$\lambda_{p,fi} = 3,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y} \left(1 - 2,8 \frac{N_{fi,Sd}}{k_{y,\theta} A_g f_y} \right)} = 3,5 \sqrt{\frac{0,31 \times 20500}{0,47 \times 25} (1 - 2,8 \times 0,16)} = 44,93$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi} \Rightarrow M_{pl} = Z f_y = 1816 \times 25 = 45400 \text{ kN.cm}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,47 \times 45400 = 21338,00 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 10,88 \sqrt{\frac{0,31}{0,47}} = 8,84$$

$$\lambda > \lambda_{p,fi} \Rightarrow M_r = (f_y - f_r) W = (25 - 11,5) 1627 = 21964,50 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,62 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E W}{k_{y,\theta} M_r}} = 0,62 \sqrt{\frac{0,31 \times 20500 \times 1627}{0,47 \times 21964,50}} = 19,62$$

$$\lambda_{p,fi} = 8,84 < \lambda = 9,38 < \lambda_{r,fi} = 19,62$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right]$$

$$M_{fi,Rd} = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,47 \left[45400 - (45400 - 21964,5) \frac{9,38 - 8,84}{19,62 - 8,84} \right] = 20786,24 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = 41,94$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,11 \sqrt{\frac{k_{E,\theta}}{k_{y,\theta}}} = 50,11 \sqrt{\frac{0,31}{0,47}} = 40,70$$

$$\lambda \cong \lambda_{p,fi} \Rightarrow M_{fi,Rd} = 21338,00 \text{ kN.cm}$$

EXPRESSÕES DE INTERAÇÃO

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{com } N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,47 \times 146,8 \times 25 = 1724,90 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{1724,90} + \frac{14353}{20786,24} = 0,85 < 1,00$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_m M_{fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}\right) M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{146,8 \times 0,47 \times 25}{0,68^2} = 3730,32 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{1050,75} + \frac{0,85 \times 14353}{\left(1 - \frac{277,87}{3730,32}\right) 20786,24} = 0,90 < 1,0$$

- 2ª tentativa: $\theta_{crit} = 650^\circ\text{C}$

Tabela III.1, interpolando $\Rightarrow k_{y,\theta} = 0,35 ; k_{E,\theta} = 0,22$

Flambagem local em decorrência da força normal de compressão

$$\text{Mesas: } \lambda = 7,89 < 15,75 \sqrt{\frac{0,22}{0,35}} = 12,49 \rightarrow Q_s = 1,00$$

$$\text{Alma: } \lambda = 21,44 < 42,09 \sqrt{\frac{0,22}{0,35}} = 33,37 \rightarrow Q_a = 1,00$$

Como $Q = Q_s Q_a = 1,00 \rightarrow$ o método simplificado de verificação em situação de incêndio pode ser utilizado.

Instabilidade global em decorrência da força normal de compressão

$$\bar{\lambda}_\theta = 0,55 \sqrt{\frac{0,35}{0,22}} = 0,69 (> 0,2 \rightarrow k_a = 1,2) \Rightarrow \rho_{fi} = 0,726$$

$$N_{fi,Rd} = 1,00 \frac{0,726 \times 0,35 \times 146,8 \times 25}{1,2} = 777,12 \text{ kN}$$

- Estado limite FLA

$$\lambda = 21,44$$

$$k_{y,\theta} A_g f_y = 0,35 \times 146,8 \times 25 = 1284,50 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{k_{y,\theta} A_g f_y} = \frac{277,87}{1284,50} = 0,22 > 0,207$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}} = 1,47 \sqrt{\frac{0,22 \times 20500}{0,35 \times 25}} = 33,37$$

$$\lambda < \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_1 k_2 k_{y,\theta} M_{pl} = 1,00 \times 1,00 \times 1,00 \times 0,35 \times 45400 = 15890,00 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLM

$$\lambda = 9,38$$

$$\lambda_{p,fi} = 10,88 \sqrt{\frac{0,22}{0,35}} = 8,63$$

$$\lambda > \lambda_{p,fi} \Rightarrow M_r = (f_y - f_r) W = (25 - 11,5) 1627 = 21964,50 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,62 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E W}{k_{y,\theta} M_r}} = 0,62 \sqrt{\frac{0,22 \times 20500 \times 1627}{0,35 \times 21964,50}} = 19,15$$

$$\lambda_{p,fi} = 8,63 < \lambda = 9,38 < \lambda_{r,fi} = 19,15$$

$$M_{fi,Rd} = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,35 \left[45400 - (45400 - 21964,5) \frac{9,38 - 8,63}{19,15 - 8,63} \right] = 15305,23 \text{ kN.cm}$$

- Estado limite FLT

$$\lambda = 41,94$$

$$\lambda_{p,fi} = 50,11 \sqrt{\frac{0,22}{0,35}} = 39,73$$

$$\lambda \cong \lambda_{p,fi} \Rightarrow M_{fi,Rd} = 15890,00 \text{ kN.cm}$$

EXPRESSÕES DE INTERAÇÃO

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,Sd}}{M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$\text{com } N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y = 1,00 \times 0,35 \times 146,8 \times 25 = 1284,50 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{1284,50} + \frac{14353}{15305,23} = 1,15 > 1,00$$

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_m M_{fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,e}}\right) M_{fi,Rd}} \leq 1,0$$

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} = \frac{146,8 \times 0,35 \times 25}{0,69^2} = 2697,96 \text{ kN}$$

$$\frac{277,87}{777,12} + \frac{0,85 \times 14353}{\left(1 - \frac{277,87}{2697,96}\right) 15305,23} = 1,25 > 1,0$$

- **Outras tentativas**

Nota-se que para $\theta_{crit} = 600^\circ\text{C}$, a soma dos termos na expressão de interação mais desfavorável é igual a 0,90 e para $\theta_{crit} = 650^\circ\text{C}$, igual a 1,25. Logicamente então, a temperatura crítica situa-se entre estes dois valores. Embora o mais correto seja efetuar novas tentativas procurando o valor correto desta temperatura, como já se chegou a uma faixa de variação reduzida (50°C), de forma aproximada a mesma pode ser obtida pela interpolação:

θ_{crit}	Soma dos Termos
600°C	0,90
614°C	1,00
650°C	1,25

Tabela IV.12 – Valores da temperatura crítica

Logo, para os efeitos combinados de força normal de compressão e momento fletor, a temperatura crítica é aproximadamente igual a 614°C.

CONCLUSÃO

Prevalece a menor temperatura crítica, no caso aquela decorrente da atuação conjunta da força normal de compressão e do momento fletor, igual a 614°C. E como:

$$\theta_{\text{crit}} = 614^{\circ}\text{C} < \theta_a = 821^{\circ}\text{C}$$

é necessário que o perfil seja protegido.

4.6.4.2 - *Com proteção*

Usando-se a proteção especificada em 4.3.8.1, a temperatura do aço atinge apenas 27°C, valor bastante inferior ao da temperatura crítica determinada anteriormente (614°C) e em termos práticos, equivalente à temperatura ambiente. Pode-se então afirmar que, com a proteção, o perfil é adequado.

4.7 - Verificação em Situação de Incêndio Segundo a NBR 14323 Utilizando as Curvas de Elevação de Temperatura

4.7.1 - Considerações gerais

Conforme se viu no item 3.7, o dimensionamento dos elementos estruturais em situação de incêndio pode ser feito comparando-se a temperatura atingida pelos mesmos no TRRF com suas respectivas temperaturas críticas. Para a obtenção da temperatura atingida pelo elemento, pode-se utilizar, de maneira prática, as curvas de elevação de temperatura desenvolvidas no item 3.5.

Para ilustrar este procedimento, a seguir, serão novamente avaliados os montantes da tesoura da cobertura e a viga do pórtico.

4.7.2 - Montantes da tesoura da cobertura (L 63,5 x 6,35)

4.7.2.1 - *Sem Proteção*

TEMPERATURA DO AÇO

De acordo com o item 3.5.3.1, determina-se a temperatura atingida pelo aço no TRRF de 30 min através da figura III.19. Para o fator de massividade do elemento que é de 316 encontra-se o valor da temperatura θ_a de 840°C.

EFEITO DA FORÇA NORMAL

Em 4.6.2.1, determinou-se que a temperatura crítica do elemento para o efeito da força normal é $\theta_{crit} = 1070^{\circ}\text{C}$.

CONCLUSÃO

Comparando-se a temperatura atingida pelo perfil com sua temperatura crítica tem-se que:

$$\theta_{crit} = 1070^{\circ}\text{C} > \theta_a = 840^{\circ}\text{C}$$

e portanto , conclui-se que o perfil não necessita de proteção.

4.7.3 - Viga do pórtico (VS 650 x 114)

4.7.3.1 - *Sem proteção*

TEMPERATURA DO AÇO

De acordo com o item 3.5.3.1, determina-se a temperatura atingida pelo aço no TRRF de 30 min na curva III.19. Para o fator de massividade do elemento que é de 150 encontra-se o valor da temperatura θ_a de aproximadamente 830°C .

EFEITO DA FORÇA CORTANTE

Em 4.6.3.1, determinou-se que a temperatura crítica do elemento para o efeito da força cortante é $\theta_{crit} = 712^{\circ}\text{C}$.

EFEITO DO MOMENTO FLETOR

Em 4.6.3.1, determinou-se que a temperatura crítica do elemento para o efeito do momento fletor é $\theta_{crit} < 800^{\circ}\text{C}$.

CONCLUSÃO

Para se determinar o valor da temperatura crítica do elemento deve-se escolher o menor valor encontrado anteriormente. Com isso, a temperatura crítica para esse perfil será $\theta_{\text{crit}} = 712^{\circ}\text{C}$.

Comparando-se a temperatura atingida pelo perfil com sua temperatura crítica tem-se que:

$$\theta_{\text{crit}} = 712^{\circ}\text{C} < \theta_a = 830^{\circ}\text{C}$$

e portanto , conclui-se que o perfil necessita de proteção.

4.7.3.2 - Com Proteção

Será usada a proteção especificada em 4.3.8.1, ou seja, argamassa à base de vermiculita, com 10mm de espessura, aplicada por jateamento, com as seguintes propriedades:

$$\rho_m = 550 \text{ kg/m}^3$$

$$\lambda_m = 0,11 \text{ W/m}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$c_m = 920 \text{ J/kg}^{\circ}\text{C}$$

Utilizando-se as equações III.34 e III.35 tem-se:

$$f_1 = 920 \times 550 \times 0,01 \times 150 = 759000$$

$$f_2 = \frac{0,11 \times 150}{0,01} = 1650$$

Na figura III.22 com $f_l = 200000$ e interpolando-se linearmente tem-se:

f_2	θ_a (°C)
1500	310
1650	337
2000	400

Na figura III.23 com $f_l = 2000000$ e interpolando-se linearmente tem-se:

f_2	θ_a (°C)
1500	290
1650	308
2000	350

Agora, interpolando-se linearmente entre III.22 e III.23, com $f_l = 200000$ e com $f_l = 2000000$ respectivamente, chega-se a temperatura atingida pelo aço após o TRRF de 30 min de:

f_l	θ_a (°C)
200000	337
759000	328
2000000	308

Deve-se notar que a temperatura do aço encontrada utilizando-se as curvas de elevação de temperatura apresentadas no item 3.5.3 ($\theta_a = 328^\circ\text{C}$) é bastante próxima da encontrada utilizando-se o processo mostrado no item 3.5.2.3 ($\theta_a = 332^\circ\text{C}$). Este último, exige grande número de cálculos e um processo de iterações sucessivas muitas vezes trabalhoso. Com isso, pode-se concluir que a utilização das curvas de elevação de temperatura torna o processo de obtenção da temperatura do aço em situação de incêndio bastante rápido e prático, e com uma boa precisão.

CONCLUSÃO

Pode-se então afirmar que, com a proteção, o perfil é adequado pois:

$$\theta_a = 328^\circ\text{C} < \theta_{\text{crit}} = 712^\circ\text{C}$$

CAPÍTULO 5

PROGRAMA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

5.1 – Introdução

Para facilitar a verificação de elementos de estruturas de aço em situação de incêndio, foi desenvolvido um programa computacional denominado *VERIFIRE*.

Neste capítulo, é feita a descrição do funcionamento deste programa (figura V.1), e realizada a comparação de resultados obtidos através do mesmo e os obtidos no exemplo apresentado no capítulo 4 deste trabalho.



Figura V.1 – Tela inicial do programa

O programa encontra-se dividido em segmentos isolados (módulos ou blocos), cada um deles contendo suas próprias rotinas. Sua estrutura modular permitiu que os blocos fossem desenvolvidos em momentos distintos, o que veio contribuir para uma melhor depuração de erros. Ressalta-se a facilidade que se obteve para alterar qualquer rotina sem que isto interferisse no restante do programa. Conseqüentemente, a etapa de elaboração do programa demandou tempo menor do que aquele que seria necessário caso não tivesse sido adotada a estruturação em módulos.

5.2 – Método Utilizado

O programa desenvolvido utiliza para a verificação de estruturas de aço em situação de incêndio o método simplificado de cálculo que é prescrito pela NBR 14323(4) descrito no capítulo 3 deste trabalho.

É importante ressaltar que as estruturas a serem verificadas pelo programa devem ter sido dimensionadas à temperatura ambiente pela NBR 8800(7), lembrando que os perfis não podem sofrer flambagem local para a verificação em incêndio. Caso a flambagem local ocorra para algum elemento, o programa emitirá um aviso permitindo ao usuário a escolha de um novo perfil que atenda o requisito acima.

5.3 – Estrutura do Programa

A fim de se utilizar a estrutura modular mencionada anteriormente, lançou-se mão da linguagem de programação *DELPHI*. Tal escolha baseia-se, em primeiro lugar, no objetivo de se desenvolver um programa que utilize os conceitos de Programação Orientada a Objetos. Essa alternativa de trabalho permite utilizar menus e janelas, características do ambiente *Windows*. Além disso, tornou-se possível aproveitar os conhecimentos prévios em relação à linguagem escolhida, reduzindo-se consideravelmente o tempo de elaboração do programa.

Resumidamente, podem ser estabelecidas as seguintes etapas de ação do programa:

- Escolha do tipo de solicitação ou somente obtenção da elevação de temperatura e coeficientes $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$;
- Escolha do tipo de perfil a ser tratado;

- Entrada das dimensões do perfil escolhido;
- Entrada dos dados para a verificação em situação de incêndio;
- Características do perfil;
- Saída de dados.

5.3.1 – Escolha do tipo de solicitação

Na tela apresentada na figura V.2, é possível escolher o tipo de solicitação a que o perfil está sujeito. As opções oferecidas pelo programa são as seguintes:

- Tração;
- Compressão;
- Flexão;
- Solicitações Combinadas.

Além destas tem-se a opção *Elevação de Temperatura* (figura V.3), na qual o usuário pode fornecer um fator de massividade previamente calculado ou escolher entre os tipos de perfis fornecidos para que o programa realize este cálculo. Com isso, é possível obter a temperatura atingida pelo aço e pelos gases além dos coeficientes $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$. Esta opção possibilita o conhecimento das características do aço após um certo tempo de exposição ao incêndio sem que haja necessidade de se entrar no módulo de verificação propriamente dito.

5.3.2 – Escolha do perfil a ser tratado

De acordo com o tipo de solicitação escolhida, o usuário pode escolher entre as opções de perfis oferecidas pelo programa. Tais opções estão mostradas na figura V.3 para a opção *Elevação de Temperatura*, na tabela V.1 e nas figuras V.4 a V.7 quando escolhido algum dos tipos de solicitação.

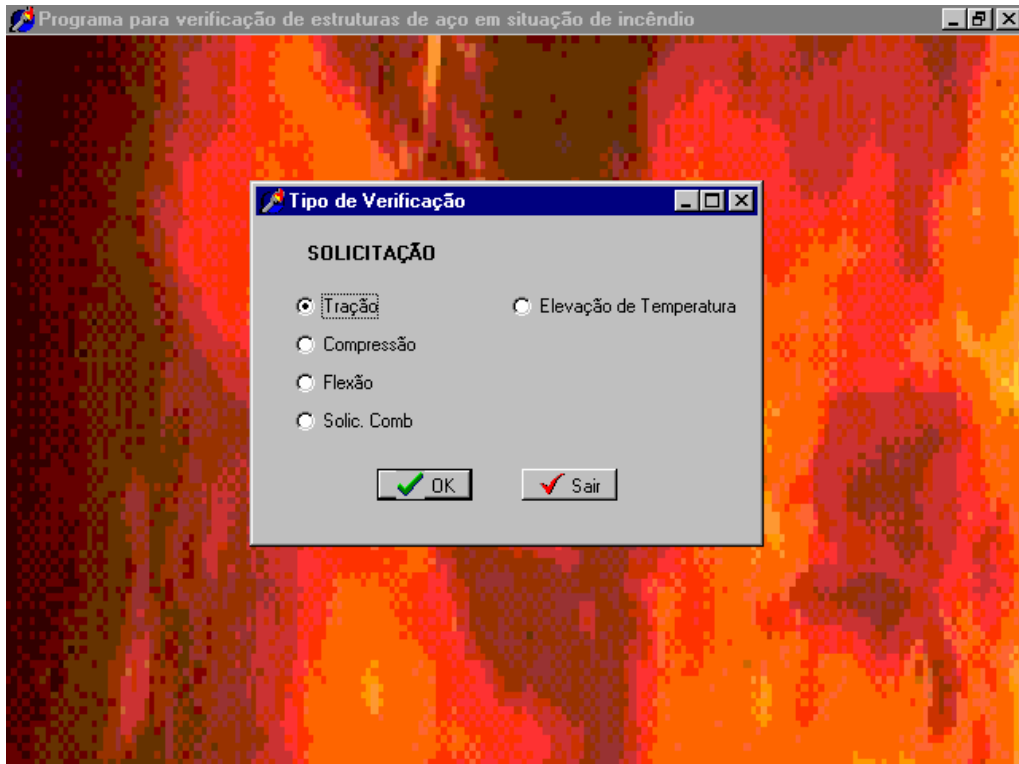


Figura V.2 – Escolha do tipo de solicitação ou elevação de temperatura

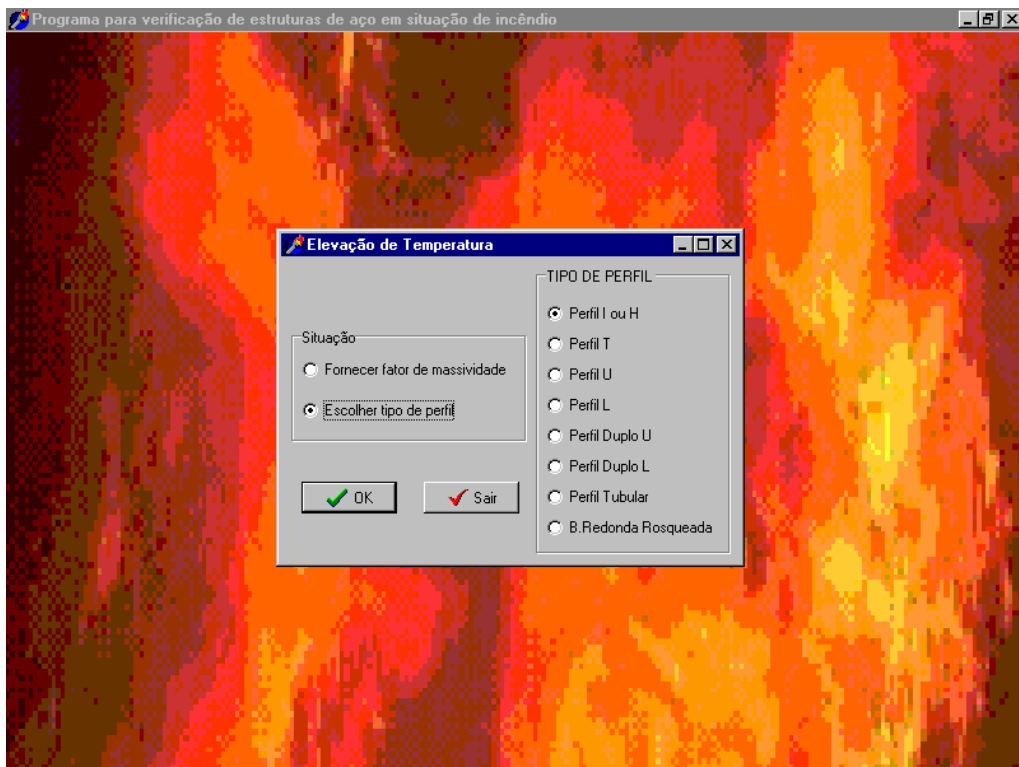


Figura V.3 – Escolha do perfil para o cálculo da elevação de temperatura

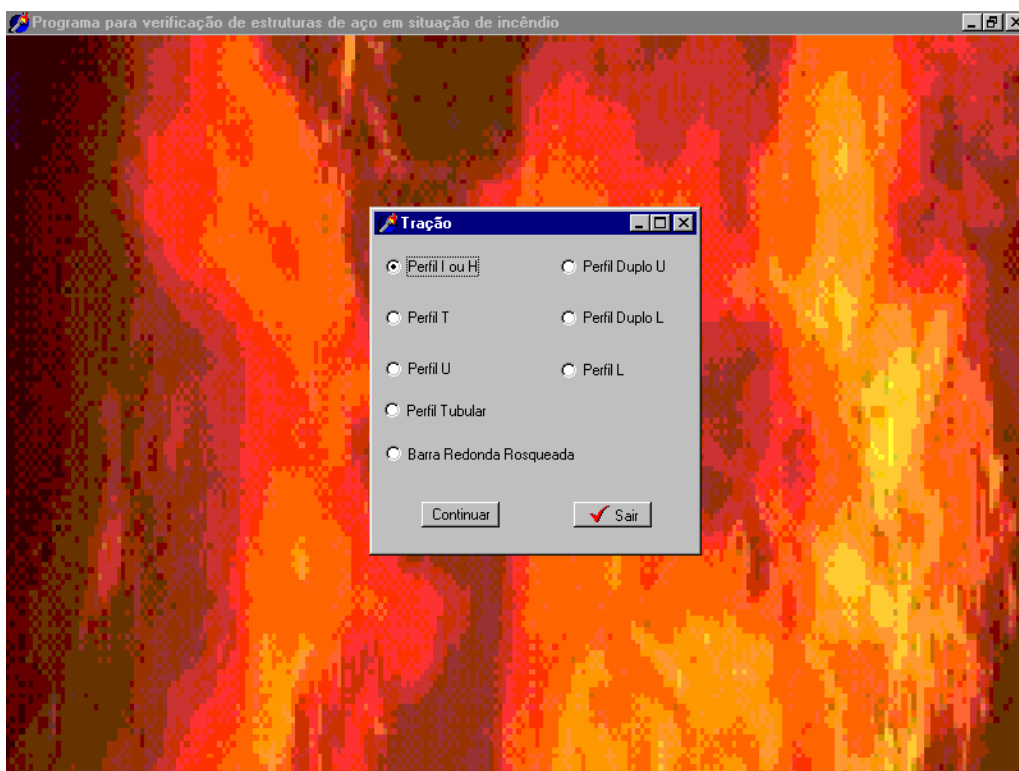


Figura V.4 – Escolha do perfil para solicitação de tração

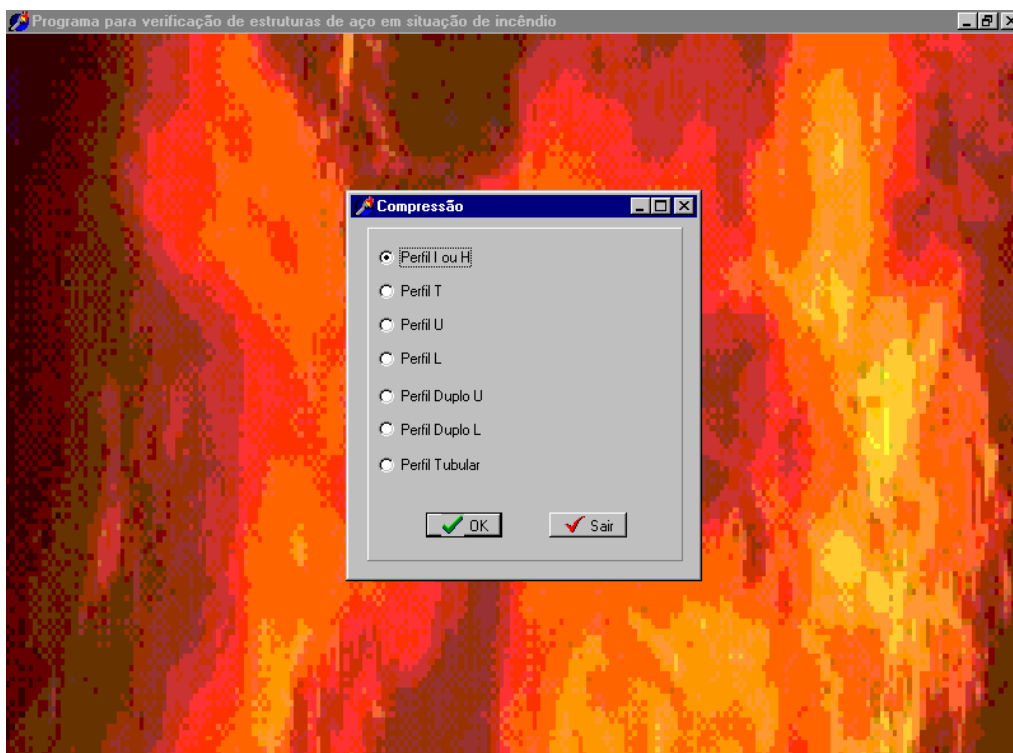


Figura V.5 – Escolha do perfil para solicitação de compressão

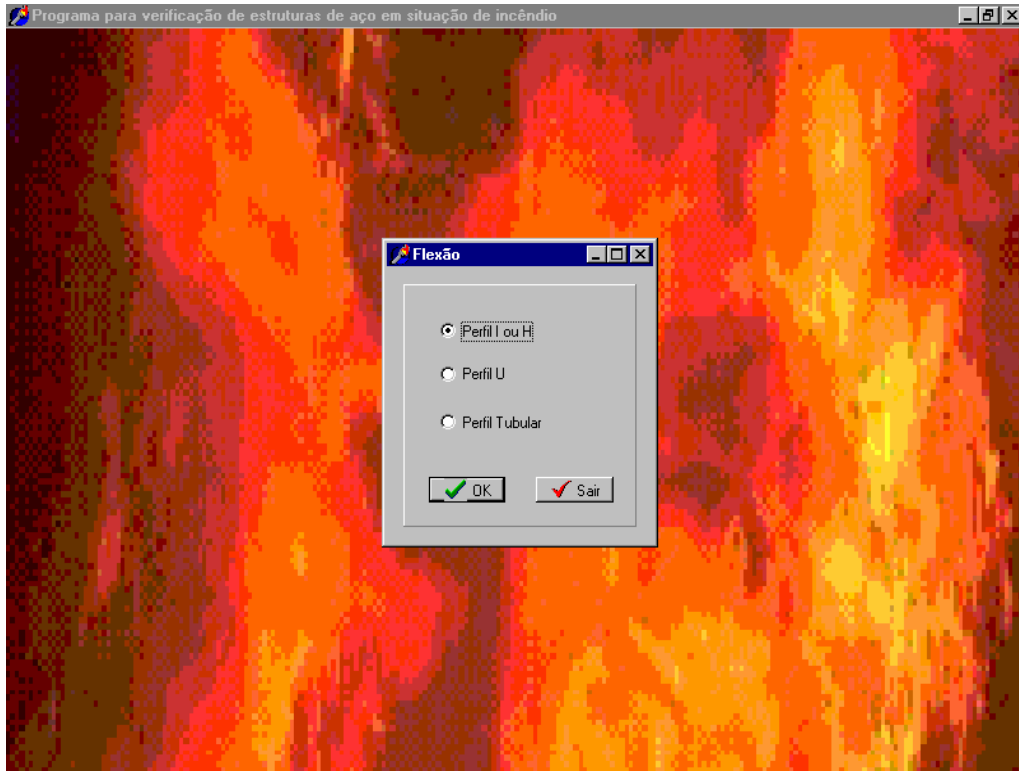


Figura V.6 – Escolha do perfil para solicitação de flexão

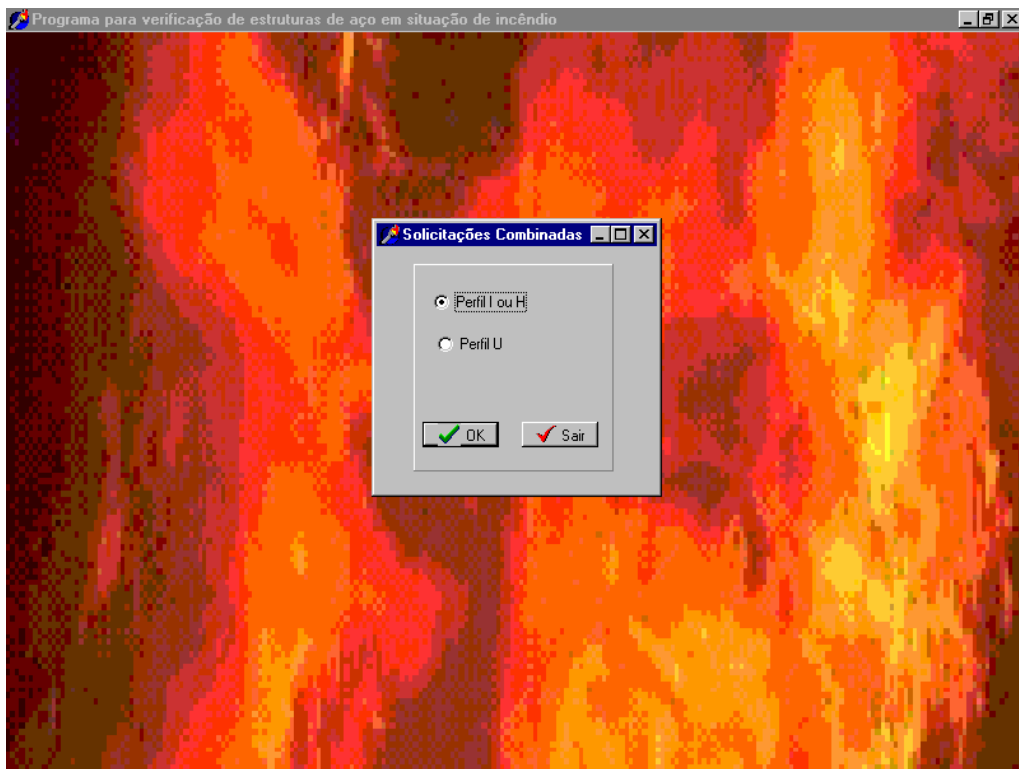


Figura V.7 – Escolha do perfil para esforço de solicitações combinadas

SOLICITAÇÃO	PERFIS DISPONÍVEIS
Tração	I, H, T, U, L, duplo U, duplo L, tubular e barra redonda rosqueada
Compressão	I, H, T, U, L, duplo U, duplo L e tubular
Flexão	I, H, U e tubular
Solicit. Combinadas	I, H e U

Tabela V.1 – Tipos de perfis disponíveis para cada tipo de solicitação

Na opção Elevação de Temperatura são oferecidos os perfis I, H, T, U, L, duplo U, duplo L, barra redonda rosqueada e tubular.

5.3.3 – Entrada das dimensões do perfil escolhido

Nesta tela, são fornecidas ao programa todas as dimensões do perfil escolhido para a verificação em incêndio ou para o cálculo da elevação de temperatura.

Todas as opções possuem desenhos com as dimensões que devem ser fornecidas para facilitar a entrada de dados. Nas figuras V.8 a V.10, são mostrados alguns exemplos da entrada das dimensões do perfil escolhido.

Deve-se notar que, para a opção de perfil I (figura V.10), existe a opção de se usar perfil soldado ou laminado. Caso seja escolhida a segunda opção, deve-se fornecer, além das principais características, o raio de curvatura indicado na figura.

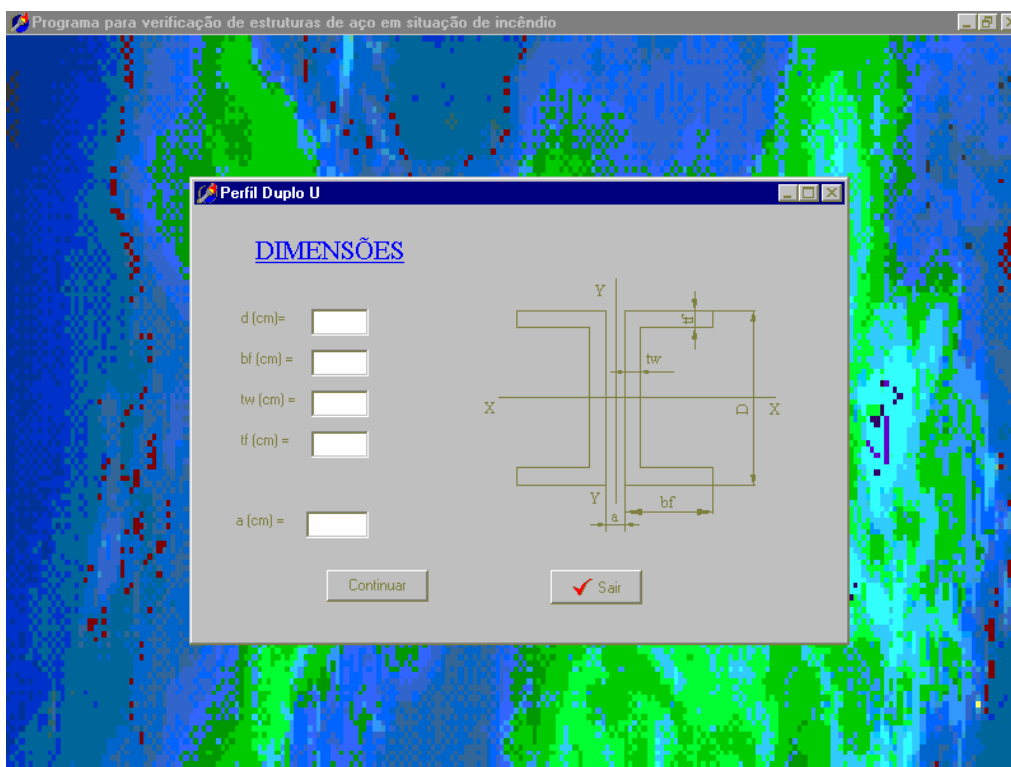


Figura V.8 – Entrada das dimensões do perfil duplo C

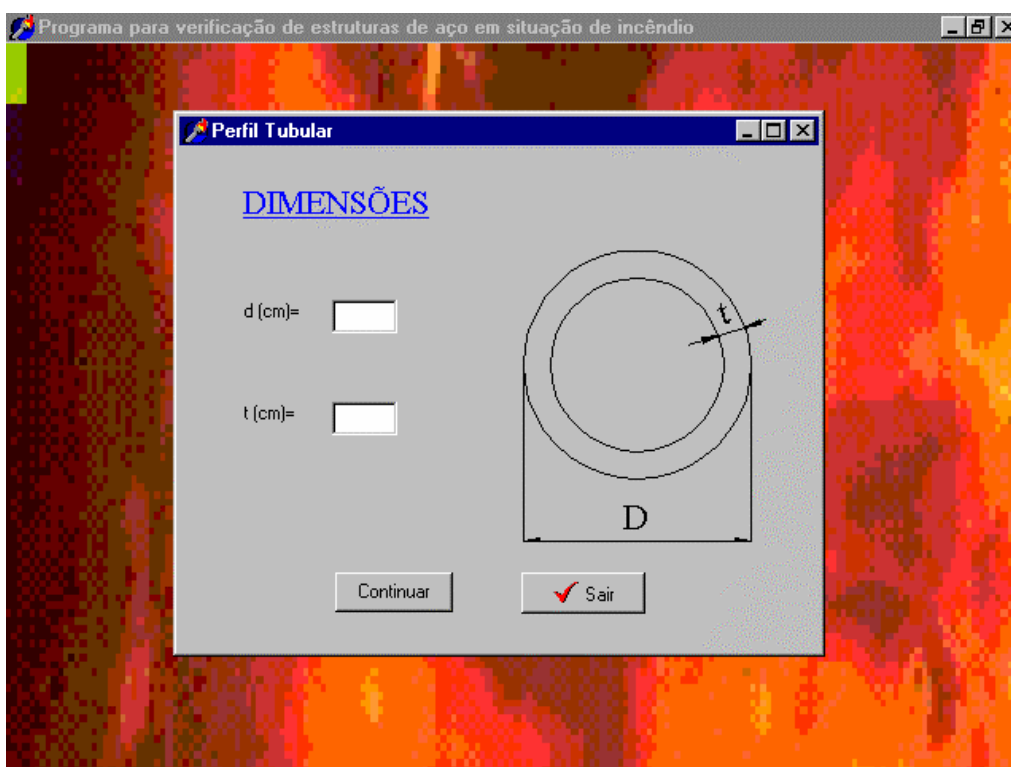


Figura V.9 – Entrada das dimensões do perfil tubular

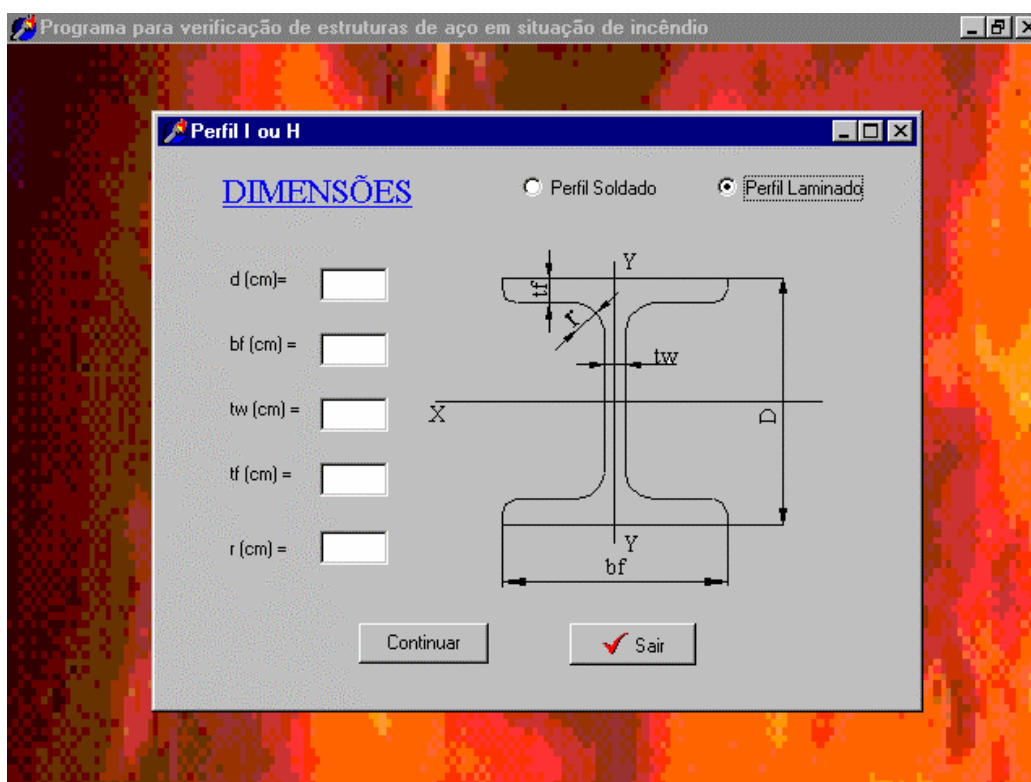


Figura V.10 – Entrada das dimensões do perfil I

5.3.4 – Entrada de dados para a verificação em incêndio

Neste menu (figura V.11), são fornecidos os dados relacionados à verificação em situação de incêndio propriamente dita: tempo de exposição ao fogo, intervalo de tempo usado, existência ou não de proteção e as características desta proteção. Além disso, deve-se informar o tipo de exposição na qual o perfil se enquadra: exposto por três ou quatro lados.

Deve-se lembrar que o tempo de exposição ao incêndio é determinado através da norma NBR 14432(5), dependendo basicamente do uso e das características geométricas da edificação. Essa norma deve ser consultada antes da determinação do tempo de exposição ao incêndio.

O intervalo de tempo usado deve ser determinado de acordo com a norma NBR 14323 e seu valor deve ser menor que $25000/\text{fator de massividade}$. Como, neste momento, não é possível conhecer o fator de massividade do perfil, que depende também do tipo de proteção adotada, recomenda-se o uso de

intervalos pequenos, como, por exemplo, 2 segundos. Caso seja usado um intervalo de tempo maior que o valor permitido, o programa emitirá um aviso (figura V.12) indicando o erro e permitirá ao usuário a opção de escolher um intervalo menor. Essa operação pode ser repetida quantas vezes forem necessárias.

No entanto, se o usuário desejar conhecer o fator de massividade antes de proceder à verificação em incêndio fazendo o cálculo mais preciso do intervalo de tempo, pode-se escolher no menu “*Escolha do tipo de solicitação*” a opção “*Elevação de temperatura*”. Assim, será fornecido pelo programa o fator de massividade do perfil sem que seja necessário seguir todo o processo de verificação.

Deve-se, também, escolher o tipo de proteção a que o perfil está sujeito. Caso exista alguma proteção, que pode ser do tipo caixa ou contorno, devem ser fornecidas suas características nas unidades indicadas pelo programa.

Programa para verificação de estruturas de aço em situação de incêndio

Características em Situação de Incêndio

ENTRADA DE DADOS PARA VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Tempo de resistência ao incêndio desejado (s) =

Intervalo de tempo (s) =

Tipo de Proteção

- Proteção tipo caixa
- Proteção tipo contorno
- Sem proteção

Tipo de exposição ao incêndio

- Perfil exposto ao incêndio pelos 4 lados
- Perfil exposto ao incêndio por 3 lados

CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL DE PROTEÇÃO

Calor específico do material de proteção (J/kg.C)

Massa específica do material de proteção (kg/m³)

Espessura do material de proteção (m)

Condutividade térmica do material de proteção (W/m.C)

Continuar

Sair

Figura V.11 – Entrada de dados para verificação em incêndio

Programa para verificação de estruturas de aço em situação de incêndio

AVISO SOBRE INTERVALO DE TEMPO

O INTERVALO DE TEMPO USADO ESTA SUPERIOR AO PERMITIDO

Escolha um intervalo menor e continue

OK

Sair

Figura V.12 – Aviso para correção de intervalo de tempo

5.3.5 – Características para a verificação dos esforços solicitantes em situação de incêndio

Neste momento, são fornecidas as características do perfil, de acordo com a NBR 8800, para a verificação dos esforços solicitantes em situação de incêndio (figuras V.13 a V.15).

É importante ressaltar que na verificação em situação de incêndio não é permitido que ocorra flambagem local no regime elástico. Caso isso aconteça, o programa emitirá um aviso e permitirá que o usuário escolha outro perfil para verificação.

5.3.6 – Saída de dados

Na saída de dados (figura V.16), são fornecidos ao usuário o fator de massividade do perfil, os coeficientes $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$, a solicitação e a resistência de cálculo, a área do perfil e as temperaturas atingidas pelos gases e pelo aço. Além disso, é mostrada na tela uma mensagem dizendo se o perfil resiste ou não ao tempo de incêndio quando submetido as solicitações de cálculo fornecidas.

Se a opção escolhida no início do programa for a de cálculo do aumento da temperatura, a saída de dados fornecerá ao usuário a temperatura dos gases e do aço, além dos coeficientes $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$ para o tempo de resistência indicado (figura V.17).

A seguir será mostrada a comparação entre resultados obtidos através do uso do programa e os encontrados no exemplo apresentado no capítulo 4 deste trabalho.

Programa para verificação de estruturas de aço em situação de incêndio

Esforços de compressão

CONDIÇÕES DE CONTORNO NA DIREÇÃO X - X

Perfil pertence a pórtico

Sim
 Não

Tipo de Pórtico

Pórtico deslocável
 Pórtico indeslocável

Coeficiente GA

Coeficiente GB

CONDIÇÕES DE CONTORNO NA DIREÇÃO Y - Y

Perfil pertence a pórtico

Sim
 Não

Tipo de Barra

Engastada - Engastada
 Engastada - Apoiada
 Apoiada - Apoiada
 Engastada - Livre

CONDIÇÕES DE CONTORNO RELATIVOS À TORÇÃO

Condições de Contorno

Ambas extremidades com torção e empenamento impedidos.
 Ambas extremidades com torção impedida e uma com empenamento livre
 Uma extremidade com torção e empenamento impedidos e outra livre
 Ambas extremidades com torção e empenamento livres

Força Normal de Cálculo (kN)

Comprimento da barra (cm)

Figura V.13 – Entrada de dados para esforços de compressão

Programa para verificação de estruturas de aço em situação de incêndio

Esforços de Flexão

CARACTERÍSTICAS GERAIS

Comprimento destravado L_b (cm)

Coeficiente C_b

Situação da viga

Biapoiada sobreposta por laje de concreto
 Outro caso

Enrijecedores

Sim
 Não

Espaçamento entre os enrijecedores (cm)

Força cortante de cálculo (KN)

Momento fletor de cálculo (KN.cm)

Seção de verificação do perfil

Seção nos apoios de viga estaticamente indeterminada
 Outro caso de seção

Figura IV.14 – Entrada de dados para esforços de flexão

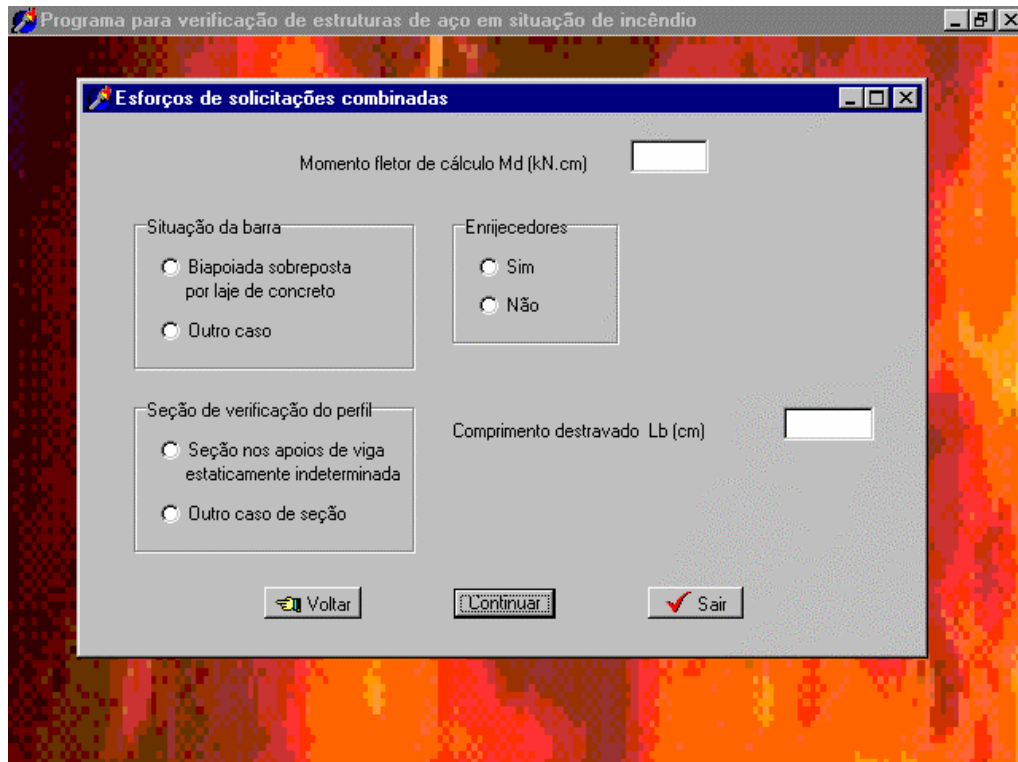


Figura V.15 – Entrada de dados para solicitações combinadas

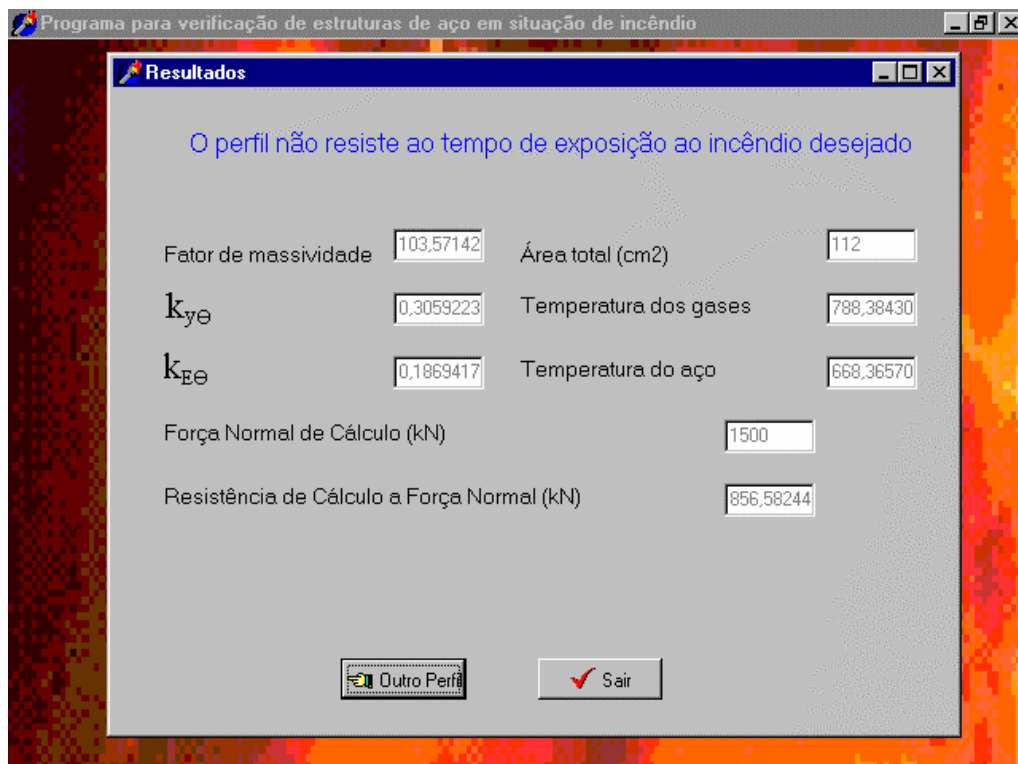


Figura V.16 – Saída de dados

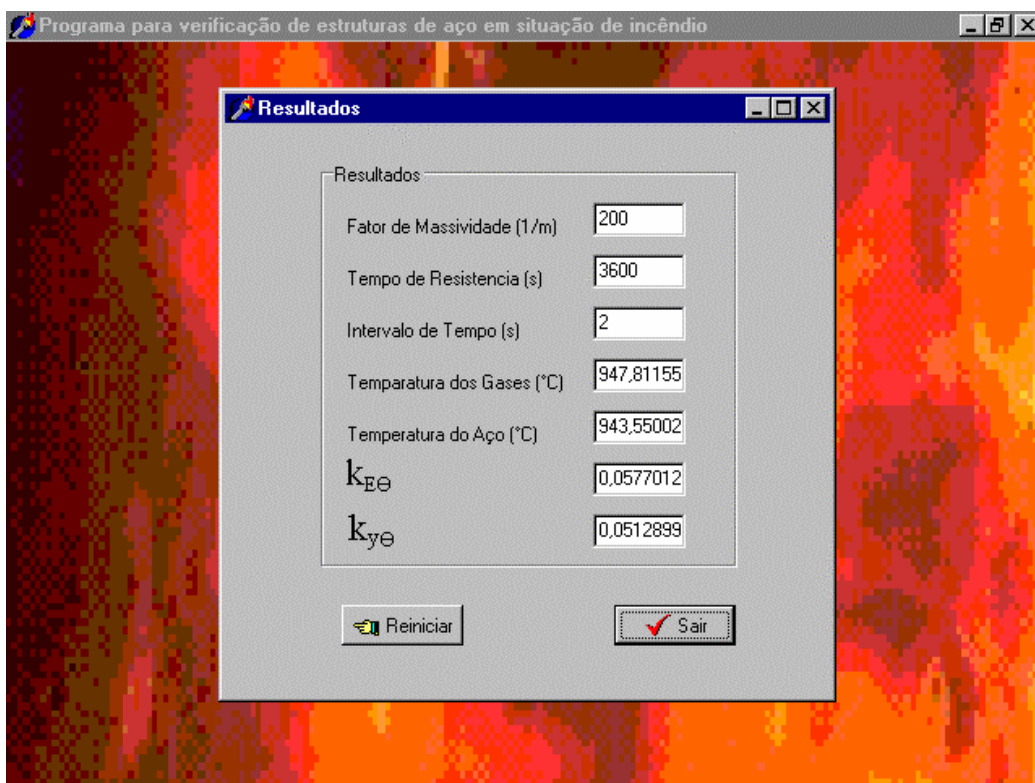


Figura V.17 – Saída de dados para a opção de cálculo de elevação de temperatura

5.3.7 – Comparação de resultados

Neste item, comparam-se os valores obtidos pelo uso do programa *VERIFIRE*, descrito anteriormente, com os resultados obtidos no exemplo do capítulo 4 deste trabalho.

Utilizando o tempo de resistência de 30 minutos, que é exigido pela NBR 14432, obtêm-se os resultados mostrados nas figuras V.18 e V.19 para o perfil que compõe as vigas do piso do 2º pavimento.

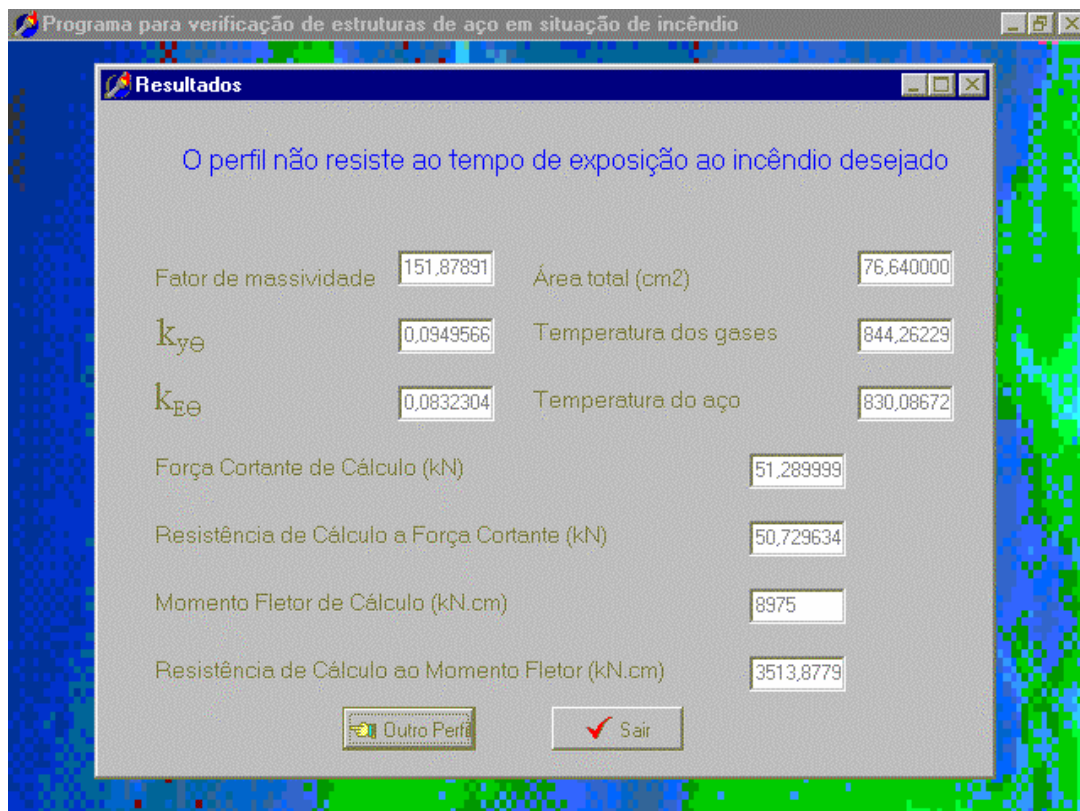


Figura V.18 – Saída de dados para as vigas do piso do 2º pavimento sem proteção

Tomando-se como exemplo as vigas do 2º pavimento chega-se ao valor de $V_{fi,Rd}$ através do exemplo de 50,75 kN e utilizando-se o programa, obtêm-se o valor de 50,73 kN, como pode ser observado na figura V.18. Os valores encontrados para a resistência de cálculo ao momento fletor ($M_{fi,Rd}$) foram, respectivamente, 3514,53 kN e 3513,88 kN, conforme o capítulo 4 e o programa. Deve-se notar que, em ambos os casos, chega-se à conclusão de que o perfil não

resiste ao tempo de exposição recomendado pela NBR 14432, sendo necessário o uso da proteção.

A figura V.19 mostra os resultados obtidos pelo programa utilizando-se a proteção indicada no capítulo 4 para as vigas do piso do 2º pavimento. No exemplo, obtêm-se aos seguintes valores: $V_{fi,Rd} = 534,24 \text{ kN}$ e $M_{fi,Rd} = 36995,00 \text{ kN}$.

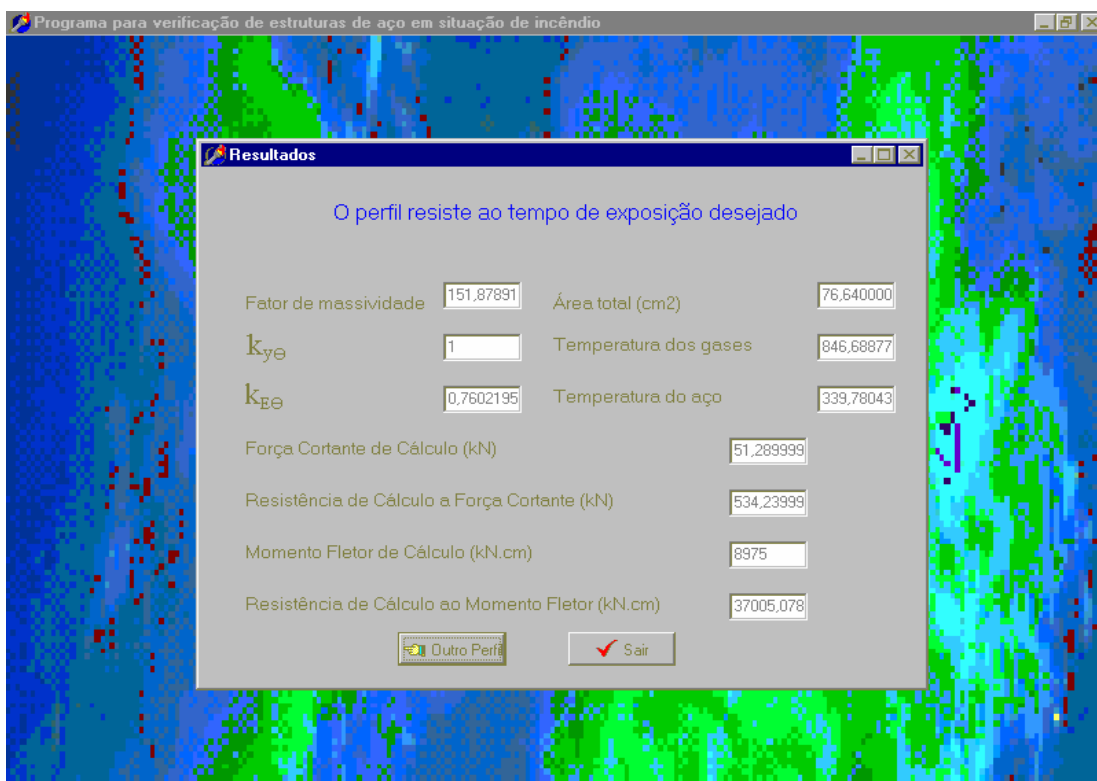


Figura V.19 – Saída de dados para as vigas do piso do 2º pavimento com proteção

É importante ressaltar que, com o uso da proteção, a viga resiste ao tempo de incêndio exigido pela NBR 14432.

A tabela V.2 mostra os resultados obtidos através do programa e os obtidos no exemplo apresentado no capítulo 4.

	ESFORÇO	SOLICITAÇÃO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO EXEMPLO	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO PROGRAMA	NECESSIDADE DE PROTEÇÃO
CORDA	Normal	-49,26	-12,65	-12,78	SIM
DIAGONAIS	Normal	19,08	34,43	34,92	NÃO
MONTANTES	Normal	-6,59	-21,60	-21,77	NÃO
PILAR 1º PAVTO.	Normal	-277,87	-238,89	-241,63	SIM
	M.fletor	14353,00	4494,60	4512,68	SIM
VIGA DO PÓRTICO	Cortante	142,60	85,33	85,63	SIM
	M.fletor	35757,00	12658,28	12671,84	SIM
VIGA DO PISO 2º PAVTO.	Cortante	51,28	50,75	50,73	SIM
	M.fletor	8975,00	3515,00	3513,88	SIM
CONTRAVENT.	Normal	9,25	41,81	42,29	NÃO

Obs.: Unidades em kN e kN.cm

Tabela V.2 – Comparação entre resultados do capítulo 4 (Exemplo) e do programa sem uso de proteção

A tabela V.3 mostra os resultados obtidos através do programa e os obtidos no capítulo 4 após a utilização da proteção.

	ESFORÇO	SOLICITAÇÃO DE CÁLCULO	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO EXEMPLO	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO PROGRAMA
CORDA	Normal	-49,26	-96,91	-97,87
PILAR 1º pavto.	Normal	-277,87	(*)	-3224,48
	M.fletor	14353,00	(*)	62633,75
VIGA DO PÓRTICO	Cortante	142,60	840,26	840,28
	M.fletor	35757,00	133245,00	133246,67
VIGA DO PISO 2º PAVTO.	Cortante	51,28	534,24	534,24
	M.fletor	8975,00	36995,00	37005,08

Obs.: Unidades em kN e kN.cm (*) – Ver item 4.3.8.2

Tabela V.3 – Comparação entre resultados do capítulo 4 e do programa com o uso de proteção

Analisando-se os resultados mostrados nas tabelas V.2 e V.3, observa-se que os valores obtidos através do uso do programa são praticamente iguais aos valores obtidos no exemplo do capítulo 4, tanto para o caso dos perfis sem proteção quanto para o caso do uso da proteção.

É preciso ressaltar que as diferenças encontradas entre os valores são devidas à maior precisão nas interpolações utilizadas no programa. Isso se observa, por exemplo, no caso do cálculo do ρ na curva c para esforços de compressão e dos coeficientes $k_{y\theta}$ e $k_{E\theta}$, bem como no uso de maior número de casas decimais pelo programa.

Finalmente, pode-se concluir, a partir das comparações realizadas neste item, que o programa é confiável, o que torna possível a obtenção rápida de resultados, pelo usuário, na verificação de perfis de aço em situação de incêndio.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 – Conclusões

Neste trabalho foram abordados aspectos do dimensionamento em incêndio de elementos estruturais de aço constituídos por perfis laminados e perfis soldados não-híbridos com enfoque ao método simplificado de cálculo, de acordo com a NBR 14323 (4).

Dentro deste contexto, mostrou-se como variam as propriedades mecânicas e térmicas do aço com a elevação da temperatura e os conceitos básicos relacionados a ações e segurança. Além disso, mostrou-se que a curva temperatura-tempo dos gases é a principal característica de um incêndio dependendo de vários fatores como o grau de ventilação, a carga de incêndio e as características dos elementos de vedação. Simplificadamente adota-se a equação (II.1), denominada curva do incêndio padrão para o dimensionamento estrutural em situação de incêndio.

As combinações de ações para os estados limites últimos em incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 (2). Na tabela III.2 é feita uma comparação entre esta norma e o EUROCODE 1 (12) e a partir desta pôde-se concluir que os resultados são bastante próximos podendo-se, assim, comprovar que os resultados obtidos através da norma brasileira são bons.

O método simplificado de cálculo apresentado é de fácil utilização e geralmente apresenta resultados conservadores quando comparado com outros métodos. De um modo geral, a partir do tempo requerido de resistência, determinado de acordo com a NBR 14432 (5), utiliza-se a curva do incêndio padrão para obter a temperatura dos elementos de aço e com esta, chega-se a redução das propriedades mecânicas do aço.

Deve-se atentar para o fato desse método possuir algumas limitações como as de barras axialmente comprimidas não poderem sofrer flambagem local em situação de incêndio. Além disso, os componentes da seção transversal das barras fletidas não podem sofrer, também em incêndio, flambagem local em regime elástico em decorrência da atuação do momento fletor. Após a determinação da resistência de cálculo em situação de incêndio basta compará-la com a solicitação de cálculo também em incêndio e verificar se a estrutura é ou não adequada.

Com relação ao programa apresentado no capítulo 5, é importante ressaltar a sua forma simplificada de apresentação. A utilização de janelas facilita sobremaneira a interface com o usuário, diminuindo a incidência de erros, principalmente na entrada de dados. Além disso os resultados obtidos são apresentados de forma bastante prática e simplificada facilitando, assim, a análise da situação do perfil em altas temperaturas.

Além disso, foi apresentado o conceito de temperatura crítica e mostrou-se como se dá a sua determinação para barras comprimidas e de vigas de edifícios, sem proteção contra incêndio.

Demonstrou-se que os parâmetros que influem no valor da temperatura crítica são:

- a relação entre a solicitação de cálculo e a resistência de cálculo à temperatura ambiente, que representa a folga no dimensionamento nesta temperatura, que varia usualmente entre 0,6 e 1,0;
- a relação entre a solicitação de cálculo em situação de incêndio e a solicitação de cálculo à temperatura ambiente, que varia usualmente entre 0,5 e 0,8.

Os resultados apresentados em tabelas deixaram claro que barras comprimidas dimensionadas sem folga ou com folga bastante reduzida à temperatura ambiente, com alta relação entre as solicitações de cálculo em situação de incêndio e à temperatura ambiente e com parâmetro de esbeltez elevado, podem ter temperatura crítica muito baixa atingindo a temperatura de 124°C. No outro extremo, quando a folga no dimensionamento à temperatura ambiente é alta, com baixa relação entre as solicitações de cálculo em situação de incêndio e à temperatura ambiente e com parâmetro de esbeltez reduzido, a temperatura crítica alcança valores relativamente altos chegando a 669°C. No

caso das vigas, dependendo dos parâmetros, na faixa de variação estudada, chegou-se a valores entre 586°C e 758°C.

Mostrou-se ainda que os dois parâmetros citados podem ser condensados em apenas um, a relação entre a sollicitação de cálculo em situação de incêndio e a resistência de cálculo à temperatura ambiente, que nada mais é que o produto dos outros dois. Foram traçadas curvas, de grande interesse prático, com os valores da temperatura crítica das barras comprimidas e das vigas em função do parâmetro único.

Foi descrito o processo de dimensionamento em situação de incêndio em que se compara a temperatura crítica com a temperatura atingida pelo elemento de aço no tempo requerido de resistência ao fogo. Esta última temperatura teve seu procedimento de obtenção apresentado, sendo traçadas curvas que permitem chegar a seu valor em elementos estruturais sem proteção, com fatores de massividade variando de 10m^{-1} a 400m^{-1} . Para elementos protegidos foram desenvolvidas curvas de elevação de temperatura que dependem dos fatores f_1 e f_2 . Esses, por sua vez, são determinados a partir das características do material de proteção e do fator de massividade do elemento a ser verificado. Assim, o dimensionamento estrutural pode se resumir em comparar os valores disponíveis da temperatura crítica e da temperatura atingida pelo elemento estrutural.

6.2 – Sugestões para trabalhos futuros

A fim de aumentar os conhecimentos com relação à verificação de estruturas de aço em situação de incêndio outros trabalhos poderiam ser desenvolvidos a partir dos itens abaixo:

- Verificação de estruturas aço externas ao edifício, em situação de incêndio;
- Verificação de estruturas de aço pertencentes à vedação de edifícios;
- Comportamento em situação de incêndio de vigas e pilares compostos por estruturas de aço e concreto;
- Comportamento de ligações em situação de incêndio;

- Avaliação comparativa entre o método simplificado de cálculo e métodos mais elaborados.

Poderiam, adicionalmente, ser produzidas tabelas e curvas com temperaturas críticas de outros elementos estruturais, além das barras comprimidas e vigas tratadas neste trabalho, de modo a abranger praticamente todas as situações existentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABREU, L. M. P. E FAKURY, R. H., “Elevação de Temperatura em Elementos Estruturais de Aço de Edifícios em Incêndio”, VII Semana de Iniciação Científica da UFMG, p.318, 1998;
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Ações e Segurança nas Estruturas” - NBR 8681, Rio de Janeiro, 1984;
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo” – NBR 5628, Rio de Janeiro, 1980;
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio” – NBR 14323, Rio de Janeiro, 1999;
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações” – NBR 14432, Rio de Janeiro, 2000;
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Forças Devidas ao Vento em Edificações” - NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988;
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios” - NBR 8800, Rio de Janeiro, 1986;
8. BORCHGRAEVE. P. et al., “Steel and Fire Safety, A Global Approach”. Steel Promotion Committee of Europe;
9. BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). “Structural Use of Steel Work in Buildings”. BS 5950: Part:8. Code of practice for fire resistant design, London, p. 20, 1990;
10. CSTB, Document Technique Unifié, Règles FA: Méthod de Prévision par le Calcul du Comportement au Feu des Structures em Acier, Paris, p. 19-24, 1982;
11. DIAS, L. A. M., “Estruturas de Aço – Conceitos, Técnicas e Linguagem”. Zigurate Editora. São Paulo, 1997;

12. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 1 – “Basics of Design and Actions on Structures” – Part 2-2: Actions on structures exposed to fire. ENV 1991-2-2. Brussels, 1995;
13. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 3 – “Design of Steel Structures” – Part 1-2: General rules – Structural fire design. ENV 1993-1-2. Brussels, 1995;
14. FAKURY, R. F., “Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio”, II Seminário Internacional - O uso de estruturas metálicas na construção civil, nov/1999;
15. Fire safety in tall buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Bethlehem, 1992;
16. MELHADO, S. B. E SOUZA, U. E. L., “O incêndio e os Edifícios de Aço”. Revista Aço na Construção, ABCEM-ABIPE, n.º 3, 1989;
17. MELHADO, S. B. E SOUZA, U. E. L., “Segurança Contra Incêndio nos Edifícios de Estrutura de Aço”. EPUSP. São Paulo, 1988;
18. MELHADO, S. B., “Edifícios de Estruturas de Aço. Segurança Contra Incêndio e Critérios de Proteção de Estruturas”. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica (PCC). São Paulo, 1989;
19. MELHADO, S. B.; SOUZA, U. L., “Segurança Contra Incêndio nos Edifícios de Estrutura de Aço”. Publicação técnica nº 6. EPUSP/FDTE/COSIPA. São Paulo, 1988;
20. SILVA, V. P.; “A Segurança contra Incêndios nas Edificações”. Construção Metálica. Ano 7, nº 29. p. 28-30. Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCCEM). São Paulo, 1997a;
21. SILVA, V. P.; “A Segurança das Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”. In: Anais do Seminário Internacional da Estrutura Metálica na Construção Civil. Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais (ABM). São Paulo. 1998a;
22. SILVA, V. P.; “A Segurança das Estruturas em Situação de Incêndio”. In: Anais NUTAU’98. São Paulo. 1998a;
23. SILVA, V. P. “Estruturas de Aço em Situação de Incêndio”, Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica (PEF). São Paulo. 1997c;

24. SILVA, V. P.; Dias, L. A. M. “O Incêndio e as Estruturas de Aço”. In: Dias, L. A. M.; Estruturas de aço: Conceitos, Técnicas e Linguagem. p. 149-159. Zigurate Editora. São Paulo, 1997;
25. 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. 1997b;
26. SILVA, V. P.; Fakury, R. H.; Pimenta, R. J.; Rodrigues, F. C. “Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio. Método Simplificado para Dimensionamento”. Revista Escola de Minas nº 3. p.31-36. Ouro Preto. Jul-set/1997a;
27. SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS E DES ARCHITECTS (SIA). ‘La Résistance au Feu des Parties de Construction Métallique - Méthod de Calcul pour la Classification’. Document 82, Zurich, p.24-26, 1985;
28. SOUZA JÚNIOR, V. , “Análise de Pórticos de Aço sob Altas Temperaturas”, Dissertação de Mestrado, UFOP, 1998;
29. VILA REAL, P. M. M. E OLIVEIRA, C. M., “Numerical Modeling of Steel Columns Behavior under Fire Conditions”, Fourth World Congress on Computational Mechanics, Buenos Aires, Argentina, July/1998.

ANEXO 1

DETERMINAÇÃO DO TRRF DE ACORDO COM A NBR 14432

A.1 – Introdução

Neste anexo serão mostrados os procedimentos a serem utilizados para a determinação do TRRF de acordo com as prescrições da NBR 14432(5).

Os critérios estabelecidos pela NBR 14432 baseiam-se na resistência ao fogo dos elementos construtivos, considerando as condições de exposição do incêndio-padrão, e foram estabelecidos tendo em conta o estágio de desenvolvimento da engenharia de segurança contra incêndio e a simplicidade de sua aplicação. Esses critérios pressupõem o atendimento de todas as exigências dos regulamentos aplicáveis, especialmente quanto às compartimentações horizontal e vertical, às saídas de emergência e aos chuveiros automáticos.

A.2 – Prescrições Gerais

a) Para a determinação do grupo, a ocupação/uso e a divisão deve-se recorrer ao item A.2.1.

b) Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área individual dos pavimentos seja menor ou igual a 500m^2 e em edificações nas quais os pavimentos acima do solo tenham área individual menor ou igual a 750m^2 .

c) Estão isentas dos requisitos estabelecidos na NBR 14432 para segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico as edificações:

- cuja área total seja menor ou igual a 750m^2 ;

- com até dois pavimentos com área total seja menor ou igual a 1500m^2 e carga de incêndio específica inferior ou igual a 1000MJ/m^2 ;

- pertencentes às divisões F-3, F-4 e F-7 das classes P₁ a P₃ (ver item (f) a seguir), exceto as regiões de ocupação distinta (nessas regiões, deverão ser respeitados os valores fornecidos na tabela A.2.);

- nas edificações das divisões G-1 e G-2 das classes P₁ a P₄ abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço;

- nas edificações da divisão J-1 das classes P₁ a P₄, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço;

d) Estão isentas dos requisitos estabelecidos pela NBR 14432 para segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico as edificações térreas, exceto quando:

- a cobertura da edificação tiver função de piso, mesmo que seja para saída de emergência;

- a estrutura da edificação, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, for essencial à estabilidade de um elemento de compartimentação;

- a edificação não tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior a 500MJ/m² (excluem-se desta regra os depósitos);

- a edificação tiver uso industrial, com carga de incêndio específica superior a 1200MJ/m², observados os critérios de compartimentação constantes das normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos;

- a edificação for utilizada como depósito com carga de incêndio específica superior a 2000MJ/m², observados os critérios de compartimentação constantes das normas brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos.

e) As edificações descritas nos três últimos itens da letra d estão também isentas dos requisitos estabelecidos para segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico:

- se forem providas de chuveiros automáticos, conforme NBR 10897 e NBR 13792, onde aplicável;

- se tiverem área total menor ou igual a 5000m², com pelo menos duas fachadas de aproximação que perfaçam no mínimo 50% do perímetro.

f) O TRRF das edificações pertencentes às divisões F-3, F-4 e F-7 das classes P₄ e P₅ deverão ser de 30min e 60min, respectivamente, e os das classes S₂ e S₁, de 90min e 60min, respectivamente;

g) O TRRF das vigas que não pertençam ao sistema responsável pela estabilidade estrutural da edificação não necessita ser maior que 60min, exceto para edificações com altura superior a 45m, para as quais o TRRF não necessita ser maior que 90min;

h) O TRRF das lajes da edificação não necessita ser maior que 90min, exceto para edificações com altura superior a 45m, para as quais o TRRF não necessita ser maior que 120min;

i) Numa mesma edificação, o TRRF do subsolo não pode ser tomado menor que o dos pavimentos situados acima do solo;

j) As prescrições constantes dos itens (c), (d) e (e) não se aplicam às edificações cujos ocupantes tenham restrição de mobilidade, como no caso de hospitais, asilos e penitenciárias;

l) Todas as edificações abrangidas pela NBR 14432 devem possuir as saídas de emergência dimensionadas conforme a NBR 9077.

m) As cargas de incêndio específicas para uso conjunto com as prescrições deste anexo encontram-se no item A.2.2.

Tabela A.2 – Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF)

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Profundidade do Subsolo		Altura da edificação				
			Classe S ₂ h _s > 10m	Classe S ₁ h _s ≤ 10m	Classe P ₁ h ≤ 6m	Classe P ₂ 6m < h ≤ 12m	Classe P ₃ 12m < h ≤ 23m	Classe P ₄ 23m < h ≤ 30m	Classe P ₅ h > 30m
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de Hospedagem	B-1 e B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial Varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços Profissionais, Pessoais e Técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e Cultura Física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de Reunião de Público	F-1, F-2, F-5 e F-6	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços Automotivos	G-1 e G-2 não-abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de Saúde e Institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

A.2.1 - Classificação das edificações quanto a sua ocupação

Grupo	Ocupação/Usos	Divisão	Descrição	Exemplos
A	Residencial	A-1	Habitações unifamiliares	Casas térreas ou assobradadas, isoladas ou não
		A-2	Habitações multifamiliares	Edifícios de apartamento em geral
		A-3	Habitações coletivas	Pensionatos, internatos, mosteiros, conventos, residenciais geriátricos
B	Serviços de Hospedagem	B-1	Hotéis e assemelhados	Hotéis, motéis, pensões, hospedarias, albergues, casas de cômodos
		B-2	Hotéis residenciais	Hotéis e assemelhados com cozinha própria nos apartamentos (incluem-se apart-hotéis, hotéis residenciais)
C	Comercial varejista	C-1	Comércio em geral, de pequeno porte	Armarinhos, tabacarias, mercearias, fruteiras, butiques e outros
		C-2	Comércio de grande e médio porte	Edifícios de lojas, lojas de departamentos, magazines, galerias comerciais, supermercados em geral, mercado e outros
		C-3	Centros comerciais	Centro de compras em geral (“shopping centers”)
D	Serviços profissionais Pessoais e técnicos	D-1	Locais para prestação de serviços profissionais ou condução de negócios	Escritórios administrativos ou técnicos, consultórios, instituições financeiras (que não estejam incluídas em D-2), repartições públicas, cabeleiros, laboratórios de análises clínicas sem internação, centro profissionais e outros
		D-2	Agências bancárias	Agências bancárias e assemelhados
		D-3	Serviços de reparação (exceto os classificados em G e I)	Lavanderias, assistência técnica, reparação e manutenção de aparelhos eletrodomésticos, chaveiros, pintura de letreiros e outros
E	Educativa e cultura física	E-1	Escolas em geral	Escolas de primeiro, segundo e terceiro graus, cursos supletivos e pré-universitário e outros
		E-2	Escolas especiais	Escolas de artes e artesanato, de línguas, de cultura geral, de cultura estrangeira e outras
		E-3	Espaço para cultura física	Locais de ensino e/ou práticas de artes marciais ginástica (artística, dança musculação e outros) esportes coletivos (tênis, futebol e outros que não estejam incluídos em F-3), sauna, casas de fisioterapia e outros
		E-4	Centros de treinamento profissional	Escolas profissionais em geral
		E-5	Pré-escolas	Creches, escolas maternas, jardins-de-infância
		E-6	Escolas para portadores de deficiências	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
F	Locais de reunião Pública	F-1	Locais onde há objetos de valor inestimável	Escolas para excepcionais, deficientes visuais e auditivos e outros
		F-2	Templos e auditórios	Igrejas, sinagogas, templos e auditórios em geral
		F-3	Centros esportivos	Estádios, ginásios e piscinas cobertas com arquibancadas, arenas em geral
		F-4	Estações e Terminais de passageiros	Estações rodoferroviárias, aeroportos, estações de transbordo e outros
		F-5	Locais de produção e apresentação de artes cênicas	Teatros em geral cinemas, óperas, auditórios de estúdios de rádio e televisão e outros
		F-6	Clubes sociais	Boates e clubes noturnos em geral, salões de baile, restaurantes dançantes, clubes sociais e assemelhados
		F-7	Construções provisórias	Circos e assemelhados
		F-8	Locais para refeições	Restaurantes, lanchonetes, bares, cafês, refeitórios, cantinas e outros
G	Serviços automotivos	G-1	Garagens sem acesso de público e sem abastecimento	Garagens automáticas
		G-2	Garagens com acesso de público e sem abastecimento	Garagens coletivas sem automação, em geral, sem abastecimento (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-3	Locais dotados de abastecimento de combustível	Postos de abastecimento e serviço, garagens (exceto veículos de carga e coletivos)
		G-4	Serviços de conservação, manutenção e reparos	Postos de serviço sem abastecimento, oficinas de conserto de veículos (exceto de carga e coletivos), borracharia (sem recauchutagem)
		G-5	Serviços de manutenção em veículos de grande porte e retificadoras em geral	Oficinas e garagens de veículos de carga e coletivos, máquinas agrícolas e rodoviárias, retificadoras de motores
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1	Hospitais veterinários e assemelhados	Hospitais, clínicas e consultórios veterinários e assemelhados (inclui-se alojamento com ou sem adestramento)
		H-2	Locais onde pessoas requerem cuidados especiais por limitações físicas ou mentais	Asilos, orfanatos, abrigos geriátricos, reformatórios sem celas e outros
		H-3	Hospitais e assemelhados	Hospitais, casa de saúde, pronto-socorros, clínicas com internação, ambulatórios e postos de atendimento de urgência, postos de saúde e puericultura e outros.

Grupo	Ocupação/Us	Divisão	Descrição	Exemplos
H	Serviços de saúde e institucionais	H-4	Prédios e instalações vinculadas às forças armadas, polícias civil e militar	Quartéis, centrais de polícia, delegacia distritais, postos policiais e outros
		H-5	Locais onde a liberdade das pessoas sofre restrições	Hospitais psiquiátricos, reformatórios, prisões em geral e instituições assemelhadas
I	Industrial, comercial de alto Risco, atacadista	I-1	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem médio potencial de incêndio. Locais onde a carga de incêndio não atinja 1200MJ/m ²	Atividades que manipulam e/ou depositam os materiais classificados como de médio risco de incêndio, tais como fábricas em geral, onde os materiais utilizados não são combustíveis e os processos não envolvam a utilização de intensiva de materiais combustíveis
		I-2	Locais onde as atividades exercidas e os materiais utilizados e/ou depositados apresentem grande potencial de incêndio. Locais onde a carga de incêndio ultrapassa a 1200MJ/m ²	Atividades que manipulam e/ou depositam os materiais classificados como de grande risco de incêndio, tais como: marcenarias, fábricas de caixas, de colchões, subestações lavanderias a seco, estúdios de TV, impressoras, fábrica de doces, heliportos, oficinas de conserto de veículos e outros
J	Depósitos	J-1	Depósitos de baixo risco de incêndio	Depósitos sem risco de incêndio expressivo. Edificações que armazenam exclusivamente tijolos, pedras, areias, cimentos, metais e outros materiais incombustíveis
		J-2	Depósitos de médio e alto risco de incêndio	Depósitos com risco de incêndio maior. Edificações que armazenam alimentos, madeira, papel, tecidos e outros

A.2.2 - Cargas de incêndio específicas

Neste item, nas tabelas C.1 e C.2, são apresentados os valores das cargas de incêndio específicas, em megajoule por metro quadrado de área de piso, que devem ser considerados apenas na aplicação do item A.2.1.

Tabela A.2 – Valores das cargas de incêndio específicas

Tipo de Ocupação	Especialidade	q_{fi} (MJ/m ²)
Residencial (doméstico e institucional)		
Alojamento estudantil		300
Asilo		350
Creche		400
Hospital		300
Hotel		500
Pensionato		300
Residência		300
Escritório		
Agência de correios		400
Banco		300
Central telefônica		100
Consultório médico		200
Copiadora heliográfica		400
Escritório		700
Estúdio (rádio, televisão, fotográfico)		300
Processamento de dados		400
Reunião e Recreação		
Biblioteca		2000
Cinema ou teatro		600
Escola		300
Igreja		200
Museu		300
Estacionamento		
Automóvel		200
Comercial		
Artigos de bijuteria, metal ou vidro		300
Artigos de borracha, de couro ou esportivos		800
Centros de compras ou loja de departamentos		600
Exposição	•Automóveis	200
	•Máquinas	80
Tipo de Ocupação	Especialidade	q_{fi} (MJ/m²)
Comercial (cont.)		
Exposição (cont.)	•Móveis	500
	•Pinturas	200
Flores		80
Oficina	•Hidráulica,	200

	mecânica	
	•Eletricidade	600
	•Encadernação	1000
	•Pintura	500
	•Pintura de móveis	200
	•Reparos	400
	•Vulcanização	1000
Produtos alimentícios	•Bebidas	700
	destiladas	
	•Carne	40
	•Restaurante	300
	•Verduras frescas	200
	•Vinhos	200
Produtos farmacêuticos	•Drogaria (incl. Depósito)	1000
Supermercados		400
Variedades	•Antiguidades	700
	•Aparelhos domésticos	300
	•Aparelhos elétricos-reparos	500
	•Cabeleireiro	300
	•Calçados	500
	•Livros	1000
	•Loja de ferragens	300
	•Loja fotográfica	300
	•Máquinas (de costura, de escritório)	300
	•Móveis	400
	•Papeleria	700
	•Perfumaria	400
	•Relógios	300
	•Tapetes	800
	•Têxteis	600
	•Tintas	1000
Industrial		
Aparelhos	•Eletro-Eletrônicos,	300

Tipo de Ocupação	Especialidade	q _{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Aparelhos (cont.)	Fotográficos, óticos, transformadores	
Artigos de argila, cerâmica, porcelana		200
	•Forno de secagem com grade de madeira	1000
	•Galpão de secagem com grade de madeira	400
Artigos de bijuteria		200
Artigos de borracha, cortiça, couro, espuma, feltro		600
Artigos de cera		1000
	•Expedição	400
Artigos de gesso		80
Artigos de madeira	•Carpintaria, marcenaria, corte	700
	•Expedição	600
	•Galpão de secagem	800
	•Oficina de enverniza-mento a jato	500
	•Oficina de impregnação	3000
	•Oficina de lixamento	200
	•Serraria	400
	•Tornearia	500
Artigos de madeira	•Caixotes, barris, pallets	1000
Específicos	•Chapas de aglomerado ou de compensado, serragem, molduras	300
	•Instr. Musicais, móveis(incl. pintura), lápis, sarrafos	600
	•Janelas e portas de madeira	800
Artigos de mármore		40
Artigos de matéria plástica em geral		700
	•Expedição	1000
	•Filmes	1000

Tipo de Ocupação	Especialidade	q _{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Artigos de metal	• (incl. brasagem e pintura)	300
	•Geladeiras	1000
	•Têmpera	400
Artigos de papel	•Processamento	800
	•Preparo de madeira e celulose	80
	•Setor de acabamento	500
	•Papel, papelão, cartolina	300
	•Impressos, empacotamento	2000
	•Impressos, expedição	200
	•Impressos, sala de máquinas, tipografia	400
	•Papelão	2000
	•Papelão betuminado	800
	•Papelão ondulado	800
	•Sacos de papel	800
Artigos de peles		500
Artigos de tabaco		200
Artigos de vidro		200
	•Expedição	700
	•Pintura de vidros	300
Automotiva	•Acessórios, montagem, motocicletas, tratores, veículos	300
	•Pintura	500
Fiação	•Fios, retrós	300
	•Sala de bobinagem	600
Materiais fibrosos	•Fibras sintéticas	300
Produtos alimentícios		800
	•Expedição	1000
Produtos Alimentícios, Específicos	•Abatedouro	40
	•Amido	2000
	•Bebidas destiladas	500
	•Bebidas não-alcoólicas	80
	•Bombons, chocolate	400
	•Cervejaria	80
	•Condimentos, conservas	40
	•Confeitaria	400
	•Congelados	800
	•Defumados	200
	•Doces, fábrica	800

Tipo de Ocupação	Especialidade	q _{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Produtos alimentícios, Específicos (cont.)	•Cafê (incl.torrefação)	400
	•Farinha	2000
Produtos alimentícios (cont.)	•Fermento	800
	•Gelatina, geléia	800
	•Gordura comestível	1000
	•Laticínios	200
	•Massas alimentícias	1000
	•Mostarda	400
	•Oleo comestível	1000
	•Padaria, panificação industrial	1000
	•Queijo	100
	•Rações	2000
	•Sorvete	80
	•Sucos de frutas	200
	•Verduras desidratadas	1000
	•Vinagre	80
	•Medicamentos	300
Produtos farmacêuticos		
Produtos químicos	•Acetileno, engarrafamento	700
	•Ácido acético	200
	•Ácido carbônico	40
	•Ácidos inorgânicos	80
	•Adesivos	1000
	•Adubo químico	200
	•Albumina	2000
	•Alcatrão, produtos	800
	•Perfumes	300
	•Cola	800
	•Graxas	1000
	•Resinas naturais ou sintéticas	3000
	•Sabões	200
	•Soda	40
	Têxtil, em geral	•Acabamento
•Corte, lavagem, tingimento		500
•Empacotamento, expedição		600
•Impressão ou revestimento		700
•Sala de costura, tecelagem		300
Têxtil, específicos	•Artigos de juta ou seda	400

Tipo de Ocupação	Especialidade	q _{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Têxtil, específicos (cont.)	•Cobertores (lã), tapetes(incl. tingimento)	600
	•Malharia, meias	300
	•Vestidos	500
	•Algodão	300
	•Celulóide	800
Variedades - Materiais	•Cimento	40
	•Couro sintético	1000
	•Espumas	3000
	•Feltros	600
	•Gesso	80
	•Mastique	1000
	•Pedras	40
	•Produtos refratários	200
	•Abrasivos, pedras de amolar	80
	•Fio	300
Variedades – produtos	•Aviões planadores	600
	•Aviões	200
	•Balanças	300
	•Baterias, expedição	800
	•Bicicletas	200
	•Bloco de cortiça aglomerada	500
	•Brinquedos	500
	•Calçados	500
	•Calçados, expedição	600
	•Carrinho de bebê	300
	•Carrocerias de metal	200
	•Casa de caldeiras	200
	•Colchões (exceto de espuma)	500
	•Cosméticos	300
	•Discos de música	600
•Escovas	700	
•Espelho	100	
•Flores artificiais	300	
•Fôrmas de sapatos	600	
•Forno de calcinação	80	
•Gaze	400	
•Guarda chuvas	300	
•Hangares de avião	200	

Tipo de Ocupação	Especialidade	q_{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Variedades - Produtos (cont.)	•Jóias	200
	•Laboratório	300
	•Laboratório químico	500
	•Lâmpadas	40
	•Lavanderia	300
	•Máquinas (de costura, de escritório, de lavar)	300
	•Materiais sintéticos (ou plásticos)	2000
	•Moinho de cereais	1700
	•Motores elétricos	300
	•Móveis estofados, sem espuma	500
	•Pincel	700
	•Pneus	700
	•Produtos farmacêuticos	200
	•Produtos para conserv. de calçados	800
	•Produtos para conserv. de pisos	2000
	•Produtos para lavar roupa	300
	•Relógios	300
	•Sacaria de juta	500
	•Salão de jogos	100
	•Talheres	200

Tipo de Ocupação	Especialidade	q_{fi} (MJ/m ²)
Industrial (cont.)		
Variedades – produtos (cont.)	•Tintas e solventes inflamáveis	4000
	•Tintas látex	800
	•Tintas não-inflamáveis	200
	•Tintas, misturadores	2000
	•Tubos de neon ou fluorescentes	300
	•Vagões	200
	•Vassouras, vidraria	700
	•Velas	1000

Quando artigos incombustíveis que não estejam incluídos na tabela anterior tiverem acondicionamento combustível, os valores de q_{fi} devem ser equiparados aos valores do acondicionamento, conforme tabela A.3.

Tabela A.3 - Acondicionamentos

Acondicionamento	q_{fi} (MJ/m ³)
Armações de madeira com caixotes de madeira	400
Armações de madeira com prateleiras de madeira	100
Armações metálicas	20
Armações metálicas com prateleiras de madeira	80
Caixotes de madeira ou de plástico	200
Pallets de madeira	400

Notas:

a) Ocupações que não constam da tabela A.2 devem ter os valores da carga de incêndio específica determinados por similaridade;

b) Os valores da carga de incêndio específica de depósitos podem ser determinados pela seguinte expressão:

$$q_{fi} = \frac{\sum M_i H_i}{A_f} \quad (\text{III.1})$$

Onde:

q_{fi} - valor da carga de incêndio específica, em megajoule por metro quadrado de área de piso;

M_i - massa total de cada componente i do material combustível, em quilograma. Esse valor não poderá ser excedido durante a vida útil da edificação exceto quando houver alteração de ocupação, ocasião em que M_i deverá ser reavaliado;

H_i - potencial calorífico específico de cada componente i do material combustível, em megajoule por quilograma, conforme tabela A.4;

A_f - área do piso do compartimento, em metro quadrado.

Tipo de material	H (MJ/kg)	Tipo de material	H (MJ/kg)	Tipo de material	H (MJ/kg)
Acrílico	28	Lã	23	Poliéster	31
Algodão	18	lixo de cozinha	18	Polietileno	44
Borracha	espuma - 37 tiras - 32	Madeira	19	Polipropileno	43
Couro	19	palha	16	Poliuretano	23
Epóxi	34	Papel	17	PVC	17
Grãos	17	Petróleo	41	Resina melamínica	18
Graxa, Lubrificante	41	Polycarbonato	29	Seda	19

Tabela A.4 - Valores do potencial calorífico específico

c) O levantamento da carga de incêndio deverá ser realizado em módulos de 500m² de área de piso, ou em um módulo igual à área de piso do compartimento se esta for inferior a 500m². Módulos maiores poderão ser utilizados, quando o espaço analisado possuir materiais combustíveis com potenciais caloríficos específicos semelhantes e que possam ser considerados uniformemente distribuídos.

A.2.3 - Condições construtivas para edificações das divisões G-1 e G-2 estruturadas em aço

Este item apresenta as condições construtivas que devem possuir as edificações das divisões G-1 e G-2 estruturadas em aço, para que possam usufruir da isenção de requisito de resistência ao fogo, quando aplicável.

A.2.3.1 - Vigas e lajes

Vigas principais e secundárias devem ser construídas como vigas mistas, utilizando-se necessariamente conectores de cisalhamento. As lajes de concreto podem ser moldadas no local ou podem ser de concreto pré-moldado. Os perfis metálicos das vigas devem ter fator de massividade menor ou igual a 350m⁻¹.

A.2.3.2 - Pilares

Os perfis dos pilares devem ter fator de massividade menor ou igual a 250m⁻¹.

A.2.3.3 - Elementos responsáveis pela estabilidade estrutural

Os elementos escolhidos pelo projetista da estrutura como responsáveis pela estabilidade em situação de incêndio, devem ser verificados nesta situação para um TRRF de 30min.

A.2.3.4 - Armadura adicional

No caso de ligação flexível entre viga e pilar, o momento fletor negativo próximo ao pilar deve ser absorvido por meio de armadura adicional na laje de concreto. Esta armadura, a menos que cálculos mais precisos sejam feitos, deve ser de 0,2% da área da laje de concreto situada sobre a mesa superior do perfil metálico, segundo um corte perpendicular à viga.