

**Dimensionamento em Situação de Incêndio de
Perfis em Aços Estruturais Convencionais e Aços
Resistentes ao Fogo**

Guilherme Franco Bernardes

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

**"DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO DE PERFIS
EM AÇOS ESTRUTURAIS CONVENCIONAIS E AÇOS
RESISTENTES AO FOGO"**

Guilherme Franco Bernardes

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

Comissão Examinadora:

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

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury
DEES/UFMG

Prof. Dr. Cícero Murta Diniz Starling
DMEC/UFMG

Prof. Dr. Pedro Colmar Gonçalves da Silva Vellasco
UERJ

Belo Horizonte, 29 de abril de 2002

Dedicatória

Agradeço a Deus por tudo.

A Jesus.

Ao Espírito Santo.

Aos meus pais Moisés e Enilda e aos meus
irmãos Cassiano e Camilo.

Agradecimentos

Ao Professor Francisco Carlos Rodrigues pelo apoio, dedicação e atenciosa orientação durante a realização desta dissertação.

Ao Professor Cícero Murta Diniz Starling por sua dedicada co-orientação e muito importante contribuição no desenvolvimento deste trabalho.

A USIMINAS pelo apoio à linha de pesquisa “Segurança das Estruturas em Situação de Incêndio” e pela bolsa de pesquisa cedida para a realização desta dissertação.

Aos amigos e colegas do curso de mestrado.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas (DEES) e Laboratório de Mecânica Computacional (LAMEC).

Aos amigos, parentes e colegas de Belo Horizonte e Vitória.

Resumo

Os aços utilizados na construção metálica perdem sua resistência e rigidez com a elevação da temperatura. Portanto, no caso da ocorrência de um incêndio, para que os elementos estruturais de um edifício em aço resistam às solicitações, pode ser necessária a aplicação de materiais isolantes térmicos de proteção contra incêndio nestes. Porém, a utilização de material isolante térmico pode onerar demasiadamente uma estrutura em aço, tornando algumas vezes a utilização desta inviável. No final da década de 80, foi desenvolvido primeiramente no Japão o aço resistente ao fogo. A principal característica deste material é a de manter a temperaturas elevadas uma maior resistência mecânica que os aços convencionais. Possuindo esta característica, o aço resistente ao fogo permite uma redução da necessidade de material de proteção contra incêndio e, em algumas aplicações, permite a sua eliminação. Recentemente, a USIMINAS desenvolveu dois aços resistentes ao fogo denominados de USI FIRE 300 e USI FIRE 350. Neste trabalho, é realizada através da análise de três edificações uma comparação entre o desempenho do aço resistente ao fogo USI FIRE 300 e dos aços convencionais USI SAC 250 e USI SAC 300. Foi considerado no dimensionamento destas um tempo requerido de resistência ao fogo de 30 ou 60 minutos e a aplicação isolada ou combinada de dois materiais de proteção contra incêndio (argamassa projetada e tinta intumescente). O dimensionamento foi realizado segundo as normas NBR 8800 e NBR 14323. Além disso, foram também utilizadas as propriedades mecânicas dos referidos aços obtidas experimentalmente, tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio, ou as especificadas pelo fabricante e normas. O objetivo deste trabalho foi determinar as vantagens obtidas pela utilização do aço resistente ao fogo em termos de economia em consumo e custo com a aplicação de material de proteção contra incêndio. Para todas as situações analisadas, a utilização do aço resistente ao fogo permitiu uma redução considerável no consumo e custo com proteção. Para o ultimo, a economia em algumas situações foi de até 37%. Foi determinado o custo máximo da estrutura em aço resistente ao fogo que a tornasse economicamente viável quando comparada com uma estrutura em aço convencional. Dependendo da situação considerada, concluiu-se que o aço resistente ao fogo poderia apresentar um custo de 2 a 23% superior ao do aço convencional.

Abstract

Steel elements used in construction lose much of their strength and stiffness with the rise of the temperature. Therefore, in fire situations, in order to the structural elements of a steel building resist to a loading, the use of thermal insulating materials on these elements is needed. However, fire protection can turn steel buildings very costly or even not viable economically. In the late 80's, in Japan, fire resistant steels were first to be developed. The essential particularity of these steels is to keep, at high temperatures, higher mechanical strength than other conventional steels used so far. With these characteristics, the fire resistant steel allow a reduction in the use of fire protection materials and, in some uses, it is not necessary to employ these materials. Recently, USIMINAS has developed two fire resistant steels, being them called USI FIRE 300 and USI FIRE 350. This work compares, by the analysis of three different steel-buildings, the performance between fire resistant steel USI FIRE 300 and two usual steels, being them USI SAC 250 and USI SAC 300. A fire resistance required time of 30 or 60 minutes was considered in the design as well as the application, isolated or combined, of two fire protection materials (cementitious fireproofing and intumescent coat). The design was performed in accordance with the Brazilian codes NBR 14323 and NBR 8800. Besides, the mechanical properties of the referred steels used in the design were obtained experimentally, both at room and fire temperature, or specified by codes or maker. This research aims to determine the economic gain of the use of fire resistant steels by the reduction in the consumption of the fire protection material. For all of the studied situations, fire resistant steel allowed a considerable reduction in the consumption and cost with protection. The cost with fire protection materials fell up to 37% in some situations. It was determined the maximum cost of the fire resistant steel structure that turned out to be economically viable when compared with a conventional steel structure. Depending on the considered situation, it was concluded that the fire resistant steel could have a cost of 2 to 23% more than the conventional steel.

Índice

LISTA DE NOTAÇÕES.....	I
LISTA DE FIGURAS.....	VIII
LISTA DE TABELAS	XV
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS.....	1
1.1. Apresentação do Assunto.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.3. Justificativa do Estudo.....	4
1.4. Descrição Resumida dos Capítulos.....	5
CAPÍTULO 2 - CARACTERÍSTICAS DOS INCÊNDIOS	7
2.1. Definição.....	7
2.2. Deflagração.....	7
2.3. Incêndio Natural	9
2.4. Incêndio Padrão	13
2.5. Probabilidade de Ocorrência de um Incêndio.....	15
2.6. Propagação dos Incêndios	16
2.7. Segurança das Edificações em Situação de Incêndio e Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF).....	17
2.7.1. Elementos estruturais livres da ação do incêndio	22
2.7.2. Ocupação mista	22

2.7.3. Elementos estruturais de cobertura.....	23
CAPÍTULO 3 - PROTEÇÕES CONTRA INCÊNDIO.....	24
3.1. Introdução.....	24
3.2. Materiais de Proteção Contra Incêndio (Proteção Passiva).....	25
3.3. Propriedades Físicas e Térmicas dos Materiais de Proteção Contra Incêndio.	26
3.4. Transmissão de Calor em Materiais Sólidos.	29
3.5. Descrição de Alguns Materiais de Proteção Contra Incêndio.	32
3.5.1. Argamassas projetadas.	32
3.5.2. Tintas intumescentes.	33
3.5.3. Mantas	35
3.5.4. Painéis de materiais fibrosos	37
3.5.5. Placas de gesso acartonado	39
3.5.6. Argamassa de vermiculita	39
3.6. Outras Formas de Obter Resistência ao Fogo.....	40
CAPÍTULO 4 - PROPRIEDADES MECÂNICAS E TÉRMICAS DOS AÇOS EM ALTAS TEMPERATURAS.....	45
4.1. Introdução.....	45
4.2. Curvas Tensão-Deformação dos Aços e Resistência ao Escoamento.	46
4.3. Módulo de Elasticidade	50
4.4. Coeficiente de Dilatação Térmica (α) e Alongamento ($\Delta l/l$)	52
4.5. Calor Específico.....	54
4.6. Condutividade Térmica.....	56
4.7. Elevação da Temperatura nos Aços.....	57

4.7.1. Definição	57
4.7.2. Fator de massividade	59
4.7.3. Elementos estruturais sem proteção	60
4.7.4. Elementos estruturais com proteção	63
CAPÍTULO 5 - DIMENSIONAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	66
5.1. Generalidades	66
5.2. Dimensionamento em Situação de Incêndio de Estruturas em Aço no Brasil	67
5.3. Dimensionamento	67
5.3.1. Generalidades	67
5.3.2. Capacidade estrutural	68
5.3.3. Barras tracionadas	71
5.3.4. Barras comprimidas.....	71
5.3.5. Barras fletidas.....	73
5.3.6. Barras submetidas a força cortante.....	76
5.3.7. Barras submetidas à força normal e momentos fletores.....	77
5.3.8. Vigas mistas.....	79
5.3.8.1. Generalidades.....	79
5.3.8.2. Aquecimento da seção transversal da viga de aço	80
5.3.8.3. Aquecimento da seção transversal da laje de concreto	82
5.3.8.4. Resistência dos conectores de cisalhamento	84
5.3.8.5. Resistência de cálculo ao momento fletor.....	85
5.3.8.6. Resistência nominal ao momento fletor positivo	87
a) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto....	87
b) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço	89
5.3.8.7. Resistência ao momento fletor negativo e à força cortante.....	91
CAPÍTULO 6 - AÇO RESISTENTE AO FOGO	92
6.1. Introdução.....	92
6.2. Composição Química e Propriedades Mecânicas dos Aços Resistentes ao Fogo. ..	94

6.2.1. Composição química.....	94
6.2.2. Propriedades mecânicas.....	94
6.3. O Desenvolvimento do Aço Resistente ao Fogo no Brasil.....	101
6.4. Exemplos de Aplicação do Aço Resistente ao Fogo.....	105
6.5. Estudos Realizados Sobre Estruturas em Aço Resistente ao Fogo.....	109
6.6. Considerações Finais	118
CAPÍTULO 7 – METODOLOGIA.....	119
7.1. Definição dos Aços Utilizados	119
7.2. Curvas dos Fatores de Redução da Resistência ao Escoamento ($k_{y,\theta}$).....	122
7.3. Curvas dos Fatores de Redução do Módulo de Elasticidade ($k_{E,\theta}$).....	125
7.4. Estruturas Utilizadas no Trabalho.....	128
7.4.1. Edifício 1	129
7.4.1.1. Materiais utilizados no Edifício 1	132
7.4.1.2. Carregamentos atuando no Edifício 1	135
7.4.2. Edifício 2	137
7.4.3. Edifício 3	138
7.4.3.1. Projeto arquitetônico e estrutural do Edifício 3	138
7.4.3.2. Materiais utilizados no Edifício 3	147
7.4.3.3. Carregamentos atuantes no Edifício 3.....	147
7.5. Metodologia de Cálculo.....	149
7.5.1. Determinação das solicitações de cálculo e verificação dos deslocamentos... 149	
7.5.2. Dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio	150
7.6. Materiais de Proteção Contra Incêndio Adotados	155
7.6.1. Argamassa projetada (argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais)155	
7.6.2. Tintas intumescentes	155

7.6.3. Determinação dos custos com material de proteção contra incêndio.....	159
7.7.Hipóteses de Aplicação dos Materiais de Proteção Contra Incêndio	161
7.7.1. Hipóteses adotadas para os Edifícios 1 e 2.....	161
7.7.2. Hipóteses adotadas para o Edifício 3.....	162
7.8. Dimensionamento dos Pilares Externos dos Edifícios 1 e 2.....	162
CAPÍTULO 8 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	169
8.1. Generalidades.....	169
8.2. Resultados do Dimensionamento Referentes aos Edifícios 1 e 2.....	170
8.2.1. Resultados referentes ao dimensionamento à temperatura ambiente	170
8.2.1.1. Solicitações de cálculo, perfis adotados e respectivas resistências de cálculo.	171
8.2.1.2. Resultado total de massa de aço para cada edificação	177
8.2.2. Verificação das edificações 1 e 2 em situação de incêndio.....	183
8.2.2.1. Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para a hipótese 1, quando os pilares são verificadas como elementos estruturais internos.	183
a) Resultados obtidos para o Edifício 1 (TRRF = 30 minutos)	183
b) Resultados obtidos para o Edifício 2 (TRRF = 60 minutos)	197
c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio.....	202
8.2.2.2. Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para a hipótese 1, quando os pilares são verificadas como elementos estruturais externos	208
8.2.2.3. Consumo e custo com proteção contra incêndio para a hipótese 2 de aplicação de proteção (item 7.7.1), considerando os pilares como estrutura interna.	215
a) Resultados obtidos para o edifício 1 (TRRF = 30 minutos)	215
b) Resultados obtidos para o Edifício 2 (TRRF = 60 minutos)	215

c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio nos edifícios 1 e 2.....	220
8.2.2.4. Consumo e custo com proteção contra incêndio para a hipótese 2 de aplicação de proteção (item 7.7.1), considerando os pilares como estrutura externa.	227
8.2.2.5. Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio, considerando os pilares como estrutura externa e interna	231
8.2.2.6. Resumo do custo final com proteção para as hipóteses 1 e 2 de aplicação de proteção contra incêndio.	231
8.3. Resultados do Dimensionamento Referentes ao Edifício 3.....	234
8.3.1. Resultados obtidos para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio (item 7.7.2).	234
a) Lista de materiais e proteção contra incêndio para a simulação C	235
b) Lista de materiais e proteção contra incêndio para a simulação D.....	235
c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 1	235
8.3.2. Resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio.	248
8.3.3. Resultados obtidos para a hipótese 3 de aplicação de proteção contra incêndio	254
8.3.4. Resultados referentes ao consumo e custo com tinta intumescente para as hipóteses 2 e 3.	259
8.3.5. Resultados finais obtidos para as hipóteses 2 e 3 do edifício 3.....	259
8.3.6. Comparação do desempenho das simulações C e D para as hipóteses 1, 2 e 3 de aplicação de proteção contra incêndio.....	261
8.4. Determinação do Custo Competitivo Para o Aço Resistente ao Fogo, Tendo Como Base os Resultados Obtidos Para os Edifícios 1, 2 e 3.....	261
8.5. Relações Custo com Proteção Contra Incêndio e Custo da Estrutura em Aço.....	267

CAPÍTULO 9 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	270
9.1. Generalidades.....	270
9.2. Massa da Estrutura.....	271
9.3. Consumo de Argamassa para a Proteção das Edificações.....	271
9.4. Consumo de Tinta Intumescente.....	273
9.5. Custo Final com Proteção Contra Incêndio.....	275
9.6. Dimensionamento do Pilares Como Estrutura Externa.....	275
9.7. Acréscimo no Custo Final com Proteção Devido ao Aumento do TRRF.....	276
9.8. Custo do Aço Resistente ao Fogo.....	276
9.9. Considerações Finais	277
9.10. Sugestões Para Trabalhos Futuros	277
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	279
APÊNDICE A - PRODEMMSI.....	284
A.1. Introdução	284
A.2. Apresentação do Programa	284
A.2.1. Normas utilizadas	284
A.2.2. Estrutura do programa	285
A.2.3. Aços utilizados	287
A.2.4. Tipos de verificações e seções transversais.....	287
A.2.5. Dados para a verificação em situação de Incêndio.....	291
A.2.6. Exemplo de saída de dados.....	293

Lista de Notações

Letras romanas maiúsculas

A	área da seção transversal.
A_g	área bruta da seção transversal da barra.
A_s	área superficial do elemento estrutural de aço.
$A_{s,tot}$	área superficial da estrutura de aço a ser protegida.
$A_{s,arg}$	área superficial da estrutura protegida com argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.
$A_{s,tinta}$	área superficial da estrutura protegida com tinta intumescente.
C'_{fi}	resultante de compressão no perfil de aço de uma viga mista.
C_A	custo de aplicação da argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais, depende somente de $A_{s,tot}$.
C_{arg}	custo da proteção em argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.
C_E	custo da estrutura de aço.
C_{fi}	resultante de compressão na laje de concreto de uma viga mista.
C_{mx}	coeficiente relativo ao eixo x.
C_{my}	coeficiente relativo ao eixo y.
C_{prot}	custo com proteção contra incêndio.
C_T	custo total para a proteção em argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais; custo total com proteção contra incêndio (argamassa projetada + tinta intumescente).
C_{tinta}	custo da proteção em tinta intumescente.
C_{total}	custo total com proteção contra incêndio quando utilizado dois ou mais tipos de materiais.
C_V	custo devido ao volume de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicado na estrutura da edificação.
DFT	espessura de tinta intumescente em mm.
E	módulo de elasticidade tangente do aço a 20°C.
E_θ	módulo de elasticidade tangente do aço em temperatura elevada.

$E_{c,\theta}$	módulo de elasticidade secante do concreto de densidade normal em qualquer temperatura.
E_{q1}	equação para verificação das solicitações combinadas à temperatura ambiente relacionada com o escoamento da seção transversal.
$E_{q1,t}$	equação para verificação das solicitações combinadas em situação de incêndio relacionada com o escoamento da seção transversal.
E_{q2}	equação para verificação das solicitações combinadas à temperatura ambiente relacionada com a flambagem global.
$E_{q2,t}$	equação para verificação das solicitações combinadas em situação de incêndio relacionada com a flambagem global.
F_G	valor nominal da ação permanente.
F_Q	valor nominal das cargas acidentais.
$F_{Q,exc}$	valor nominal da ação transitória excepcional.
I	momento de inércia.
L	altura de um andar.
M_{cr}	momento fletor de flambagem elástica.
$M_{fi,n}$	resistência nominal ao momento fletor em situação de incêndio.
$M_{fi,Rd}$	resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio.
M_{pl}	momento de plastificação.
M_f	momento fletor correspondente ao início do escoamento.
M_{Rd}	resistência de cálculo ao momento fletor a temperatura ambiente.
M_{tinta}	massa de tinta intumescente necessário para a proteção de uma estrutura de aço ou parte desta.
$M_{x,fi,Rd}$	resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio, em torno do eixo x.
$M_{x,fi,Sd}$	momento fletor de cálculo em situação de incêndio em torno do eixo x.
$M_{x,Rd}$	resistência de cálculo ao momento fletor a temperatura ambiente, em torno do eixo x.
$M_{x,Sd}$	momento fletor de cálculo a temperatura ambiente em torno do eixo x.
$M_{y,fi,Rd}$	resistência de cálculo ao momento fletor em situação de incêndio, em torno do eixo y.
$M_{y,Sd}$	momento fletor a temperatura ambiente em torno do eixo y.

$M_{y,fi,Sd}$	momento fletor em situação de incêndio em torno do eixo y.
$M_{y,Rd}$	resistência de cálculo ao momento fletor a temperatura ambiente, em torno do eixo y.
$N_{fi,ex}$	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.
$N_{fi,Sd}$	força normal de cálculo em situação de incêndio.
N_{Rd}	resistência de cálculo de uma barra axialmente tracionada ou comprimida a temperatura ambiente.
N_{Sd}	força normal de cálculo a temperatura ambiente.
$Q_{fi,n}$	somatório das resistências nominais individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo, em situação de incêndio.
$R_{fi,d}$	resistência de cálculo em situação de incêndio.
$S_{fi,d}$	solicitação de cálculo em situação de incêndio.
T_{fi}	resultante de tração no perfil de aço de uma viga mista.
TRRF	tempo requerido de resistência ao fogo para uma edificação ou parte dela.
V_{arg}	volume de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais necessário para a proteção de uma estrutura em aço ou parte dela.
$V_{fi,Rd}$	resistência de cálculo à força cortante em situação de incêndio.
V_{Rd}	resistência de cálculo à força cortante a temperatura ambiente.
V_{tot}	volume total de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais a ser aplicado na estrutura de aço.
$V_{y,fi,Rd}$	resistência de cálculo à força cortante em situação de incêndio, em relação ao eixo y.
$V_{y,fi,Sd}$	força cortante de cálculo em situação de incêndio, em relação ao eixo y.
$V_{y,Rd}$	resistência de cálculo à força cortante a temperatura ambiente, em relação ao eixo y.
$V_{y,Sd}$	força cortante de cálculo a temperatura ambiente, em relação ao eixo y.

Letras romanas minúsculas

a	espessura comprimida ou considerada efetiva da laje de concreto em vigas mistas.
b	largura efetiva da laje de concreto, largura.
b_{fi}	largura da mesa inferior.
b_{fs}	largura da mesa superior.
c_a	calor específico do aço.
c_m	calor específico do material de proteção contra incêndio.
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto de densidade normal a 20°C.
$f_{ck,\theta}$	resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada.
f_r	tensão residual.
f_u	resistência a tração a 20°C dos aços laminados a quente.
f_y	resistência ao escoamento a 20°C dos aços laminados a quente.
$f_{y,\theta}$	resistência ao escoamento dos aços laminados a quente em temperatura elevada.
h	altura da alma, altura da edificação.
h_F	altura das nervuras das formas de aço.
h_s	altura do subsolo.
k_1	fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal.
k_2	fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento de um elemento estrutural.
k_a	fator de correção empírico da resistência de barras comprimidas em temperatura elevada.
$k_{c,\theta}$	fator de redução para a resistência característica à compressão do concreto de densidade normal em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C.
$k_{E,\theta}$	fator de redução para o módulo de elasticidade dos aços em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C.

$k_{y,\theta}$	fator de redução para a resistência ao escoamento dos aços laminados a quente em temperatura elevada relativo ao valor a 20°C.
q_{fi}	valor da carga de incêndio específica, em relação a área de piso.
$q_{fi,n}$	resistência nominal de um conector de cisalhamento em situação de incêndio.
t	tempo de resistência a incêndio, espessura.
t_c	espessura da laje de concreto.
t_{fi}	espessura da mesa inferior.
t_{fs}	espessura da mesa superior.
t_m	espessura do material de proteção contra incêndio.
t_w	espessura da alma.
u	perímetro do elemento estrutural exposto ao incêndio.
u_m	perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio.

Letras gregas maiúsculas

Δ	aumento, elevação.
----------	--------------------

Letras gregas minúsculas

$\bar{\lambda}$	parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura ambiente.
$\bar{\lambda}_\theta$	parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em temperatura elevada.
φ	valor do fluxo de calor por unidade de área.
θ_a	temperatura do aço.
$\theta_{a,t}$	temperatura do aço no tempo t .
α_c	coeficiente de transferência de calor por convecção.
φ_c	componente do fluxo de calor devido à convecção.
γ_c	peso específico do concreto.
θ_c	temperatura do concreto.
γ_g	coeficiente de ponderação para a ação permanente.
θ_g	temperatura dos gases.

$\theta_{g,t}$	temperatura dos gases no tempo t.
λ_m	condutividade térmica do material de proteção contra incêndio.
θ_o	temperatura do ambiente antes do início do aquecimento.
λ_p	parâmetro de esbeltez correspondente a plastificação.
$\lambda_{p,fi}$	parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação em temperatura elevada.
φ_r	componente do fluxo de calor devido à radiação.
λ_r	parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.
$\lambda_{r,fi}$	parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em temperatura elevada.
ε_{res}	emissividade resultante.
$\phi_{fi,a}$	coeficiente de resistência do aço.
$\phi_{fi,c}$	coeficiente de resistência do concreto.
ρ_a	massa específica do aço.
ρ_{fi}	fator de redução da resistência de barras axialmente comprimidas em situação de incêndio.
ρ_m	massa específica do material de proteção contra incêndio.

Índices gerais

a	aço.
c	concreto, 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.
w	alma.
x	relacionado ao eixo x.
y	relacionado ao eixo y.

Índices compostos

fi	em situação de incêndio, mesa inferior.
fs	mesa superior.
pl	plastificação.
Rd	resistência de cálculo.
Sd	solicitação de cálculo.

Lista de Figuras

Figura 2.1	Triângulo do fogo (NEVES, 1994).....	8
Figura 2.2	Esquema de um compartimento de incêndio e suas dimensões (GUIA, 1998).....	8
Figura 2.3	Variação da temperatura ao longo do desenvolvimento do incêndio (GUIA, 1998).....	10
Figura 2.4	Curvas temperatura-tempo obtidas através de ensaios de incêndio natural controlados pela ventilação, para diferentes fatores de ventilação e uma carga de incêndio específica constante ($q_{fi}=400$ MJ/m ²) (SCHLEICH <i>et al</i> , 1993).....	12
Figura 2.5	Curvas temperatura-tempo obtidas através de ensaios de incêndio natural controlados pela carga de incêndio, para diferentes cargas de incêndio específicas e um fator de ventilação constante (SCHLEICH <i>et al</i> , 1993).....	12
Figura 2.6	Curva do incêndio padrão. θ_g é a temperatura dos gases do compartimento de incêndio em um determinado tempo t (t em minutos).....	14
Figura 2.7	Propagação de um incêndio entre pisos, pelo exterior, através de aberturas sobrepostas (NEVES, 1994).....	18
Figura.3.1	(a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados à uma viga I sobreposta por laje de concreto.....	27
Figura 3.2	Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).....	30
Figura 3.3	Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).....	30
Figura 3.4	Aplicação de uma argamassa à base de cimento e fibras minerais.....	34
Figura 3.5	Pilar metálico protegido com uma argamassa a base de cimento e fibras minerais.....	34
Figura 3.6	Esquema da aplicação de uma tinta intumescente e sua expansão volumétrica em situação de incêndio.....	36

Figura 3.7	Estrutura metálica protegida com tinta intumescente.....	36
Figura 3.8	Viga metálica protegida com manta cerâmica.....	38
Figura 3.9	Estrutura de uma cobertura protegida com painéis de lã de rocha.....	38
Figura 3.10	Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de “spray”.....	41
Figura 3.11	Aplicação de argamassa de vermiculita na plataforma P-19 da PETROBRAS.....	41
Figura 3.12	Pilares mistos com a seção de aço totalmente revestida de concreto.....	42
Figura 3.13	Seções de vigas mistas aço-concreto.....	42
Figura 3.14	Seções de pilares mistos aço-concreto.....	44
Figura 3.15	Elevação da temperatura do aço de pilares tubulares (a) e (b) e pilares tubulares preenchidos por concreto (c) (SCHLEICH <i>et al</i> , 1993).....	44
Figura 4.1	Curvas tensão-deformação, para várias temperaturas, de um aço estrutural convencional (NEVES,1994).....	47
Figura 4.2	(a) relação temperatura-tempo; (b) tensão mantida constante durante o ensaio; (c) curvas temperatura-deformação para as tensões aplicadas aos corpos de prova; (d) redução do módulo de elasticidade com a elevação da temperatura; (e) curvas tensão-deformação para cada temperatura e respectivos módulos de elasticidade (NEVES, 1994).....	48
Figura 4.3	Determinação da resistência ao escoamento à temperatura ambiente e temperatura elevada para aços com diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido ($T_1 < T_2 < T_3$).....	49
Figura 4.4	Fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) recomendados pela norma NBR 14323 (ABNT, 1999).....	51
Figura 4.5	Fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) recomendados pela norma NBR 14323 (ABNT, 1999).....	51

Figura 4.6	Alongamento do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).....	53
Figura 4.7	Calor específico do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).....	55
Figura 4.8	Condutividade térmica do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).....	58
Figura 5.1	Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura (ABNT, 1999).....	81
Figura 5.2	Dimensões da seção transversal da laje (ABNT, 1999).....	83
Figura 5.3	Varição dos fatores de redução da resistência característica à compressão do concreto com a temperatura (ABNT, 1999).....	86
Figura 5.4	Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa (ABNT, 1999).....	88
Figura 6.1	Curvas tensão-deformação de um aço convencional (SM 490A) (SAKUMOTO <i>et al</i> , 1992).....	96
Figura 6.2	Curvas tensão-deformação de um aço resistente ao fogo (NSFR 490A) (SAKUMOTO <i>et al</i> , 1992).....	96
Figura 6.3	Varição da resistência ao escoamento ($f_y = Y_p$) e resistência à tração ($f_u = T_s$) de um aço convencional (SM 490A) e o seu similar resistente ao fogo (NSFR 490A) (SAKUMOTO e SAITO, 1995).....	97
Figura 6.4	Redução do módulo de elasticidade de um aço convencional (SM 490A) e o seu similar resistência ao fogo (NSFR 490A) (CHIJIWA <i>et al</i> , 1993).....	97
Figura 6.5	Resistência ao escoamento ($f_y = Y.S.$) e resistência à tração ($f_u = U.T.S.$) obtidas para os aços resistentes ao fogo FR1 e FR2 e para o aço convencional S275 (KELLY e SHA, 1999).....	99
Figura 6.6	Fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos para os aços FR1, FR2 e S275 até 700°C (KELLY e SHA, 1999).....	99
Figura 6.7	Relação entre a deformação em teste de fluência e o tempo a uma temperatura de 600°C e tensões variando de 50 a 225MPa para um aço estrutural convencional com classe de resistência de 490	

	MPa e o seu similar resistente ao fogo (SAKUMOTO <i>et al</i> , 1992).....	100
Figura 6.8	Redução da resistência ao escoamento (f_y) com a elevação da temperatura, para o aço USI SAC 350 e o seu similar resistente ao fogo USI FIRE 350 (valores experimentais) (FARIA <i>et al</i> , 1996).....	103
Figura 6.9	Evolução do fator de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) com a elevação da temperatura para os aços USI SAC 350, USI FIRE 350 e os valores recomendados pela NBR 14323 até a temperatura de 800°C.....	103
Figura 6.10	Variação do módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300 com a temperatura.....	104
Figura 6.11	Variação do fator de redução do módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300, comparativamente à curva recomendada pela NBR 14323.....	104
Figura 6.12	Edifício Tobihata construído em aço resistente ao fogo (SCHLEICH <i>et al</i> , 1993).....	107
Figura 6.13	Nakasan Hirosaki Shop (NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT, 1998).....	107
Figura 6.14	Depósito Yokohama Sogo construído em aço resistente ao fogo (SCHLEICH <i>et al</i> , 1993).....	108
Figura 6.15	Esquema do sistema SLIMFLOR (SHA, 1998).....	111
Figura 6.16	Esquema do sistema ASB SLIMDECK (SHA, 1998).....	111
Figura 6.17	Forro de gesso utilizado como proteção térmica às vigas da laje (SAKUMOTO <i>et al</i> , 1999).....	114
Figura 6.18	Esquema de uma parede de gesso protegendo o pilar na forma de membrana (KUBOTA e SAKUMOTO, 1999).....	117
Figura 6.19	Forro de gesso colocado no tipo membrana para proteção das vigas (KUBOTA e SAKUMOTO, 1999).....	117
Figura 7.1	Variação da resistência ao escoamento com a temperatura dos aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 para chapas de espessuras variadas (ARAÚJO, 1997).....	123

Figura 7.2	Variação dos fatores de redução da resistência ao escoamento com a temperatura para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300, para chapas de diferentes espessuras (ARAÚJO, 1997).....124
Figura 7.3	Fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 para chapa de 12,5mm e valores recomendados pela NBR 14323 (Valores entre parênteses correspondem as simulações para as quais os valores de $k_{y,0}$ foram utilizados).....126
Figura 7.4	Fatores de redução do módulo de elasticidade adotados para os aços USI SAC 250, USI FIRE 300 e os valores recomendados pela NBR 14323 (Valores entre parênteses correspondem as simulações para as quais os valores de $k_{E,0}$ foram utilizados)....127
Figura 7.5	a) Plano das Bases, b) Elevação do Eixo A e c) Elevação do Eixo B do Edifício 1.....130
Figura 7.6	Vigamento da estrutura do Edifício 1. a) Elevação 3500mm, b) Elevação 7500mm, c) Elevação 10500mm.....131
Figura 7.7	Dimensões da forma de aço (steel deck) utilizada na laje mista.....134
Figura 7.8	Planta baixa do primeiro pavimento do Edifício 3.....140
Figura 7.9	Planta do segundo pavimento do Edifício 3.....141
Figura 7.10	Cortes e vistas do Edifício 3.....142
Figura 7.11	Plano das Bases do Edifício 3 – EL. 0,00mm.....143
Figura 7.12	Vigamento do Pavimento 1 do Edifício 3 – EL. 3000 mm.....144
Figura 7.13	Vigamento do Pavimento 2 do Edifício 3 – EL. 6000 mm.....145
Figura 7.14	Vigamento da Laje da Cobertura do Edifício 3 – EL. 9000mm.....146
Figura 7.15	Detalhe típico de uma laje steel deck apoiando-se perpendicularmente à uma viga de aço.....151
Figura 7.16	Fluxograma representativo do dimensionamento a temperatura de incêndio, quando utilizado como material de proteção contra incêndio uma argamassa projetada.....154

Figura 7.17	Carta de cobertura feita para o dimensionamento de tinta intumescente, para pilares com seção transversal em forma de I com os quatro lados expostos ao fogo e para uma temperatura crítica de 550°C (SILVA, 2001).....157
Figura 7.18	Método utilizado para o dimensionamento da espessura de tinta intumescente.....158
Figura 7.19	Fluxograma representativo do dimensionamento em situação de incêndio, quando utilizado como material de proteção contra incêndio às tintas intumescentes.....160
Figura 7.20	Esquema da hipótese 1 de proteção adotada para os edifícios 1 e 2.....163
Figura 7.21	Esquema da hipótese 2 de proteção adotada para os edifícios 1 e 2.....163
Figura 7.22	Esquema da hipótese 1 de proteção adotada no edifício 3.....163
Figura 7.23	Esquema da hipótese 2 de proteção adotada no edifício 3.....164
Figura 7.24	Esquema da hipótese 3 de proteção adotada no edifício 3.....164
Figura 7.25	Esquema da posição do pilar em relação à fachada e a projeção das chamas (SAKUMOTO e SAITO; 1995).....167
Figura 7.26	Temperaturas máximas atingidas pela seção transversal durante o incêndio (SAKUMOTO e SAITO; 1995).....167
Figura 8.1	Massa total de aço obtida para cada simulação de comportamento do aço.....181
Figura 8.2	Relação $(k_{E,\theta}/k_{y,\theta})^{1/2}$ para os aços de todas as simulações.....194
Figura 8.3	Relação $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{1/2}$ para os aços de todas as simulações.....194
Figura 8.4	Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para as simulações A, B, C, D, E e F dos edifícios 1 e 2.....205
Figura 8.5	Custo de proteção com argamassa, C_A , C_V e C_T , para as simulações A, B, C, D, E e F e edifícios 1 e 2.....205
Figura 8.6	Acréscimo de volume de proteção contra incêndio e custo final de proteção contra incêndio (em %), para as simulações A, B, C e D, quando comparado os edifícios 1 e 2.....207

Figura 8.7	Economia de proteção contra incêndio devido a verificação dos pilares como elementos estruturais externos em situação de incêndio.....	214
Figura 8.8	Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.....	222
Figura 8.9	Massa de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares dos edifícios 1 e 2 para todas simulações realizadas.....	222
Figura 8.10	Custos de proteção em argamassa, tinta intumescente e custo final com proteção (em US\$) de todas as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.....	225
Figura 8.11	Acréscimo de consumo de material de proteção contra incêndio e custos com proteção devido ao aumento do TRRF de 30 minutos (edifício 1) para 60 minutos (edifício 2).....	226
Figura 8.12	Economia gerada para cada simulação e para cada edificação devido a verificação dos pilares como estrutura externa em relação à verificação como estrutura interna.....	232
Figura 8.13	Custos relativos à proteção contra incêndio para as simulações C e D.....	247
Figura 8.14	Custos finais de proteção contra incêndio para cada hipótese analisada.....	262
Figura A.1	Tela inicial do PRODEMMSI.....	286
Figura A.2	Escolha do tipo de verificação a ser realizada.....	286
Figura A.3	Janela referente à escolha do aço a ser utilizado no dimensionamento.....	288
Figura A.4	Seções transversais para o cálculo de pilares mistos. a) seção transversal totalmente revestida com concreto; b) seção transversal parcialmente revestida com concreto; c) e d) seções preenchidas com concreto.....	290
Figura A.5	Entrada de dados para verificação em situação de incêndio.....	292
Figura A.6	Saída de dados para verificação de um perfil I duplamente simétrico, solicitado a flexo-compressão.....	294

Lista de Tabelas

Tabela II.1	Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo. h_s e h correspondem a profundidade do subsolo e altura da edificação respectivamente. (RODRIGUES, 2000).....	21
Tabela II.2	Estruturas isentas de verificação estrutural em situação de incêndio segundo a NBR 14432. (RODRIGUES, 2000).....	21
Tabela III.1	Valores médios (média dos valores obtidos para temperaturas variando da ambiente à típicas de incêndio) para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas (NEVES,1994; MARTINS, 2000).....	28
Tabela IV.1	Fator de massividade para elementos estruturais sem proteção	61
Tabela IV.2	Fator de massividade para elementos estruturais com proteção (ABNT, 1999).....	62
Tabela V.1	Variação de temperatura na altura da laje de concreto com o tempo (em minutos), quando submetida ao incêndio padrão (ABNT, 1999).....	83
Tabela VI.1	Composição química (percentagem em peso) de aços resistentes ao fogo com classes de resistência de 400, 490 e 520 MPa (NIPPON STEEL CORPORATION, 1992).....	95
Tabela VI.2	Composição química dos aços USI SAC 250, USI SAC 300, USI SAC 350, USI FIRE 300, USI FIRE 350 (USIMINAS, 2000).....	102
Tabela VI.3	Resistência ao escoamento (f_y) e resistência a tração (f_u) mínimas especificadas pelo fabricante (USIMINAS, 2000).....	102
Tabela VI.4	Resistência ao fogo (em minutos) das vigas analisadas quando submetidas ao momento fletor (SHA, 1998).....	112
Tabela VII.1	Simulações realizadas para os aços USI SAC 250, USI SAC 300 e USI FIRE 300.....	121

Tabela VII.2	Valores dos TRRF obtidos segundo a NBR 14432 para a região de cada atividade existente no Edifício 3.....	139
Tabela VIII.1	Máximas solicitações de cálculo à temperatura ambiente atuantes nos elementos estruturais.....	172
Tabela VIII.2	Perfis adotados quando realizadas as simulações A e B com suas respectivas resistências de cálculo.....	173
Tabela VIII.3	Perfis adotados quando realizadas as simulações C e D com suas respectivas resistências de cálculo.....	174
Tabela VIII.4	Perfis adotados quando realizadas as simulações E e F com suas respectivas resistências de cálculo.....	175
Tabela VIII.5	Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações A e B, referentes aos edifícios 1 e 2.....	178
Tabela VIII.6	Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações C e D, referentes aos edifícios 1 e 2.....	179
Tabela VIII.7	Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações E e F, referentes ao edifício 1.....	180
Tabela VIII.8	Massa total de aço para cada simulação e principais relações de consumo de aço entre as simulações.....	181
Tabela VIII.9	Máximas solicitações de cálculo em situação de incêndio atuantes nos elementos estruturais dos edifícios 1 e 2.....	184
Tabela VIII.10	Resultados obtidos para a simulação A. Edifício 1, TRRF = 30min.....	185
Tabela VIII.11	Resultados obtidos para a simulação B. Edifício 1, TRRF = 30min.....	186
Tabela VIII.12	Resultados obtidos para a simulação C. Edifício 1, TRRF = 30min.....	187
Tabela VIII.13	Resultados obtidos para a simulação D. Edifício 1, TRRF = 30min.....	188
Tabela VIII.14	Resultados obtidos para a simulação E. Edifício 1, TRRF = 30min.....	189
Tabela VIII.15	Resultados obtidos para a simulação F. Edifício 1, TRRF = 30min.....	190

Tabela VIII.16	Resultados obtidos para a simulação A. Edifício 2, TRRF = 60min.....	198
Tabela VIII.17	Resultados obtidos para a simulação B. Edifício 2, TRRF = 60min.....	199
Tabela VIII.18	Resultados obtidos para a simulação C. Edifício 2, TRRF = 60min.....	200
Tabela VIII.19	Resultados obtidos para a simulação D. Edifício 2, TRRF = 60min.....	201
Tabela VIII.20	Quantitativo de área superficial de aplicação de proteção ($A_{s,tot}$), volume total de argamassa para proteção da estrutura (V_{tot}), e custos de aplicação da proteção.....	203
Tabela VIII.21	Principais relações de consumo e custos com proteção contra incêndio.....	203
Tabela VIII.22	Cálculo da resistência dos pilares do edifício 1 quando calculados como estruturas externas. Determinação da espessura de proteção para os elementos estruturais que não resistiram à solicitação de cálculo a uma temperatura de 542,5°C.....	210
Tabela VIII.23	Cálculo da resistência dos pilares do edifício 2 quando calculados como estruturas externas. Determinação da espessura de proteção para os elementos estruturais que não resistiram à solicitação de cálculo a uma temperatura de 542,5°C.....	211
Tabela VIII.24	Quantitativo de área superficial de aplicação de proteção ($A_{s,tot}$), volume total de argamassa para proteção da estrutura (V_{tot}), e custos de aplicação da proteção contra incêndio.....	212
Tabela VIII.25	Principais relações de consumo e custos de proteção entre as simulações.....	212
Tabela VIII.26	Economia de volume e custo final de proteção contra incêndio devido ao dimensionamento dos pilares como estrutura externa.....	214
Tabela VIII.27	Temperatura crítica dos pilares de cada simulação e respectivas espessuras (DFT) de proteção à base de tinta intumescente. (Edifício 1).....	217

Tabela VIII.28	Espessura de tinta intumescente (DFT) aplicada em cada um dos pilares para cada simulação e o consumo de tinta intumescente e solventes necessários para sua aplicação. (Edifício 1).....218
Tabela VIII.29	Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e o custo final de aplicação desta proteção para cada simulação do edifício 1.....219
Tabela VIII.30	Espessura de tinta intumescente (DFT) aplicada em cada um dos pilares para cada simulação e o consumo de tinta intumescente e solventes necessários para sua aplicação. (Edifício 2).....219
Tabela VIII.31	Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e o custo final de aplicação desta proteção para cada simulação do edifício 2.....219
Tabela VIII.32	Resultados de consumo e custo com proteção em argamassa e tinta intumescente.....221
Tabela VIII.33	Principais relações entre as simulações realizadas.....221
Tabela VIII.34	Relações custo/área de aplicação para a proteção com argamassa e tinta intumescente.....225
Tabela VIII.35	Espessura de tinta intumescente e consumo de tinta e solventes para os pilares que necessitaram de proteção contra incêndio...228
Tabela VIII.36	Consumo de tinta intumescente e solventes para cada simulação realizada para os edifícios 1 e 2, e respectivos custos com proteção de tinta intumescente.....228
Tabela VIII.37	Consumo de argamassa e tinta intumescente, respectivos custos com proteção e custo final para proteção dos edifícios 1 e 2.....229
Tabela VIII.38	Principais relações entre as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.....229
Tabela VIII.39	Custo final de proteção contra incêndio para cada hipótese analisada para os edifícios 1 e 2.....233
Tabela VIII.40	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....236

Tabela VIII.41	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....	237
Tabela VIII.42	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....	238
Tabela VIII.43	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....	239
Tabela VIII.44	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....	240
Tabela VIII.45	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).....	241
Tabela VIII.46	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	242
Tabela VIII.47	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	243
Tabela VIII.48	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	244

Tabela VIII.49	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	245
Tabela VIII.50	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	246
Tabela VIII.51	Perfis estruturais adotados, espessura de material de proteção contra incêndio necessárias e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).....	246
Tabela VIII.52	Resultados de massa da estrutura, área de aplicação de proteção contra incêndio, volume de proteção e custos para a proteção em argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.....	247
Tabela VIII.53	Relações dos resultados obtidos para as simulações C e D.....	247
Tabela VIII.54	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares da simulação C.....	250
Tabela VIII.55	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares da simulação D.....	251
Tabela VIII.56	Cálculo do consumo de tinta intumescente e solvente para a simulação C.....	252
Tabela VIII.57	Cálculo do consumo de tinta intumescente e solvente para a simulação D.....	253
Tabela VIII.58	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação C.....	255
Tabela VIII.59	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação C.....	256
Tabela VIII.60	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação D.....	257
Tabela VIII.61	Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação D.....	258

Tabela VIII.62	Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e custo devido a proteção com tinta intumescente.....	260
Tabela VIII.63	Consumo de argamassa, tinta intumescente, respectivos custos de aplicação e custo final de proteção contra incêndio.....	260
Tabela VII.64	Economia gerada em consumo e custos de proteção devido a utilização do aço resistente ao fogo.....	260
Tabela VIII.65	Custo total em proteção contra incêndio para todas hipóteses de aplicação.....	262
Tabela VIII.66	Massa de aço e custo final com proteção contra incêndio para os edifícios 1, 2 e 3.....	264
Tabela VIII.67	Custo máximo (US\$) do aço resistente ao fogo para que este seja economicamente viável.....	265
Tabela VIII.68	Porcentagem máxima que o custo do aço resistente ao fogo pode ser superior ao custo do aço convencional para que o primeiro seja economicamente viável.....	266
Tabela VIII.69	Relação entre o custo final com proteção contra incêndio e o custo final da estrutura metálica em %.....	269

Capítulo 1

Introdução e Objetivos

1.1. Apresentação do Assunto

Os aços são muito usados como materiais estruturais em diversas aplicações, em particular na construção de prédios e edificações para os mais diversos fins. No Brasil, embora o aço seja menos tradicionalmente usado na construção civil, havendo uma maior experiência com o emprego de concreto armado, a sua utilização tem crescido rapidamente nos últimos anos. As estruturas metálicas oferecem diversas vantagens tais como rapidez na construção, vencimento de grandes vãos e alturas, e devido à sua alta resistência, permitem a utilização de elementos estruturais esbeltos, o que por sua vez reduz o peso próprio da estrutura diminuindo as cargas atuantes na fundação.

Uma das preocupações e cautela quanto ao projeto de um edifício em aço se deve ao dimensionamento e comportamento de sua estrutura em situação de incêndio. Sabe-se que quando ocorre um incêndio em um edifício de estrutura metálica, as altas temperaturas geradas durante o sinistro reduzem os valores das propriedades mecânicas do aço, ou seja, diminuem o valor da resistência à tração, da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade. Além disso, a elevação da temperatura durante o incêndio ocasiona o aparecimento de esforços solicitantes adicionais na estrutura devido às dilatações térmicas e aos gradientes térmicos dos elementos estruturais.

Em vista disso, para a construção de um edifício seguro, o incêndio deve ser encarado como um fenômeno possível de ocorrer durante a vida útil do mesmo. Sendo assim, a quantificação das solicitações atuantes durante o incêndio, bem como sua consideração na elaboração do projeto, devem ser tratadas com a mesma preocupação dedicada ao dimensionamento quanto a solicitações devido ao peso próprio e ações variáveis em temperatura ambiente.

Capítulo 1 – Introdução e Objetivos

Estudos relativos à resistência ao fogo de construções metálicas iniciaram-se devido ao colapso de muitas edificações feitas com ferro fundido, durante o famoso incêndio em Chicago em 1871, no qual cerca de 17.000 prédios foram destruídos total ou parcialmente. Uma das grandes razões para a facilidade com que os prédios foram destruídos pelo incêndio foi que o ferro fundido, ao contrário do aço, contém maiores teores de carbono e, uma vez aquecido a altas temperaturas e resfriado por água durante operações de combate ao incêndio, exibe com frequência, trincas e fissuras (STEEL TODAY & TOMORROW, 1992).

Nos Estados Unidos, Europa, Oceania e Japão, a preocupação com a segurança das pessoas no caso da ocorrência de um incêndio é bastante antiga. Devido a isto, pesquisas são desenvolvidas continuamente e existem normas que regulamentam o assunto em todos os seus aspectos, tais como (MARTINS, 2000):

- Prevenção do incêndio (uso de materiais não inflamáveis e instalações projetadas de acordo com regulamentos específicos);
- Extinção do incêndio (rede de hidrantes, dispositivos de alerta e sinalização, chuveiros automáticos, extintores e brigada particular de combate ao fogo);
- Compartimentação da edificação (portas corta fogo e barreiras que evitam a propagação do incêndio);
- Evacuação das pessoas (sistema de exaustão de fumaça, rotas de fuga com sinalização e proteções adequadas e escadas de segurança);
- Dimensionamento da estrutura em situação de incêndio, incluindo a verificação da necessidade de sua proteção.

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. Em 1995, algumas universidades brasileiras, como a UFMG, UFOP e

USP começaram a desenvolver estudos e pesquisas sobre o assunto. A partir daí foi criada uma comissão técnica, cujo trabalho rendeu a elaboração e publicação das normas NBR 14323: "Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio" (ABNT, 1999) e a NBR 14432: "Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações" (ABNT, 2000). Esta última define o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) de um elemento construtivo quando sujeito ao incêndio, de forma que seja evitado o colapso da estrutura. Estas duas normas aplicadas juntamente com a norma NBR 8800: "Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios" (ABNT, 1986) são, no Brasil, as normas necessárias para se realizar o dimensionamento de um edifício em aço a temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Em determinadas situações de projeto, por exemplo, quando o TRRF da edificação é elevado, um elemento estrutural somente resistirá ao mesmo se for protegido por camadas de materiais de proteção contra incêndio (materiais isolantes térmicos). Porém, a utilização destes materiais, dependendo do tipo de edificação e do material isolante térmico a ser utilizado, acarreta um acréscimo no custo final da estrutura. Isto faz com que a estrutura metálica, algumas vezes se torne pouco competitiva em relação a outros materiais estruturais.

Em resposta aos problemas apresentados, no final da década de 80 foi desenvolvido primeiramente no Japão o aço resistente ao fogo. Este novo material possui propriedades mecânicas superiores às dos aços estruturais convencionais a alta temperatura. Com esta característica o aço resistente ao fogo reduz a necessidade de aplicação de materiais de proteção nos elementos estruturais e, em muitos casos até mesmo elimina a proteção nestes, tornando a estrutura das edificações mais econômica. No Japão, aonde este aço vem sendo utilizado há mais de 10 anos, devido a pouca diferença que existe entre o custo deste e o dos aços convencionais, há vários edifícios construídos em aço resistente ao fogo. Posteriormente as indústrias de outros países, por exemplo, a australiana e a brasileira, iniciaram pesquisas no sentido de desenvolver aços similares. No Brasil, recentemente, foram lançados no mercado os aços USI FIRE 300 e USI FIRE 350.

1.2. Objetivos

São objetivos deste trabalho:

- Por meio da análise estrutural de exemplos práticos, realizar o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio de estruturas de aço, para tempos requeridos de resistência ao fogo de 30 e 60 minutos. Para cada situação o dimensionamento será feito tanto para os aços USI SAC 250 e USI SAC 300 (aços convencionais) quanto para o aço USI FIRE 300 (aço resistente ao fogo);
- Determinar, para cada situação analisada, o quantitativo de massa da estrutura e volume (ou massa) de material de proteção contra incêndio necessário para a sua proteção (quando necessário);
- Determinar os tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF) e o tipo de estrutura ou edificação em que o uso do aço resistente ao fogo (USI FIRE 300) possui um rendimento superior ao dos aços convencionais (USI SAC 250 e USI SAC 300), no que tange à economia em material de proteção contra incêndio;
- Realizar um comparativo de custo em função do quantitativo de massa da estrutura e volume (ou massa) de material de proteção contra incêndio obtido para cada aço. Esta comparação tem como objetivo determinar para cada caso específico, a percentagem máxima que o custo do aço resistente ao fogo (USI FIRE 300) pode ser superior ao custo do aço convencional (USI SAC 250 ou USI SAC 300) para que o primeiro seja economicamente viável.

1.3. Justificativa do Estudo

Um dos grandes empecilhos ao uso do aço é a necessidade da utilização de materiais de proteção contra incêndio que leva a um aumento do custo final da estrutura tornando-a muitas vezes pouco competitiva, por exemplo, em relação as estrutura de concreto. Muitas pesquisas vem sendo realizadas no sentido de se racionalizar a utilização e os

custos dos materiais de proteção. Recentemente, pesquisas vêm sendo desenvolvidas principalmente no exterior, sobre o comportamento de elementos estruturais em aços resistentes ao fogo. Estes estudos indicam que o aço resistente ao fogo permite uma sensível diminuição das espessuras de material de proteção contra incêndio aplicado aos elementos estruturais. Indicam também que em situação de incêndio, os elementos estruturais em aço resistente ao fogo possuem um desempenho melhor que os elementos estruturais em aços convencionais (SAKUMOTO *et al*, 1994; SHA, 1998; SAKUMOTO, 1999; KUBOTA e SAKUMOTO, 1999; SAKUMOTO e SAITO, 1995).

Deseja-se através deste trabalho determinar os benefícios adquiridos quando utilizado o aço resistente ao fogo no Brasil. Para isto serão dimensionadas três estruturas, sendo que para cada uma delas as verificações serão realizadas considerando a utilização de um aço convencional e de um aço resistente ao fogo. Estes edifícios serão dimensionados seguindo as normas brasileiras vigentes de dimensionamento de estrutura metálica tanto a temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Os aços que serão utilizados neste trabalho (aço convencional e aço resistente ao fogo) são produzidos no Brasil. De posse dos resultados será determinado o custo máximo que o aço resistente ao fogo, que ainda não possui um preço comercial no Brasil, pode alcançar para que seja economicamente viável.

1.4. Descrição Resumida dos Capítulos

Devido à extensão do assunto e para fácil entendimento do leitor, este trabalho será abordado da seguinte forma:

- No capítulo 2 são abordadas as características de um incêndio, como, deflagração, desenvolvimento e propagação;
- No capítulo 3 é apresentada a descrição dos métodos de proteção contra incêndio e dos materiais isolantes térmicos utilizados para a proteção das estruturas metálicas. É descrita também a influência das propriedades térmicas dos materiais de proteção contra incêndio na transmissão de calor para o aço;

Capítulo 1 – Introdução e Objetivos

- O capítulo 4 trata do comportamento dos aços em altas temperaturas no que tange a variação de suas propriedades mecânicas e térmicas com o aumento da temperatura. Trata também dos métodos para se determinar a elevação de temperatura nos elementos estruturais em aço, estando eles com ou sem material de proteção contra incêndio;
- O capítulo 5 trata do dimensionamento de elementos estruturais de aço em situação de incêndio, sendo apresentado um resumo do método simplificado de cálculo da NBR 14323, utilizado neste trabalho;
- No capítulo 6 é descrito o desenvolvimento do aço resistente ao fogo, exemplificação de algumas de suas aplicações e discussão de algumas pesquisas realizadas sobre a aplicação deste material estrutural;
- No capítulo 7 são apresentados a metodologia da pesquisa e três exemplos utilizados para o desenvolvimento do trabalho;
- No capítulo 8 consta a apresentação e a discussão dos resultados obtidos, tais como: perfis adotados para cada estrutura e para cada aço, espessura do material de proteção contra incêndio adotada para a proteção de cada elemento estrutural, temperaturas atingidas pelos elementos estruturais sem proteção contra incêndio e com proteção contra incêndio. São apresentados também os quantitativos de aço estrutural e materiais de proteção contra incêndio obtido para cada estrutura, bem como os respectivos custos;
- As conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no capítulo 9;
- No apêndice A são apresentadas as informações mais importantes do programa PRODEMMSI, implementado e utilizado para o desenvolvimento do presente trabalho.

Capítulo 2

Características dos Incêndios

2.1. Definição (NEVES, 1994; STARLING, 2000)

O incêndio pode ser entendido como uma situação de fogo não controlado. Embora com características específicas, um incêndio não é mais do que uma combustão. Combustão pode ser entendida como a combinação de um material combustível com um gás denominado comburente. Para que ocorra esta combinação, é necessária a presença de uma fonte de calor que eleve a temperatura da mistura combustível-comburente.

Portanto, para que ocorra a combustão, torna-se necessária a existência simultânea de três fatores (figura 2.1): combustível, comburente (oxigênio do ar) e fonte de calor. Por isso, a prevenção e o combate aos incêndios passam pela separação destes fatores ou pela eliminação de algum deles.

2.2. Deflagração (NEVES, 1994)

Um incêndio inicia-se sempre numa região restrita de uma edificação e geralmente o seu início é devido a causas acidentais. Devido a isto, as temperaturas no compartimento de incêndio durante esta fase inicial, denominada de fase de ignição, são relativamente baixas. Por compartimento de incêndio pode-se entender como uma região de uma edificação ou ela como um todo, que compreenda um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes (figura 2.2).

Com o progressivo aquecimento dos materiais combustíveis presentes no compartimento de incêndio, são liberados gases combustíveis quentes que se acumulam junto ao teto do compartimento, formando uma camada de espessura crescente. Num



Figura 2.1 – Triângulo do fogo (NEVES, 1994).

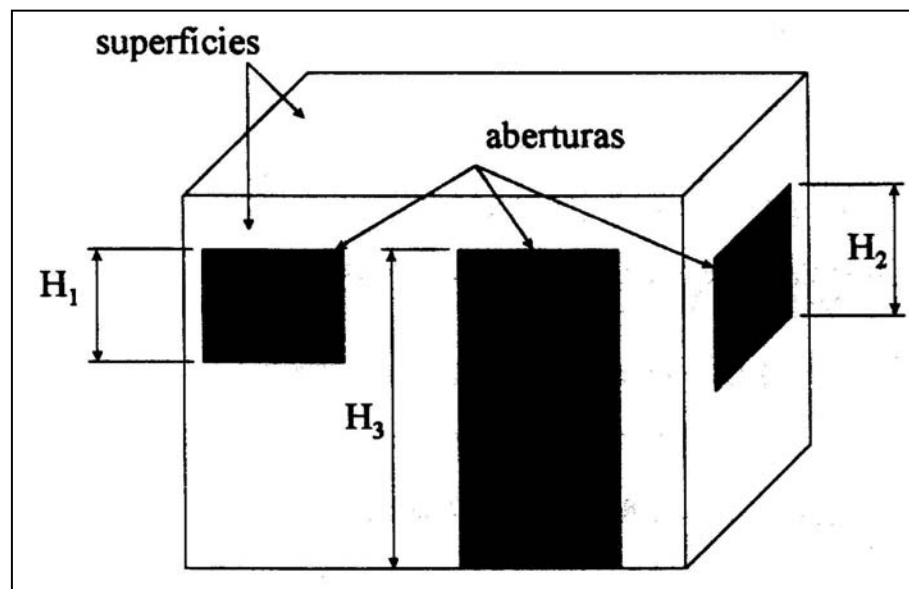


Figura 2.2 – Esquema de um compartimento de incêndio e suas dimensões (GUIA, 1998).

determinado instante ocorre a inflamação súbita destes gases e o incêndio generaliza-se a todo o compartimento. Este fenômeno é conhecido por “flashover” e ocorre quando as temperaturas abaixo do nível do teto atingem 500 a 600°C. A partir deste instante as temperaturas sobem drasticamente sendo esta a chamada fase de desenvolvimento pleno do incêndio.

Em seguida, devido a falta de combustível ou comburente, ou pela intervenção da brigada de incêndio, a combustão entra em fase de declínio ou de arrefecimento e as temperaturas dentro do compartimento de incêndio diminuem progressivamente até a extinção deste. A figura 2.3 representa esquematicamente a evolução característica das temperaturas num incêndio real.

2.3. Incêndio Natural (NEVES, 1994)

Para se estudar as características de um incêndio, principalmente as curvas temperatura-tempo dentro de um compartimento, normalmente realizam-se ensaios denominados ensaios de incêndio em escala natural. O objetivo destes ensaios é aferir curvas temperatura-tempo que simulam a real situação de um compartimento em chamas. Alguns dos fatores essenciais que influem no desenvolvimento dos incêndios naturais são:

- a) Quantidade e tipo dos materiais combustíveis presentes no compartimento de incêndio;
- b) Forma e modo de armazenamento dos materiais combustíveis;
- c) Distribuição do material combustível no compartimento de incêndio;
- d) Quantidade de ar fornecido por unidade de tempo;
- e) Geometria do compartimento de incêndio;

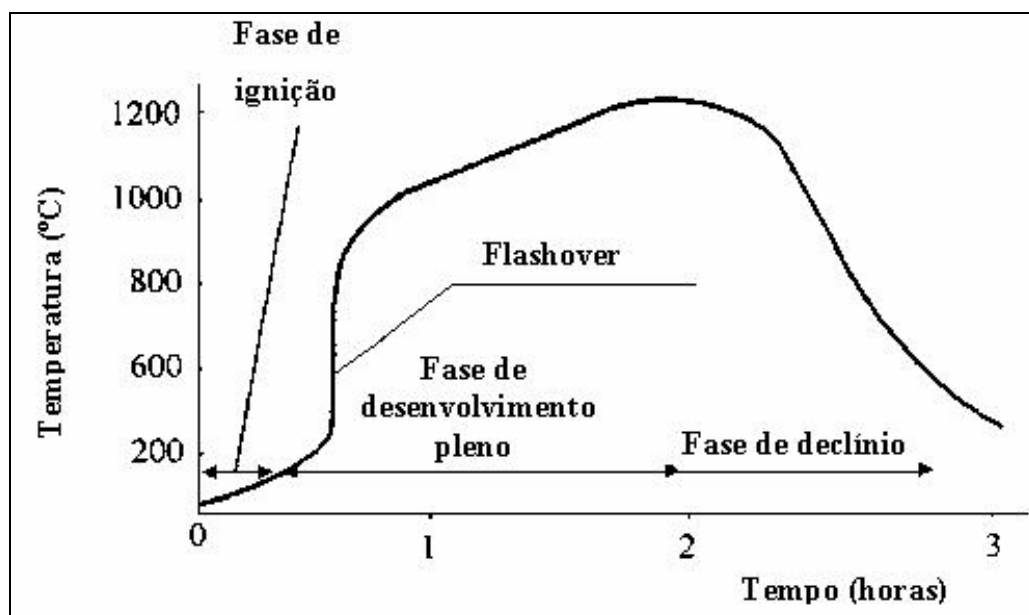


Figura 2.3 – Variação da temperatura ao longo do desenvolvimento do incêndio (GUIA, 1998).

- f) Propriedades térmicas dos elementos de construção que envolvem o compartimento de incêndio.

Os fatores \underline{b} e \underline{c} são os mais difíceis de descrever num modelo analítico para a caracterização de um incêndio.

Normalmente, considera-se a hipótese de que a temperatura dentro de um compartimento de incêndio seja uniforme. Observou-se através de ensaios de incêndio natural, que em compartimentos com geometria regular esta hipótese constitui uma boa aproximação, pois estes mostraram que a turbulência violenta que se gera durante um incêndio é suficiente para garantir a homogeneidade de temperaturas.

Os ensaios de incêndios naturais costumam ser classificados em dois tipos: os incêndios controlados pela ventilação e os incêndios controlados pela carga de incêndio (NEVES, 1994). No primeiro tipo, a taxa de combustão na fase posterior ao “flashover” ou de desenvolvimento pleno é determinada pela ventilação no compartimento de incêndio mantendo a carga de incêndio específica constante. No segundo tipo, o fator de ventilação do compartimento de incêndio é mantido constante e variam-se as cargas de incêndio específicas. Neste tipo de ensaio, a quantidade de carga de incêndio específica e a sua distribuição possuem uma grande influência na severidade do incêndio. Nas figuras 2.4 e 2.5 são mostradas curvas temperatura dos gases versus tempo para os dois casos citados acima.

Através da análise dos resultados de ensaios de incêndio natural pode-se concluir que (SILVA, 2001; NEVES, 1994):

- A temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento da carga de incêndio específica;
- A temperatura máxima de um incêndio se eleva com o aumento do fator de ventilação, até um certo valor denominado fator de ventilação específico. Após atingir o fator de ventilação específico, aumentando-se o fator de ventilação, a

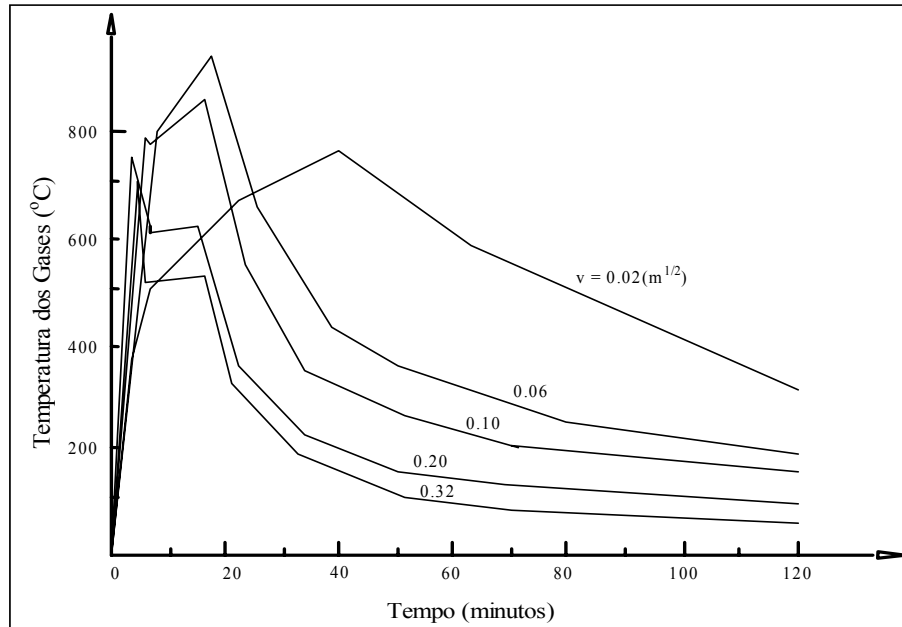


Figura 2.4 – Curvas temperatura-tempo obtidas através de ensaios de incêndio natural controlados pela ventilação, para diferentes fatores de ventilação e uma carga de incêndio específica constante ($q_{fi}=400$ MJ/m²) (SCHLEICH *et al*, 1993).

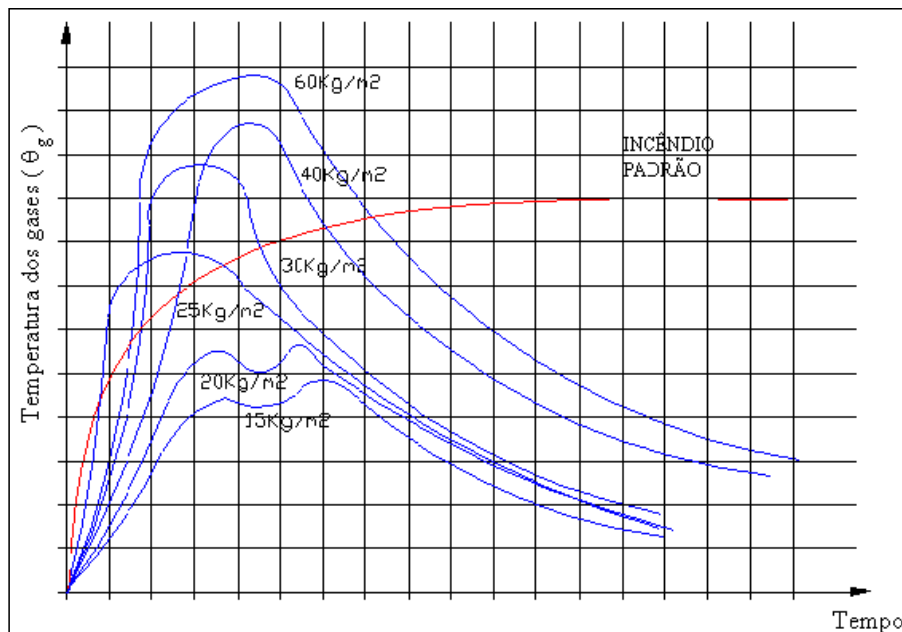


Figura 2.5 – Curvas temperatura-tempo obtidas através de ensaios de incêndio natural controlados pela carga de incêndio, para diferentes cargas de incêndio específicas e um fator de ventilação constante (TAIT, 1999).

temperatura máxima do incêndio diminui. Isto se deve ao fato de se ter atingido a taxa de combustão máxima para a carga de incêndio específica considerada;

- A duração de um incêndio cresce com o aumento da carga de incêndio específica;
- A duração de um incêndio diminui com o aumento do fator de ventilação.

O fator de ventilação pode ser obtido através da equação 2.1.

$$v = \frac{A_w \cdot h^{1/2}}{A_t} \quad (2.1)$$

Onde A_w é a área total das aberturas do compartimento, h é a média ponderada das alturas das aberturas do compartimento e A_t é a área superficial total da envoltória do compartimento de incêndio.

2.4. Incêndio Padrão (NEVES, 1994; SILVA, 2001)

Tendo em vista que a curva temperatura-tempo do incêndio se altera, para cada situação estudada, e também, pelo elevado custo dos ensaios de incêndio em escala natural ou pela impossibilidade de se ensaiar estruturas completas, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para a análise experimental de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta fogo, entre outros. Na falta de estudos mais exatos, essa curva padronizada (figura 2.6) poderá ser adotada como curva temperatura-tempo dos gases. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio padrão.

Como principal característica, a curva temperatura-tempo do incêndio padrão possui apenas um ramo ascendente, admitindo portanto que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo. Além disso, considera-se que esta é independente das características do ambiente e da carga de incêndio.

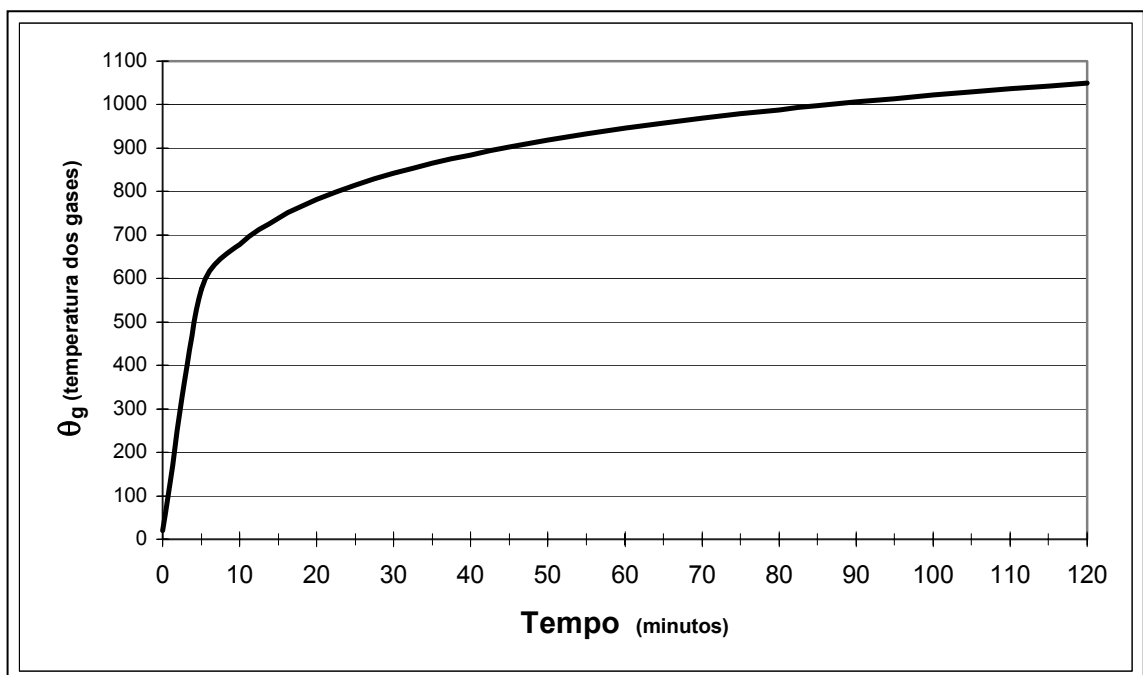


Figura 2.6 – Curva do incêndio padrão. θ_g é a temperatura dos gases do compartimento de incêndio em um determinado tempo t (t em minutos).

É importante ressaltar que essa curva não representa um incêndio real. Quaisquer conclusões que tenham por base essa curva devem ser analisadas com cuidado. No entanto, embora com pouca realidade física, ela teve e ainda tem o mérito de permitir a comparação experimental de ensaios de incêndio realizados em laboratórios diferentes.

Segundo a NBR 5628 (ABNT, 1980), a elevação padronizada da temperatura em função do tempo, curva do incêndio padrão, é dada pela equação (2.2):

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2.2)$$

onde t é o tempo expresso em minutos, θ_0 é a temperatura do ambiente antes do início do aquecimento, geralmente tomada igual a 20°C , e θ_g é a temperatura dos gases, em graus Celsius, no instante t .

2.5. Probabilidade de Ocorrência de um Incêndio

A probabilidade de ocorrência de incêndios severos compreende as seguintes probabilidades de acontecimentos consecutivos (NEVES,1994):

- (1) A probabilidade de ignição e de crescimento de um incêndio, a qual depende de influências externas e internas. As influências internas resultam do uso e ocupação do edifício, da natureza dos equipamentos existentes e da natureza dos materiais que o edifício abriga. As naturezas externas resultam da localização do edifício e podem dividir-se em influências naturais (por exemplo: exposição ao sol, exposição a raios, condições climáticas, entre outros) e influências humanas;
- (2) A probabilidade de desenvolvimento pleno de um incêndio a qual depende principalmente: da quantidade e das características de ignição e combustão dos materiais existentes no edifício e da estrutura, das condições de fronteira dos compartimentos de incêndio e da compartimentação da edificação, da presença de sistemas de detecção de calor, fumaças ou chamas, do tempo de chegada ao local do

corpo de bombeiros, da existência de meios automáticos de extinção de incêndio, entre outros aspectos.

Como exemplo da probabilidade de ocorrência de um incêndio, tem-se que:

- Os riscos são maiores em uma fábrica de produtos de madeira do que em uma indústria metalúrgica, devido a atividade e o conteúdo de combustíveis (carga de incêndio) presente em cada uma destas edificações;
- Uma edificação térrea, com um pavimento extenso, sem compartimentação, constitui um risco maior do que um edifício de múltiplos andares subdivididos em grande número de compartimentos resistentes ao fogo;
- Em um edifício que possui sistemas de detecção de fumaça e chamas, a probabilidade de desenvolvimento de um incêndio é fortemente reduzida.

2.6. Propagação dos Incêndios (NEVES, 1994)

Entende-se por propagação do incêndio o alastramento deste a zonas distintas do compartimento em que teve origem. Nesta propagação, as características dos elementos que limitam o compartimento de incêndio (portas, paredes, janelas, entre outros) desempenham um papel determinante. Devido a isto, os regulamentos de segurança contra incêndio definem valores mínimos para a resistência ao fogo destes, objetivando um maior controle da propagação do incêndio.

A contenção de um incêndio dentro da região em que este deflagrou é o principal objetivo das medidas de segurança contra incêndio ligadas à compartimentação do edifício. Um incêndio pode propagar-se no interior de um edifício horizontalmente ou verticalmente. A propagação de um incêndio pelo exterior do edifício (através das aberturas) faz-se normalmente na vertical, sendo que em determinados tipos de arquitetura essa propagação pode ser feita também na horizontal. Pode ocorrer também, a propagação de um incêndio entre edifícios vizinhos ou fronteiros.

Sob o ponto de vista de sua importância, a propagação de um incêndio entre edifícios é a mais grave, seguindo-se a propagação na vertical no próprio edifício e por fim a propagação na horizontal, devido ao fato do volume envolvido ser maior nos primeiros casos. Isto justifica graus de exigências de resistência ao fogo diferenciados para os vários elementos de compartimentação.

Uma forma de propagação de um incêndio entre pisos é pelo exterior através de aberturas sobrepostas (figura 2.7). Uma forma de diminuir a probabilidade deste tipo de propagação é aumentar a distância entre essas aberturas. Arquitetonicamente isto pode ser feito pela adoção de varandas, que durante um incêndio, funcionam como defletores das chamas.

No entanto, a eficácia destas medidas é limitada, pois na prática a largura das varandas não é normalmente suficientemente grande para impedir que se formem chamas em frente ao vão superior, as quais ocasionam uma transmissão de calor intensa por radiação para o interior da edificação. Um método eficiente para se evitar a propagação do incêndio no sentido vertical do edifício é desencontrar sempre que possível as aberturas em pisos sucessivos, aumentando assim, a distância entre vãos sobrepostos.

2.7. Segurança das Edificações em Situação de Incêndio e Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF)

Os projetos estruturais relativos à resistência ao incêndio são baseados no fato de que as altas temperaturas decorrentes de um incêndio reduzem a resistência mecânica e a rigidez dos elementos estruturais da edificação e, adicionalmente, promovem expansões térmicas diferenciais, podendo levar a estrutura ao colapso (STEEL TIMES, 1993).

Devido a isto, as precauções de segurança contra incêndio num edifício estabelecem as condições a serem atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação que integram os edifícios, para que em situação de incêndio, seja evitado o colapso estrutural. Os elementos estruturais e de compartimentação devem manter sua

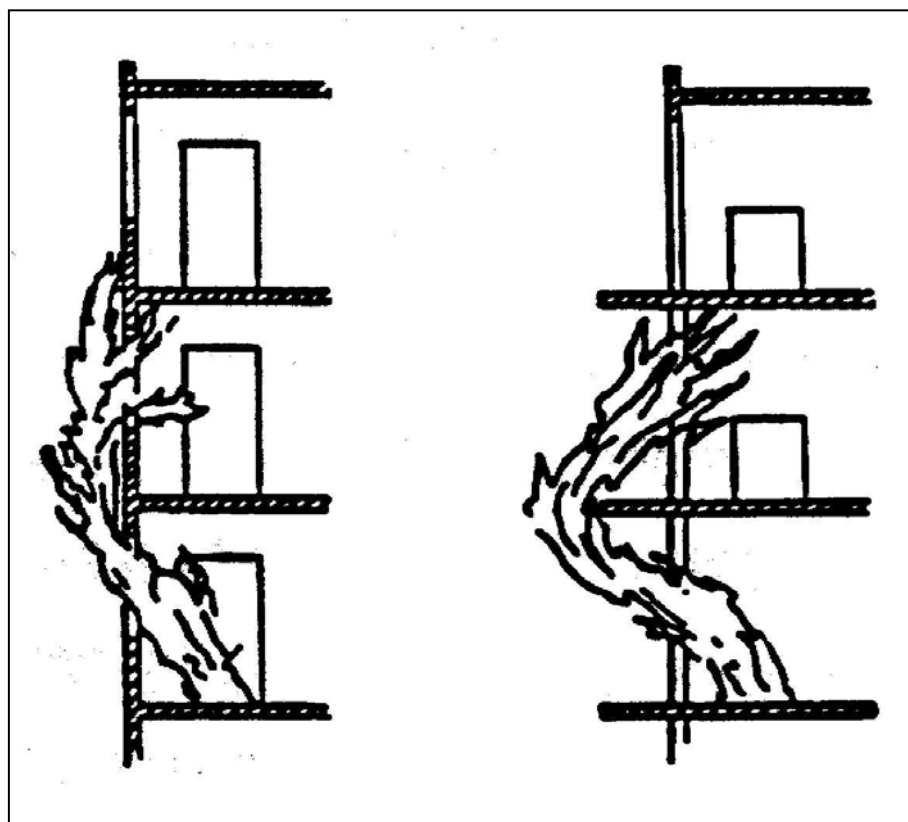


Figura 2.7- Propagação de um incêndio entre pisos, pelo exterior, através de aberturas sobrepostas (NEVES, 1994).

estabilidade e resistência ao fogo por um tempo suficiente para possibilitar (NEVES, 1994):

- A fuga dos ocupantes do edifício;
- A segurança das operações de combate ao incêndio, bem como dos bombeiros que nele tenham de atuar;
- A proteção do próprio edifício, contra danos de incêndio que possa se deflagrar nele ou em edifícios vizinhos.

Este tempo é denominado de TRRF, que é o tempo requerido de resistência ao fogo que um elemento construtivo deve resistir quando sujeito ao incêndio padrão. Por resistência ao fogo pode-se entender a propriedade que um elemento construtivo tem de resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento térmico, onde aplicável.

Na elaboração de um projeto de um edifício em estrutura metálica, um dos principais passos é a determinação do TRRF desta edificação. O TRRF varia de edificação para edificação e depende basicamente dos seguintes fatores:

- Tipo do edifício e ocupação a que se destinará;
- Carga de incêndio específica do seu conteúdo;
- Área total do edifício e área de cada pavimento;
- Altura do edifício e sua compartimentação;
- Taxa de ocupação.

Capítulo 2 – Características dos Incêndios

Segundo a NBR 14432 (ABNT, 2000) o TRRF pode assumir valores de 30, 60, 90 ou 120 minutos. Os TRRF's exigíveis no âmbito de aplicação da norma NBR 14432, estão apresentados na tabela II.1, adaptada do anexo A desta norma. Os tempos entre parênteses podem ser usados em subsolos nos quais a área individual dos pavimentos seja menor ou igual a 500 m^2 e em edificações nas quais os pavimentos acima do solo tenham área individual menor ou igual a 750 m^2 .

Algumas edificações, segundo a NBR 14432, devido as suas características não necessitam ser verificadas em situação de incêndio, ou seja, estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo. Para estas, basta portanto serem dimensionadas apenas à temperatura ambiente pela NBR 8800 (ABNT, 1986). Um resumo destas edificações é apresentado na tabela II.2 adaptada da NBR 14432. As notas citadas na tabela II.2 são as seguintes:

- (1) Centros esportivos, terminais de passageiros, construções provisórias, exceto as regiões de ocupação distinta. Para $23\text{m} < h \leq 30\text{m}$ e $h > 30\text{m}$ o TRRF deverá ser de 30 minutos e 60 minutos respectivamente e para subsolo com $h_s \leq 10\text{m}$ e $h_s > 10\text{m}$, o TRRF deverá ser de 60 minutos e 90 minutos respectivamente;
- (2) Garagens abertas lateralmente, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço que atenda às condições construtivas descritas na norma;
- (3) Depósitos sem risco de incêndio expressivo, com estrutura em concreto armado ou protendido ou em aço;
- (4) Observados os critérios de compartimentação constantes da norma brasileiras em vigor ou, na sua falta, de regulamentos de órgãos públicos;
- (5) Conforme NBR 10897 e NBR 13792, onde aplicável;
- (6) Com pelo menos duas fachadas de aproximação que perfaçam no mínimo 50% do perímetro.

Capítulo 2 – Características dos Incêndios

Tabela II.1– Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo. h_s e h correspondem a profundidade do subsolo e altura da edificação respectivamente (RODRIGUES, 2000).

Uso/Ocupação	Profundidade do Subsolo (m)		Altura da Edificação (m)				
	Classe S2 $h_s > 10m$	Classe S1 $h_s \leq 10$	Classe P1 $h \leq 6$	Classe P2 $6 < h \leq 12$	Classe P3 $12 < h \leq 23$	Classe P4 $23 < h \leq 30$	Classe P5 $h > 30$
Residencial	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Serviços de Hospedagem	90	60	30	60 (30)	60	90	120
Comercial Varejista	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
Serviços Profissionais, Pessoais e Técnicos	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Educacional e Cultura Física	90	60 (30)	30	30	60	90	120
Locais de Reunião de Público	90	60	60 (30)	60	60	90	120
Serviços Automotivos	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
Estacionamentos Abertos Lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
Serviços de Saúde e Institucionais	90	60	30	60	60	90	120
Industrial (I1) Industrial (I2)	90	60 (30)	30	30	60	90	120
	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 (90)	120
Depósitos (J1)	90	60 (30)	30	30	30	30	60
Depósitos (J2)	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

Tabela II.2 – Estruturas isentas de verificação estrutural em situação de incêndio segundo a NBR 14432 (RODRIGUES, 2000).

Área (m ²)	Ocupação	Carga de Incêndio Específica (MJ/m ²)	Altura	Meios de Proteção Contra Incêndio
≤ 750	Qualquer	Qualquer	Qualquer	*
≤ 1500	Qualquer	≤ 1000	≤ 2 pavimentos	*
Qualquer	Centro Esportivo Terminais de Passageiros (1)	Qualquer	≤ 23 m	*
Qualquer	Garagens Abertas (2)	Qualquer	≤ 30 m	*
Qualquer	Depósitos (3)	Baixa	≤ 30 m	*
Qualquer	Qualquer	≤ 500	Térrea	*
Qualquer	Industrial (4)	≤ 1200	Térrea	*
Qualquer	Depósitos (4)	≤ 2000	Térrea	*
Qualquer	Qualquer	Qualquer	Térrea	Chuveiros Automáticos (5)
≤ 5000	Qualquer	Qualquer	Térrea	Fachadas de Aproximação (6)

2.7.1. Elementos estruturais livres da ação do incêndio (NBR 14432, 2000)

Os elementos estruturais poderão ser dimensionados sem exigências de resistência ao fogo por exemplo, em duas situações:

- Quando o elemento estrutural estiver externo a um edifício, e seu afastamento em relação às aberturas existentes na fachada garantir que sua elevação de temperatura (devido ao incêndio) não o leve ao colapso;
- Quando o elemento estrutural estiver confinado, e o material do confinamento tenha resistência ao fogo maior que o elemento.

2.7.2. Ocupação mista (NBR 14432, 2000)

Ocorre ocupação mista quando a edificação abriga mais de um tipo de ocupação principal. Não é considerada ocupação mista o conjunto de atividades onde predominam uma atividade principal que possua atividades secundárias fundamentais para a concretização da primeira. Para que a ocupação mista se caracterize é necessário que a área destinada às ocupações principais diversas, excluindo-se a maior delas, seja superior a 10% da área total do compartimento onde se situa.

Quando uma edificação apresentar ocupação mista, aplicam-se os seguintes critérios para o estabelecimento dos tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF):

- os tempos correspondentes à ocupação que leva as exigências mais rigorosas, se não houver compartimentação garantindo a separação destas ocupações;
- os tempos correspondentes a cada uma delas independentemente, se houver compartimentação garantindo a separação das ocupações.

2.7.3. Elementos estruturais de cobertura (NBR 14432, 2000)

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.

Entende-se por elementos estruturais de cobertura exclusivamente aquelas peças que tem por função básica suporta-la, tais como, tesouras, vigas de cobertura, terças, entre outras, além das lajes e contraventamentos no plano da cobertura, não incluindo outros elementos, tais como, pilares e contraventamentos verticais.

Capítulo 3

Proteções Contra Incêndio

3.1. Introdução

Para se atingir os objetivos e exigências de resistência ao fogo apresentados no item 2.7 do Capítulo 2, pode ser necessário adotar as mais variadas medidas de proteção contra incêndio, as quais se classificam em medidas de proteção ativas e passivas. O melhor projeto de segurança contra incêndio é realizado pela implantação de um conjunto de sistemas destas proteções, sendo as proteções ativas aquelas que contribuem efetivamente no combate ao incêndio e as passivas as que garantem uma resistência ao fogo aos elementos estruturais e de compartimentação.

As medidas de proteção ativas visam reduzir a probabilidade de ocorrência de incêndios severos. Começando pela própria concepção arquitetônica, esta deve prever a existência de meios adequados para a fuga dos ocupantes e seguir critérios de segurança ao incêndio, como por exemplo: corredores e escadas amplas, regiões livres de fumaças e materiais de revestimento pouco combustíveis. São também medidas de proteção ativas: a limitação ou atenuação das causas acidentais do incêndio, a detecção de focos e limitação das possibilidades de propagação, a existência de meios manuais ou automáticos (pulverizadores de água) de extinção do incêndio na sua fase inicial e a limitação da possibilidade de o incêndio se propagar a um edifício vizinho ou fronteiro (NEVES, 1994).

As medidas de proteção passiva visam reduzir a probabilidade de colapso estrutural sempre que ocorra um incêndio severo. A probabilidade de colapso estrutural perante um incêndio depende da resistência ao fogo, a qual compreende três aspectos, ou seja, a capacidade resistente da estrutura, a sua integridade perante o fogo e a sua capacidade

de isolamento térmico, os quais devem ser observados para os vários elementos da construção (STARLING, 2000).

A capacidade resistente da estrutura vai depender fortemente do comportamento do material estrutural utilizado, ou seja, do grau de variação de suas propriedades físicas e mecânicas com a temperatura. Neste sentido, a utilização na construção metálica de aços menos sensíveis às altas temperaturas ou de mecanismos adequados, por exemplo, aplicação de materiais de proteção contra incêndio nos elementos estruturais para a melhoria de sua resistência, são medidas de proteção passiva.

Todos os elementos estruturais de uma edificação devem ser verificados quanto a sua estabilidade e resistência durante o TRRF adotado no projeto. Caso não atendam as exigências normativas, deve ser aplicado nestes os materiais de proteção contra incêndio.

3.2. Materiais de Proteção Contra Incêndio (Proteção Passiva)

Quando um elemento estrutural de aço não resiste às solicitações de cálculo em situação de incêndio, ou seja, para o TRRF de projeto o aço atinge uma temperatura que promove uma perda indesejável de sua resistência mecânica, se faz necessário a aplicação superficial de um material isolante térmico (proteção passiva) no mesmo.

Os materiais de proteção contra incêndio devem ser bons isolantes térmicos em temperaturas elevadas e manterem-se íntegros durante a evolução do incêndio, sem apresentar fissuras ou descolamentos. Estes materiais têm a função de retardar o aumento da temperatura do elemento estrutural metálico, permitindo que este mantenha uma resistência compatível com a solicitação atuante durante o incêndio. São geralmente aplicados através de jateamento ou em forma de placas ou mantas fixadas ao perfil através de pinos metálicos soldados.

Os revestimentos de proteção contra incêndio podem ser classificados quanto a morfologia em revestimentos tipo contorno e tipo caixa. Na figura 3.1 são mostrados estes dois tipos para uma viga I sobreposta por uma laje de concreto.

Alguns dos materiais de proteção contra incêndio mais usados são:

- Argamassas projetadas;
- Tintas Intumescentes;
- Mantas;
- Painéis de materiais fibrosos;
- Placas de gesso acartonado;
- Argamassas de vermiculita.

Detalhes e propriedades destes materiais serão abordados no item 3.5.

3.3. Propriedades Físicas e Térmicas dos Materiais de Proteção Contra Incêndio (NEVES, 1994)

No dimensionamento da espessura de materiais de proteção contra incêndio, a ser aplicada em um perfil metálico, as principais propriedades destes materiais que devem ser levadas em conta são: massa específica, calor específico e condutividade térmica. Na tabela III.1, apresenta-se, para alguns materiais isolantes térmicos, valores médios do calor específico, condutividade térmica e massa específica para o cálculo da evolução da temperatura em elementos de aço.

Pode-se concluir através dos valores apresentados na tabela III.1, que um material isolante térmico que possui uma baixa condutividade térmica geralmente possui uma baixa massa específica. Isto significa que uma proteção com uma pequena

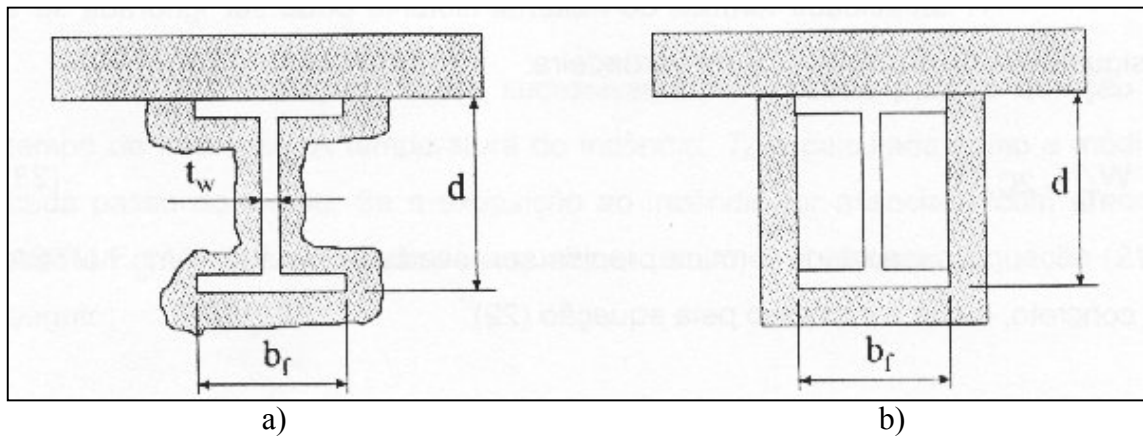


Figura.3.1. - (a) Proteção tipo contorno e (b) Proteção tipo caixa, aplicados à uma viga I sobreposta por laje de concreto.

Tabela III.1 – Valores médios (média dos valores obtidos para temperaturas variando da ambiente à típicas de incêndio) para a massa específica, condutividade térmica e calor específico de alguns materiais utilizados como proteção contra incêndio em estruturas metálicas (NEVES,1994; MARTINS, 2000).

MATERIAL	MASSA ESPECÍFICA (kg/m³)	CONDUTIVIDADE TÉRMICA (W/m°C)	CALOR ESPECÍFICO (J/kg°C)
Fibra mineral projetada	250 - 350	0,10	1100
Placas de perlita ou vermiculita	300 - 800	0,15	1100
Folhas de silicato de amianto	800	0,15	1100
Folha de silicato fibroso	450 - 900	0,15	1100
Placas de gesso	800	0,20	1700
Placas de lã mineral	120 - 150	0,25	1100
Concreto celular	600	0,30	1200
Concreto celular	1000	0,45	1200
Concreto celular	1300	0,65	1200
Concreto leve	1600	0,80	1200
Tijolo cerâmico	2000	1,20	1200
Concreto de densidade normal (de agregado predominantemente amorfo)	2200 - 2400	1,30	1200
Concreto de densidade normal (de agregado predominantemente cristalino)	2200 - 2400	1,70	1200
Mantas de fibras minerais	100 - 500	0,23 - 0,25	1500
Mantas cerâmicas	64 - 192	0,10 - 0,25	1067
Argamassa de fibras minerais	200 - 350	0,08 - 0,10	1050
Argamassa de gesso	500 - 800	0,20 - 0,23	1700

Obs: Condutividade térmica dos concretos celulares aumentam com o aumento da massa específica.

condutividade térmica terá em regra uma capacidade calorífica (quantidade de energia fornecida a um corpo, necessária para que a temperatura deste se eleve 1 grau. Sua unidade no S.I. é o $J.K^{-1}$) reduzida. Devido a isso, a capacidade calorífica é desprezada na maioria das aplicações práticas, pois geralmente o volume de material de proteção utilizado é muito pequeno.

O calor específico e a condutividade térmica do material de proteção variam com o aumento da temperatura e atualmente são poucos os estudos experimentais que permitem conhecer as leis de variação destas propriedades com a temperatura. Devido a isto, se nos cálculos para o dimensionamento das proteções contra incêndio, forem utilizados os valores do calor específico a 20°C, isto levará a resultados a favor da segurança.

Como exemplo, na figura 3.2 está representada a variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura. Este material tem uma variação bastante irregular em virtude de uma série de reações químicas que se processam durante o aquecimento. Na figura 3.3 está representada a variação da condutividade térmica de tijolos cerâmicos de várias densidades com a temperatura.

3.4. Transmissão de Calor em Materiais Sólidos (NEVES, 1994)

Neste item serão discutidos os mecanismos de transferências de calor, com um enfoque na influência das propriedades físicas e térmicas das proteções contra incêndio, na transferência de calor do compartimento de incêndio para as estruturas de aço.

A transmissão de calor entre materiais sólidos ocorre de três modos diferentes:

1. Convecção.
2. Radiação;
3. Condução.

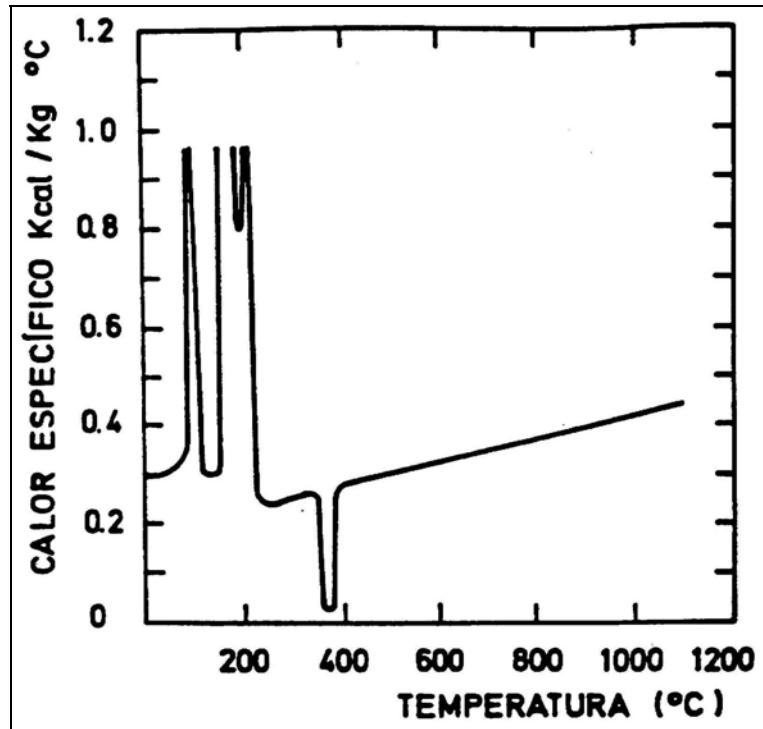


Figura 3.2 – Variação do calor específico do gesso com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).

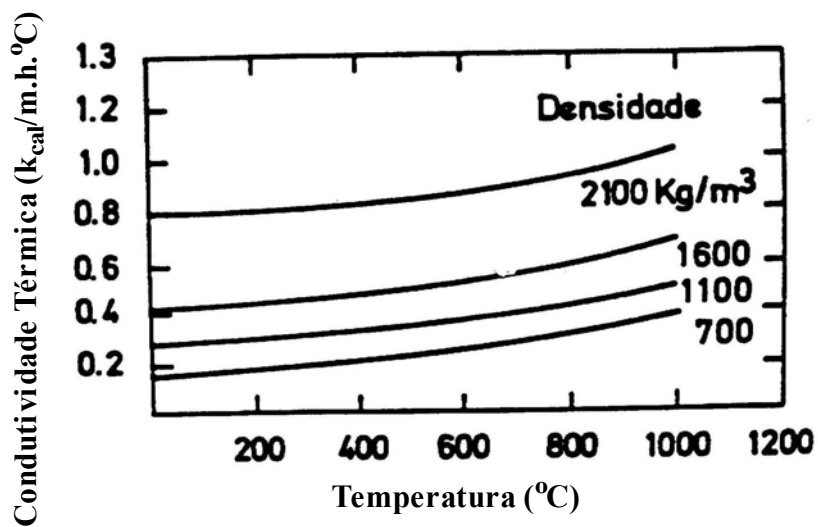


Figura 3.3 – Variação da condutividade térmica de um tijolo cerâmico com o aumento da temperatura (NEVES, 1994).

Convecção

Ocorre transmissão de calor por convecção quando no material existem espaços de ar com dimensão suficiente para permitir a circulação de ar aquecido das regiões mais quentes para as mais frias. Nos materiais de proteção a contribuição deste tipo de transmissão de calor é desprezível.

Radiação

A transmissão de calor por radiação ocorre de maneira acentuada nos materiais porosos. As zonas mais quentes das superfícies dos poros transmitem calor por radiação para as zonas mais frias. A transmissão de calor por radiação aumenta fortemente com a temperatura e esse fato explica o aumento significativo da condutividade térmica de materiais porosos com a temperatura, como é o caso de algumas lãs minerais. Aumentando a massa específica do material isolante térmico consegue-se diminuir a transmissão de calor por radiação.

Condução

A transmissão de calor por condução ocorre através da interação entre partículas (ponto material que possui determinados atributos). Em materiais pouco porosos a transmissão de calor ocorre fundamentalmente através de condução.

O calor é transmitido das partículas com um nível de energia elevado para as partículas com um nível de energia mais baixo. Esta transmissão aumenta com a temperatura, o que tende a aumentar a condutividade térmica. Por outro lado, o aumento de temperatura aumenta a desordem das partículas e provoca uma transmissão de calor em todas as direções, o que tende a diminuir a condutividade térmica.

Os materiais cristalinos tem uma estrutura ordenada à temperatura ambiente, e por isso, uma condutividade térmica relativamente elevada. O aumento de temperatura aumenta a desordem das partículas e também o número destas com um alto nível de energia. Em

geral, o aumento da desordem é preponderante e estes materiais apresentam condutividade térmica decrescente com a temperatura.

Nos materiais amorfos as partículas encontram-se reunidas de forma desordenada e o aumento de temperatura não acarreta um aumento dessa desordem. No entanto, o número de partículas com auto nível de energia aumentará. Deste modo, os materiais amorfos têm em geral baixa condutividade térmica à temperatura ambiente, aumentando o seu valor com o aumento da temperatura.

Os materiais de proteção contra incêndio, são normalmente constituídos de uma mistura de substâncias cristalinas e amorfas. Portanto, a variação com a temperatura da condutividade térmica desses materiais dependerá da percentagem de cada uma dessas substâncias.

3.5. Descrição de Alguns Materiais de Proteção Contra Incêndio

3.5.1. Argamassas projetadas (SILVA, 2001; REFRASOL)

Tratam-se de materiais incombustíveis, à base de fibras minerais e cimentos (ligantes), com excelentes propriedades termo-acústicas, elevados índices de resistência à erosão eólica e são aplicados por processo de projeção pneumática (jateamento).

Estes produtos além de não agredirem o aço, o protege contra a corrosão. Para a sua aplicação a estrutura deverá estar livre de óleos, graxas, ferrugens, carepa ou elementos estranhos, tendo em vista a total garantia de aderência às estruturas metálicas. Dispensam o uso de qualquer tipo de ancoragens ou processos de sustentação e a forma de envolvimento da estrutura deverá ser do tipo “contorno”.

Os sistemas de materiais projetados são os mais utilizados em todo o mundo para a proteção passiva contra fogo de estruturas metálicas, em virtude da grande eficiência, baixo custo e alta velocidade de aplicação. Porém, requerem a limpeza posterior do ambiente e dependem de bons acessos para aplicação. Possuem aparência de um

chapisco rústico mas podem ser pintados com produtos especiais ou tintas látex, sempre que houver necessidade de um melhor padrão estético. Podem ser usados em locais expostos a intemperismo com o uso de produtos especiais de cobertura.

Podem ser divididos entre os cimentícios - compostos por alto índice de material aglomerante, tais como gesso, cimento e minerais inertes - e as fibras projetadas. Estas são produtos compostos por fibras minerais, geralmente lã de rocha, misturadas com baixo teor de aglomerante. As figuras 3.4 e 3.5 mostram a aplicação de uma argamassa projetada e um pilar já protegido por esta, respectivamente.

3.5.2. Tintas intumescentes (SILVA, 2001; REFRASOL; UNIFRAX)

Trata-se de um sistema composto de primer, tinta intumescente e tinta de acabamento. As tintas intumescentes são materiais aplicados na superfície do perfil, como se fossem uma pintura espessa. São produtos reativos ao calor, que, aproximadamente a 200°C, intumescem, ou seja, iniciam um processo de expansão volumétrica. Esta expansão volumétrica pode ser de até 35 vezes a espessura inicial de aplicação, que geralmente varia de 0,55 a 2,5 mm.

Após a expansão volumétrica esta tinta adquire uma característica esponjosa. Tendo os seus poros preenchidos por gases não tóxicos, que atuam em conjunto com resinas especiais formando uma espuma rígida na superfície da estrutura, a qual provoca o retardamento da elevação da temperatura nos elementos metálicos.

Para estruturas sem pintura ou tratamento prévio, é requerido um lixamento mecânico ou jato de areia para a preparação superficial. Após a preparação da superfície, é requerida a aplicação de um primer epóxi com base em zinco com espessura de 70 a 150µm. Sua aplicação pode ser feita através de rolo, pincel ou spray e a espessura máxima por demão não deve ser superior a 400µm.

O acabamento é obtido através da aplicação de um produto com aparência final similar a uma pintura epóxi convencional. As tintas intumescentes fornecem excelente



Figura 3.4 – Aplicação de uma argamassa a base de cimento e fibras minerais.



Figura 3.5 – Pilar metálico protegido com uma argamassa a base de cimento e fibras minerais.

acabamento, todavia são materiais caros e devem ser utilizados com cautela para não inviabilizarem economicamente o empreendimento. As figuras 3.6 e 3.7 mostram, respectivamente, o esquema da aplicação de uma tinta intumescente e sua expansão volumétrica em situação de incêndio e uma viga de aço protegida.

3.5.3. Mantas (SILVA, 2001)

As mantas podem ser de fibra cerâmica, lã de rocha ou qualquer outro material fibroso. São geralmente aplicadas como proteção tipo contorno e fixadas por meio de pinos de aço previamente soldados à estrutura.

Devido a suas características e forma de aplicação são boas alternativas para a proteção de estruturas de edificações já em funcionamento, pois este sistema gera menos sujeira que os materiais projetados. Por possuir um acabamento rústico é interessante que fiquem ocultas sobre forros ou sejam envolvidas por materiais específicos de acabamento.

Mantas de fibra cerâmica (MARTINS, 2000; FIREMASTER STEEL; UNIFRAX)

Trata-se de um produto desenvolvido para resistir até duas horas de incêndio e por ser um material flexível é muito utilizado como proteção tipo contorno. A manta 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 abrasão. Seu ponto de fusão ocorre aproximadamente a 1760°C, e suportam trabalhar continuamente à 1260°C. São fornecidas em rolos com massa específica de 96 e 128 kg/m³.

Podem ser usadas tanto como proteção tipo caixa quanto tipo contorno. Porém, para proteções tipo contorno, tornam-se anti econômicas para a proteção de perfis com altura superior a 150 mm, pois nesses casos faz-se necessário o emprego de uma tela ao redor do perfil como base para apoio das mantas.



Figura 3.6 – Esquema da aplicação de uma tinta intumescente e sua expansão volumétrica em situação de incêndio.



Figura 3.7 - Estrutura metálica protegida com tinta intumescente.

Podem ser fornecidas completamente encapsuladas em folhas de alumínio reforçado com trama de fibra de vidro. Estas folhas resistem ao manuseio durante a aplicação, bem como às condições ambientais adversas, possuindo resistência à umidade. A figura 3.8 mostra o exemplo de uma viga metálica protegida por uma manta cerâmica.

3.5.4. Painéis de materiais fibrosos

Os painéis de materiais fibrosos possuem funcionamento e propriedades térmicas bastante semelhantes aos das mantas e são aplicados no sistema caixa. São feitos com materiais fibrosos como lã de rocha, em geral aglomerados com resinas.

Painéis de lã de rocha (REFRASOL)

São painéis com excelentes propriedades termo-acústicas, produzidos a partir de rochas basálticas e componentes inorgânicos. Têm suas fibras obtidas através de processos de fibragem por centrifugação, aglutinados por resina termofixa.

Esses painéis são fixados em pinos previamente soldados à estrutura e travados por arruelas metálicas. Alternativamente, os painéis podem ser fixados por sistemas de travamento de encaixe sob pressão, sem a necessidade da utilização de soldagens na estrutura.

Esses materiais não agridem o aço. Trata-se de um material higroscópico, permeável à umidade. Devido a isto, recomenda-se o tratamento convencional de proteção anticorrosiva da estrutura. Estes materiais não devem ficar expostos à intempéries ou a exposição pública, tendo em vista seu acabamento estético rústico e ainda seus baixos índices de resistência mecânica. A figura 3.9 mostra o exemplo de uma estrutura de cobertura protegida por painéis de lã de rocha.

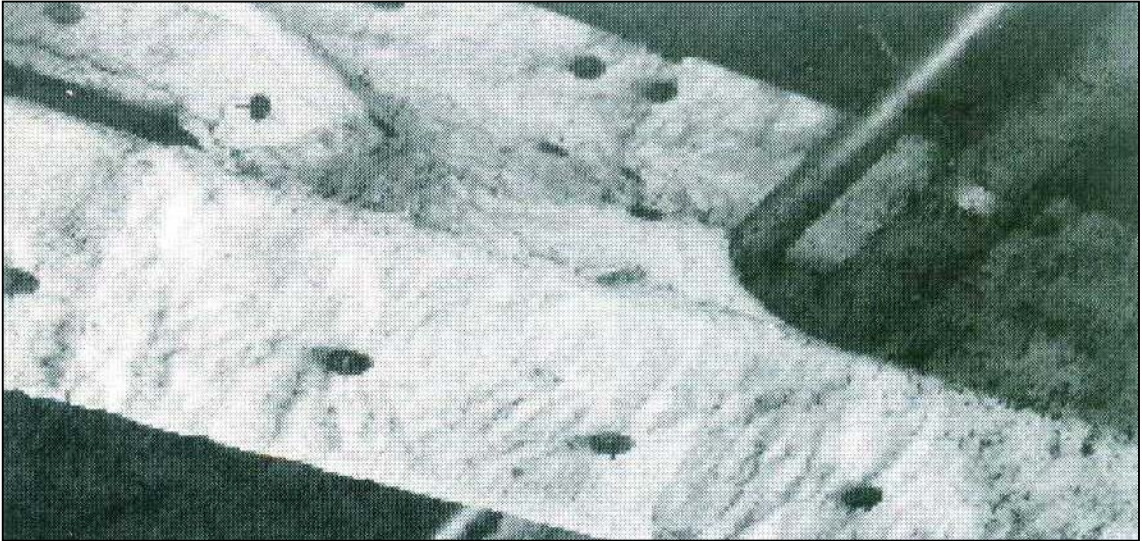


Figura 3.8 – Viga metálica protegida com manta cerâmica

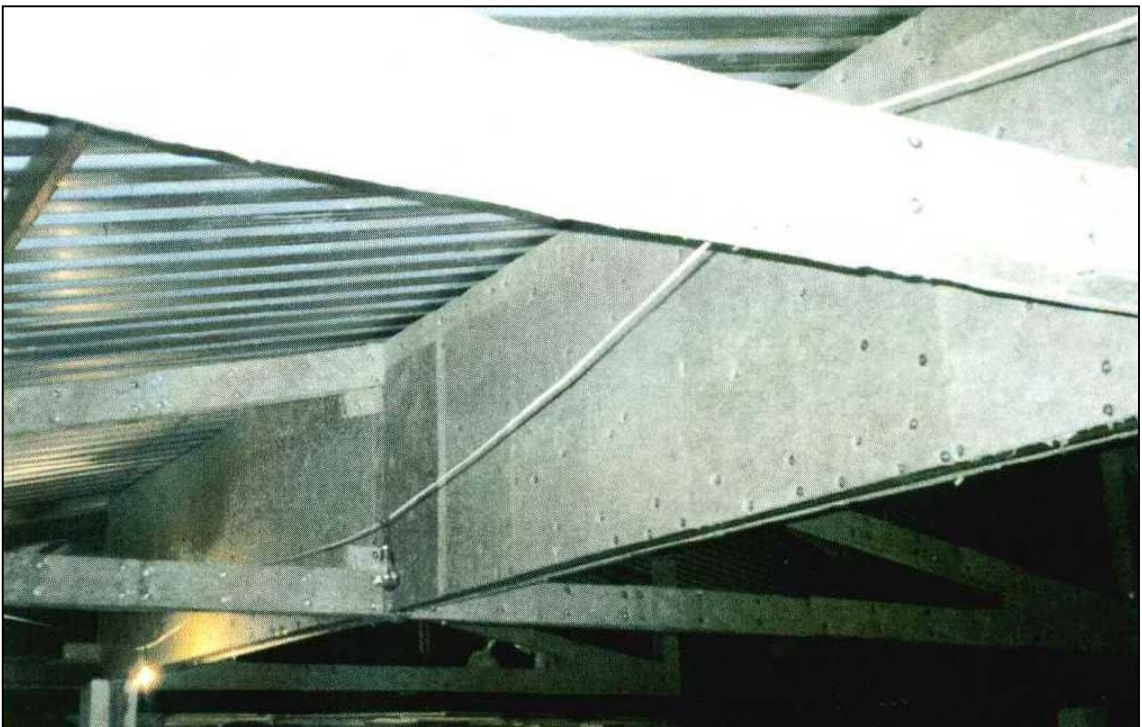


Figura 3.9– Estrutura de uma cobertura protegida com painéis de lã de rocha.

3.5.5. Placas de gesso acartonado (SILVA, 2001)

Existe no mercado placas de gesso acartonado que possuem características específicas para a proteção contra fogo de estruturas metálicas. Essas placas possuem custo superior às placas de gesso acartonado denominadas de “dry-wall”, utilizadas geralmente como materiais de vedação. Porém, podem ser uma boa solução em projetos onde existam requisitos de acabamento. Este tipo de proteção deve ser utilizado no interior dos edifícios, pois externamente sofrem agressão da umidade.

3.5.6. Argamassa de vermiculita (SILVA, 2001; MARTINS, 2000; REFRASOL)

O produto é obtido através de uma mistura à base de vermiculita expandida, cimento hidráulico e aglomerantes minerais com adição de água potável fresca. A argamassa de vermiculita é um dos produtos mais antigos utilizados no Brasil para a proteção de estruturas metálicas.

São produtos de grande resistência mecânica e a intemperismo. São utilizados principalmente em áreas industriais sujeitas à abrasão ou atmosferas quimicamente agressivas. Para sua aplicação devem ser soldados pinos metálicos de acordo com um “lay-out” pré determinado. As estruturas são envolvidas por telas de malha hexagonal, fixadas através de arruelas de pressão. O revestimento é aplicado por processo de projeção pneumática. O acabamento normal para a argamassa à base de vermiculita é rústico, similar a um chapisco grosseiro, podendo ser feito um acabamento após a aplicação.

São argamassas de agregado leve, à base de vermiculita, que pertence ao grupo dos minerais micáceos, com ponto de fusão em torno de 1370°C. A vermiculita, quando aquecida, perde água, intumescce e se expande. Sua massa específica é de 100 a 130kg/m³. É encontrada na forma de flocos, para dosagem em obra, ou pré-misturada a seco com aditivos e cimento, para posterior adição de água.

As espessuras da proteção com argamassa de vermiculita variam de 10 a 40mm e possuem uma massa específica que varia entre 300 e 800kg/m³, dependendo da dosagem da argamassa e da capacidade de isolamento requerida. As figuras 3.10 e 3.11 mostram exemplos de aplicação de uma argamassa a base de vermiculita.

3.6. Outras Formas de Obter Resistência ao Fogo (SCHLEICH *et al*, 1993)

Elementos Estruturais Mistos

Quando requerimentos de resistência ao fogo severos são exigidos, uma alternativa convencional de se atingir os critérios de resistência ao fogo é o uso de elementos estruturais mistos aço-concreto. Este método auxilia a obtenção da resistência ao fogo de construções em que os elementos de aço ficam parcialmente visíveis ou revestidos de concreto. A figura 3.12 mostra a execução de pilares mistos de aço totalmente revestidos de concreto.

Nos elementos mistos, o concreto resiste a uma parte do carregamento atuando no elemento estrutural e ao mesmo tempo, para elementos onde partes do perfil metálico são protegidos pelo concreto, previne a propagação do calor para o núcleo da seção transversal de aço. Este tipo de sistema construtivo aumenta a resistência do elemento estrutural tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

Para as vigas mistas o aumento da resistência ao fogo pode ser obtido pelo envolvimento parcial da seção transversal de aço pelo concreto como mostra a figura 3.13.a. Uma outra interessante solução consiste no total revestimento do perfil metálico da viga pelo concreto, onde somente o flange inferior da viga de aço fica exposto ao fogo, como mostra a figura 3.13.b (sistema slim-floor). Para grandes cargas de serviço e grandes vãos uma solução alternativa é a utilização de concreto armado entre os flanges do perfil como mostra as figuras 3.13.c e 3.13.d, que além de aumentar a resistência da viga à temperatura ambiente asseguram uma satisfatória resistência ao fogo.

Também para os pilares mistos o concreto resiste juntamente com o aço às solicitações atuantes na estrutura para temperatura ambiente e em situação de incêndio. Seções



Figura 3.10- Vigas de aço revestidas com argamassa de vermiculita, por meio de “spray”.



Figura 3.11 – Aplicação de argamassa de vermiculita na plataforma P-19 da PETROBRAS.

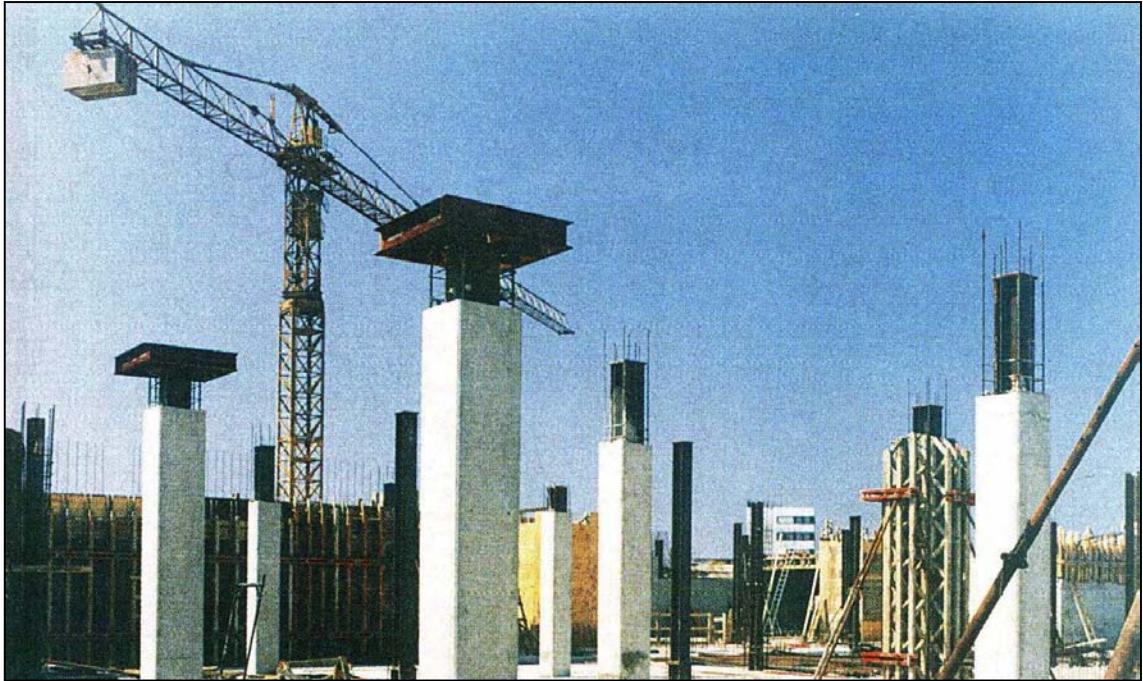


Figura 3.12 – Pilares mistos com a seção de aço totalmente revestida de concreto.

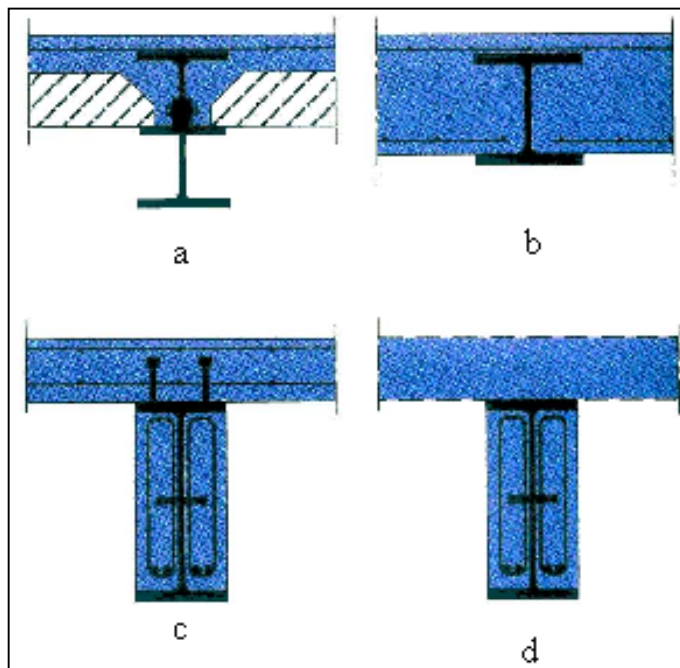


Figura 3.13 – Seções de vigas mistas aço-concreto.

típicas de pilares mistos são mostradas na figura 3.14. Estes tipos de seções vêm sendo muito utilizadas por possuírem bom desempenho em situação de incêndio, comprovado por um grande número de testes.

Em pilares mistos totalmente revestidos por concreto que possuem, na seção de concreto, uma baixa difusão térmica, o calor propagado é de aproximadamente 10% da taxa de propagação que ocorre em seções de aço isoladas. Isso assegura um longo tempo de resistência ao fogo para este tipo de seção. Devido à redução da resistência e rigidez do concreto nas partes externas da seção transversal para temperaturas superiores a 300°C, a tensão no aço é aumentada. Devido a isto, é preferível que o perfil de aço da seção mista tenha uma capacidade de carga superior à capacidade de carga da parte da seção em concreto.

A utilização de perfis tubulares preenchidos por concreto combinado com a aplicação de uma tinta intumescente na parede externa do tubo tem provado ser uma boa solução para obtenção de uma maior resistência ao fogo. A figura 3.15 mostra o aumento da temperatura do aço para uma seção transversal de um perfil tubo HSS 150x150x8 (exposto ao incêndio padrão). Na curva (a) este está protegido com 1,5mm de tinta intumescente, na curva (b) esta proteção é de 2 mm e na curva (c) além de uma proteção de tinta intumescente de 1,5mm o tubo está preenchido com concreto. Percebe-se que o aumento da temperatura do aço no caso (c) ocorreu mais lentamente, o que significa que o elemento estrutural misto atingirá a sua temperatura crítica em um tempo superior à dos outros casos. Geralmente quando é utilizado seções tubulares de aço preenchidas de concreto a resistência ao fogo destas seções é superior a 60 minutos. No caso apresentado na curva (c), é garantido uma resistência ao fogo de 90 minutos.

A NBR 14323 (ABNT, 1999) em seus apêndices A, B e C apresenta o método simplificado de cálculo para vigas mistas, pilares misto e lajes mistas respectivamente, para o dimensionamento em situação de incêndio. No caso de pilares mistos o dimensionamento a temperatura de incêndio é feito por um método tabular, onde para cada tempo requerido de resistência ao fogo são exigidas dimensões mínimas para a seção mista do pilar (largura da mesa do perfil metálico, cobrimento das armaduras, entre outros).

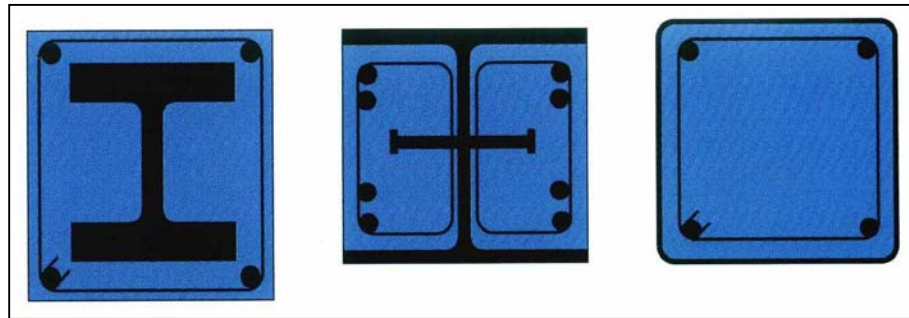


Figura 3.14 – Seções de pilares mistos aço-concreto.

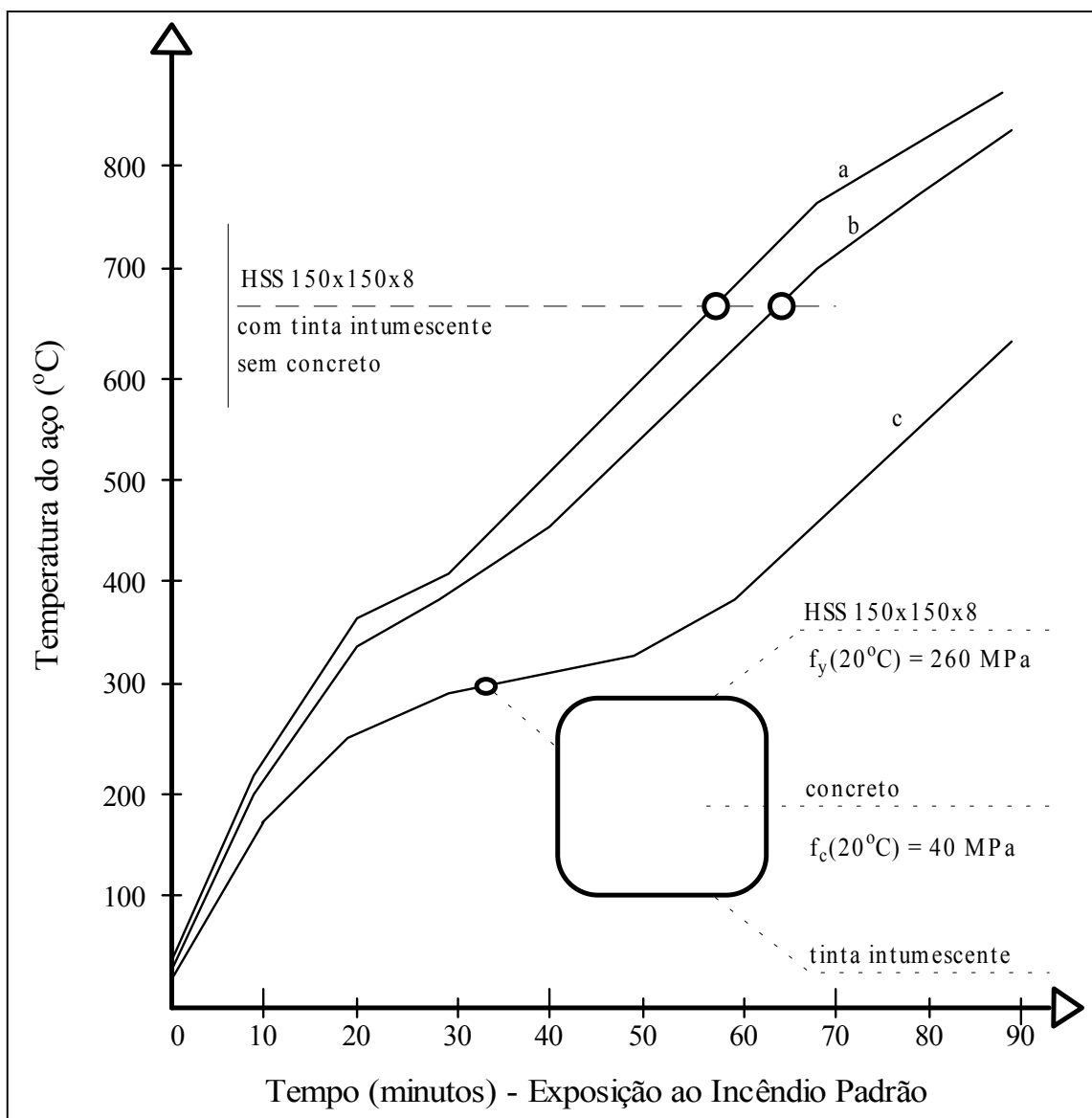


Figura 3.15 – Elevação da temperatura do aço de pilares tubulares (a) e (b) e pilares tubulares preenchidos por concreto (c) (SCHLEICH *et al*, 1993).

Capítulo 4

Propriedades Mecânicas e Térmicas dos Aços em Altas Temperaturas

4.1. Introdução

Quando o aço é submetido a altas temperaturas, como as que ocorrem no caso de incêndios, estas reduzem suas propriedades mecânicas como a resistência ao escoamento, resistência à tração e módulo de elasticidade, causando assim uma perda da resistência e da rigidez. Logo, essas perdas devem ser levadas em conta no dimensionamento em situação de incêndio das estruturas em aço. As propriedades mecânicas do aço a temperatura ambiente e em situação de incêndio são influenciadas principalmente pela sua composição química e processo de fabricação.

As propriedades térmicas do aço, tais como, coeficiente de dilatação térmica, calor específico e condutividade térmica também variam com a elevação da temperatura. O coeficiente de dilatação térmica está diretamente relacionado com o comportamento estrutural em situação de incêndio, visto que o valor deste coeficiente influencia nos valores das solicitações devido às dilatações térmicas e gradientes térmicos que ocorrerem nos elementos estruturais durante um incêndio. A condutividade térmica e o calor específico se relacionam com a difusão do calor através do elemento estrutural, resultando em uma menor ou maior propensão deste ser aquecido. Um elemento em aço, por possuir uma elevada condutividade térmica, absorve calor mais rapidamente e não exibe gradientes térmicos tão altos como um elemento de concreto (O'CONNOR, 1995).

Neste capítulo será abordada a variação das propriedades mecânicas e térmicas do aço com a evolução da temperatura e a influência dessas propriedades no comportamento

estrutural. Será mostrado também os valores dessas propriedades recomendados pela NBR 14323 (ABNT, 1999) para se efetuar o dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio. Finalmente, será mostrado o método para se determinar a elevação da temperatura do aço com o tempo, quando se emprega a curva do incêndio padrão, recomendado pela NBR 14323, tanto para elementos estruturais sem proteção quanto para elementos estruturais com proteção térmica.

4.2. Curvas Tensão-Deformação dos Aços e Resistência ao Escoamento

As curvas tensão-deformação dos aços a temperaturas elevadas podem ser determinadas experimentalmente por dois processos. No primeiro método o corpo de prova é mantido a temperatura constante e aumenta-se a tensão até se obter a ruptura. Por este processo a curva tensão-deformação do aço é obtida diretamente para cada temperatura, bem como a tensão de ruptura do aço (figura 4.1).

No segundo método o corpo de prova tem sua tensão mantida constante e sua temperatura é elevada medindo-se as extensões até se atingir uma certa velocidade limite de deformação. Por este processo obtêm-se curvas temperatura-deformação para vários valores de tensão aplicado no corpo de prova, as quais podem depois ser convertidas em curvas tensão-deformação para cada temperatura. Neste segundo método, as curvas tensão-deformação obtidas para cada temperatura levam em conta o efeito da fluência (figura 4.2).

Mesmo os aços que à temperatura ambiente possuem diagramas tensão-deformação com patamar de escoamento nítido, comportam-se de modo diferente à altas temperaturas. Neste caso, o patamar de escoamento deixa de existir gradualmente à medida que a temperatura aumenta, conforme pode ser observado na figura 4.1. Sendo assim, a resistência ao escoamento do aço à temperatura elevada é definida com base no valor da tensão correspondente a uma deformação plástica de 0.2%, como é mostrado na figura 4.3.

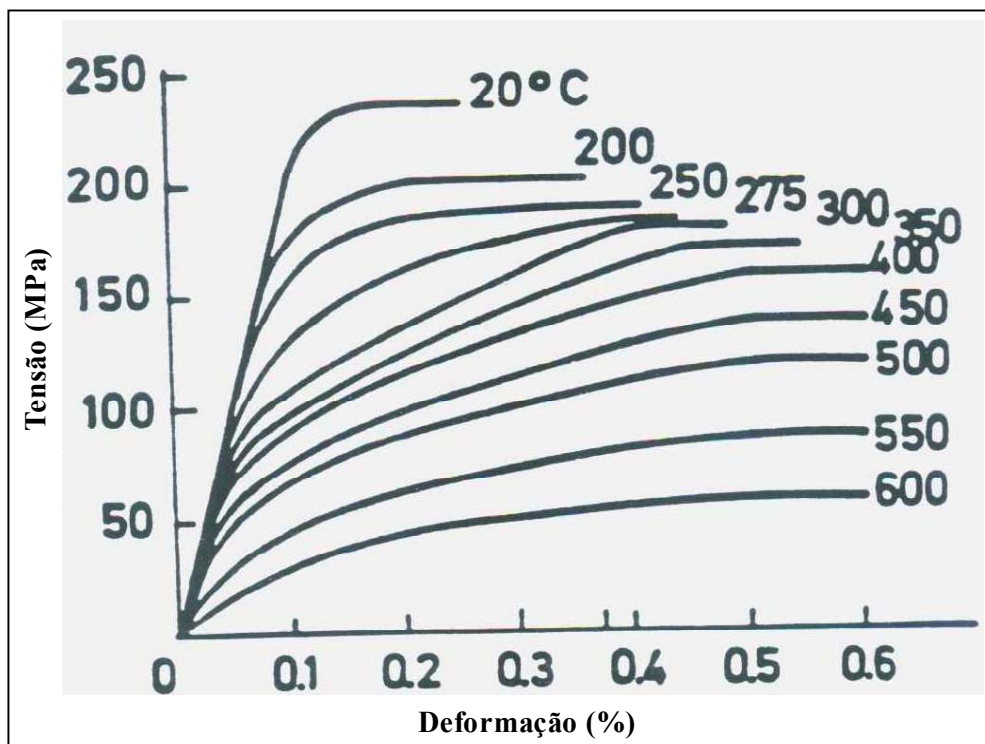


Figura 4.1 – Curvas tensão-deformação, para várias temperaturas, de um aço estrutural convencional (NEVES, 1994).

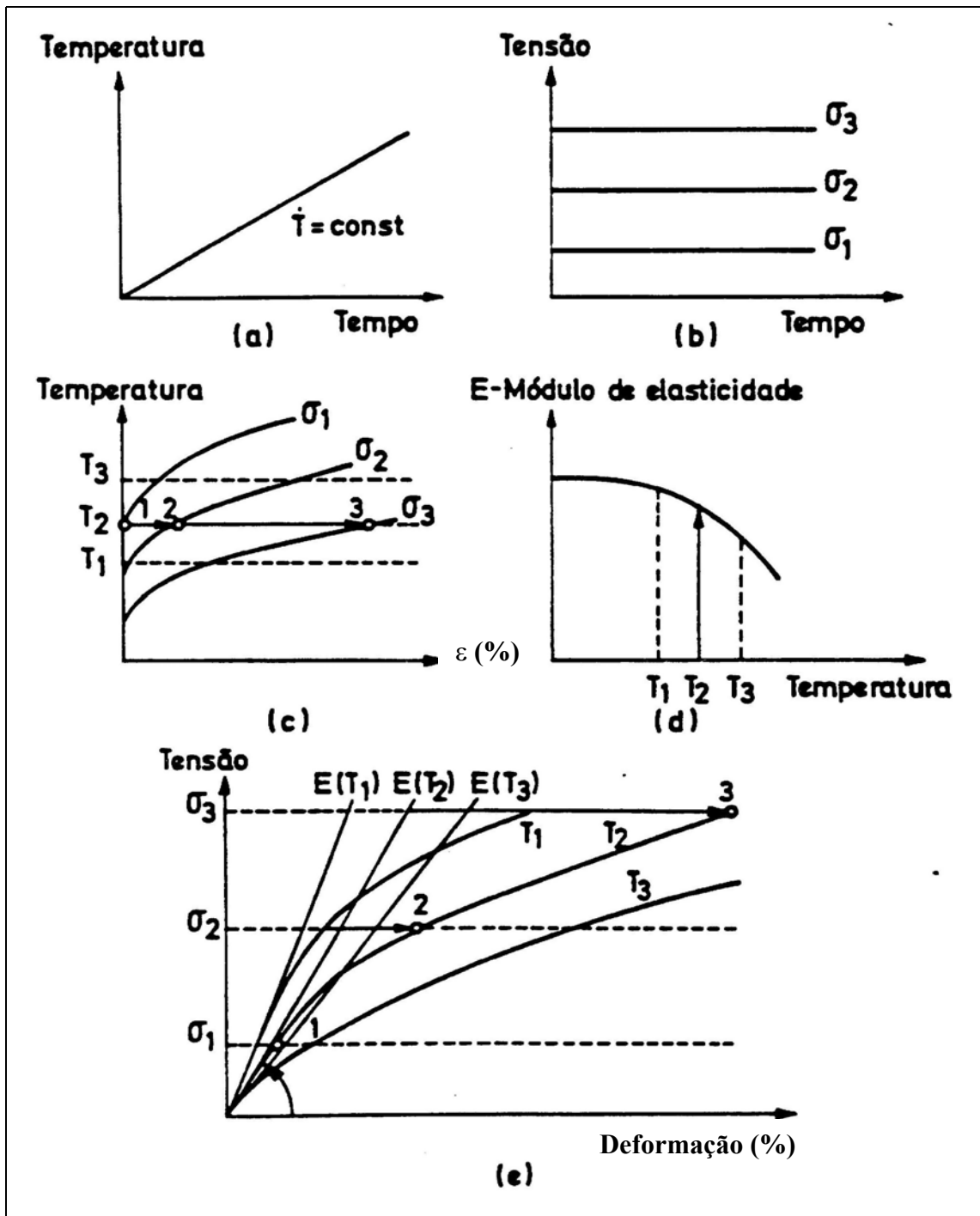


Figura 4.2 – (a) relação temperatura-tempo; (b) tensão mantida constante durante o ensaio; (c) curvas temperatura-deformação para as tensões aplicadas aos corpos de prova; (d) redução do módulo de elasticidade com a elevação da temperatura; (e) curvas tensão-deformação para cada temperatura e respectivos módulos de elasticidade (NEVES, 1994).

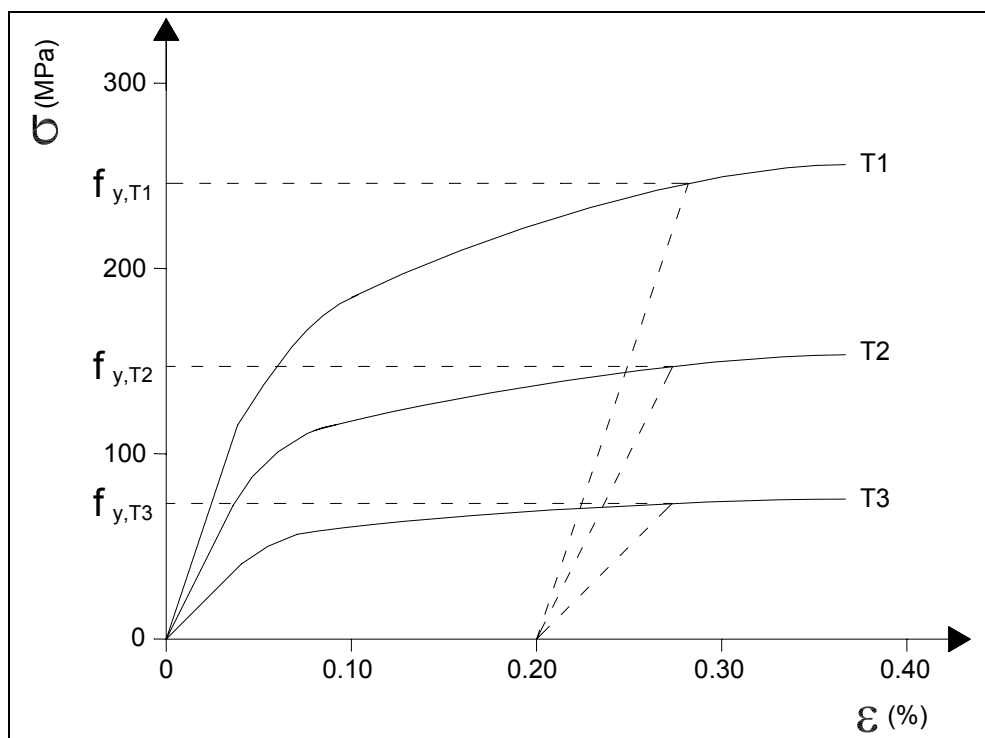


Figura 4.3 – Determinação da resistência ao escoamento à temperatura ambiente e temperatura elevada para aços com diagrama tensão-deformação sem patamar de escoamento definido ($T1 < T2 < T3$).

A resistência ao escoamento do aço se reduz com o aumento da temperatura, e a taxa desta redução varia com o tipo do aço (sua composição química e processo de fabricação). A NBR 14323 recomenda que para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, utilizando aços previstos em normas brasileiras para uso estrutural, sejam utilizados os fatores de redução da resistência ao escoamento, $k_{y,\theta}$, conforme gráfico apresentado na figura 4.4.

O fator $k_{y,\theta}$ é a relação entre a resistência ao escoamento do aço à temperatura de incêndio ($f_{y,\theta}$) e a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente (f_y) como mostra a equação 4.1. Nesta equação, θ se refere à temperatura atingida pelo aço durante o incêndio.

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad (4.1)$$

4.3. Módulo de Elasticidade

A observação dos diagramas tensão deformação apresentados nas figuras 4.1 e 4.2 evidencia que associada à redução da resistência ao escoamento está também uma diminuição do valor do módulo de elasticidade do aço. A NBR 14323 recomenda que para o dimensionamento de estruturas de aço em situação de Incêndio, utilizando aços previstos em normas brasileiras para uso estrutural, sejam utilizados os fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) indicados na figura 4.5.

O fator $k_{E,\theta}$ é a relação entre o módulo de elasticidade do aço à temperatura de incêndio (E_θ) e o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente (E), como mostra a equação 4.2. Nesta equação, θ se refere a temperatura atingida pelo aço durante o incêndio.

$$k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad (4.2)$$

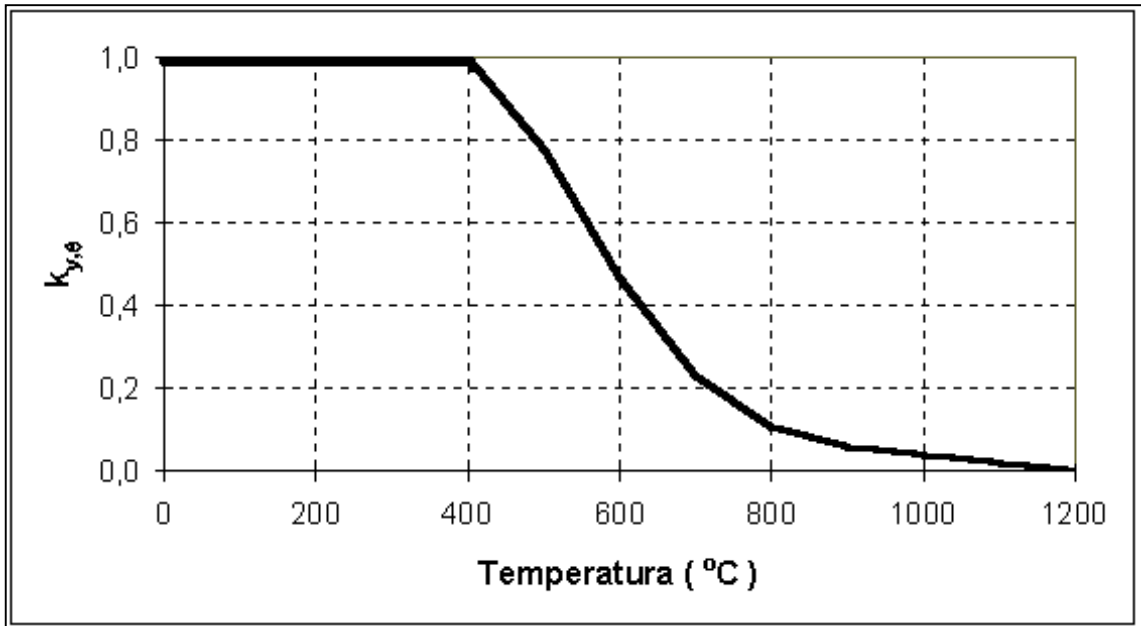


Figura 4.4 – Fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) recomendados pela norma NBR 14323 (ABNT, 1999).

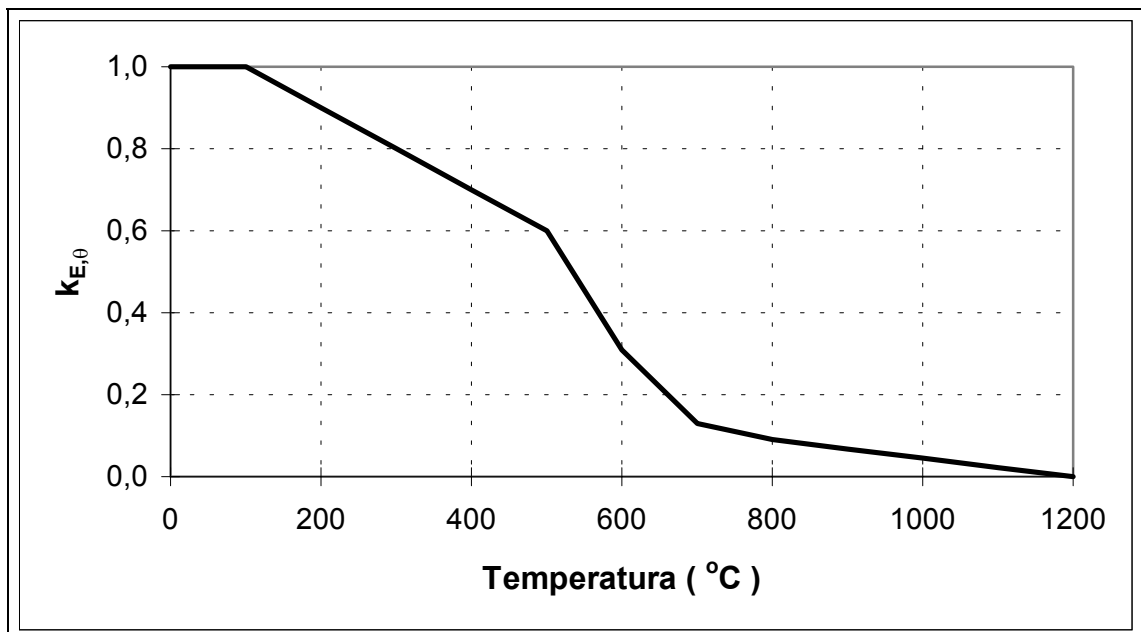


Figura 4.5 - Fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) recomendados pela norma NBR 14323 (ABNT, 1999).

A redução do módulo de elasticidade do aço ocasiona o aumento das deformações com o aumento da temperatura quando este está submetido a uma tensão constante. Este aumento das deformações tem um papel preponderante em peças de comportamento geometricamente não linear conduzindo, muitas vezes, ao seu colapso prematuro (NEVES, 1994).

A NBR 14323 estabelece em seu item 5.1.1.1.3 que caso algum aço estrutural possua variação da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade com a temperatura diferente dos gráficos apresentados nas figuras 4.4 e 4.5 respectivamente, os valores próprios destes aços poderão ser utilizados desde que obtidos através de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro, de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma estrangeira específica.

4.4. Coeficiente de Dilatação Térmica (α) e Alongamento (Δ/l)

O coeficiente de dilatação térmica linear do aço depende igualmente da temperatura, aumentando ligeiramente com esta. O conhecimento da sua variação com a temperatura tem interesse, especialmente em peças cujas ligações são de tal forma que a dilatação térmica se encontra total ou parcialmente impedidas, como é o caso das ligações rígidas. É um parâmetro fundamental para o cálculo das forças de restrição à dilatação térmica, as quais podem influenciar fortemente a capacidade resistente das peças e, por conseguinte, a sua resistência ao fogo (NEVES, 1994). Em termos gerais, este coeficiente não varia consideravelmente com a temperatura e, portanto, a suposição de um coeficiente de dilatação térmica constante ($\alpha = 14 \times 10^{-6} \text{ m/m.}^\circ\text{C}$) permite aproximações bem razoáveis das magnitudes das expansões térmicas do aço (O'CONNOR, 1995; LLEONAR, 1988).

A figura 4.6 mostra a variação do alongamento (Δ/l) do aço com a temperatura. Os valores representados em linha tracejada são sugeridos pela NBR 14323 caso seja adotado o método simplificado de cálculo. Neste caso $(\Delta/l) = \alpha (\theta_a - 20) = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20)$, onde θ_a é a temperatura do aço. Para cálculos mais rigorosos a NBR 14323 sugere

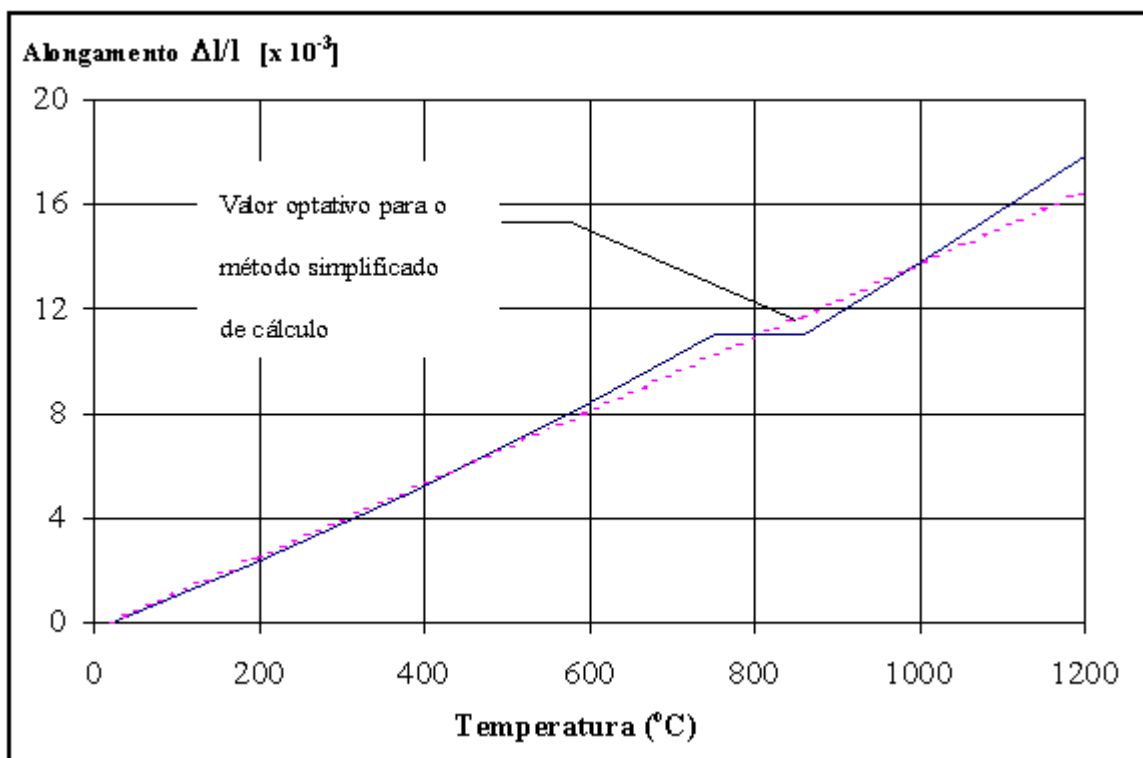


Figura 4.6 – Alongamento do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).

as expressões a seguir que representam a curva em linha contínua mostrada na figura 4.6.

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad (4.3)$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2} \quad (4.4)$$

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

$$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3} \quad (4.5)$$

Onde:

l é o comprimento a 20°C

Δl é a expansão térmica provocada pela temperatura

θ_a é a temperatura do aço, em grau Celsius.

4.5. Calor Específico

Para o cálculo da evolução das temperaturas em perfis de aço é imprescindível o conhecimento do valor do calor específico (c_a) do aço, o qual aumenta com a temperatura. A figura 4.7 mostra a variação do calor específico do aço com o aumento da temperatura e o valor sugerido pela NBR 14323 caso seja adotado o método simplificado de cálculo, neste caso c_a pode ser considerado constante e igual a

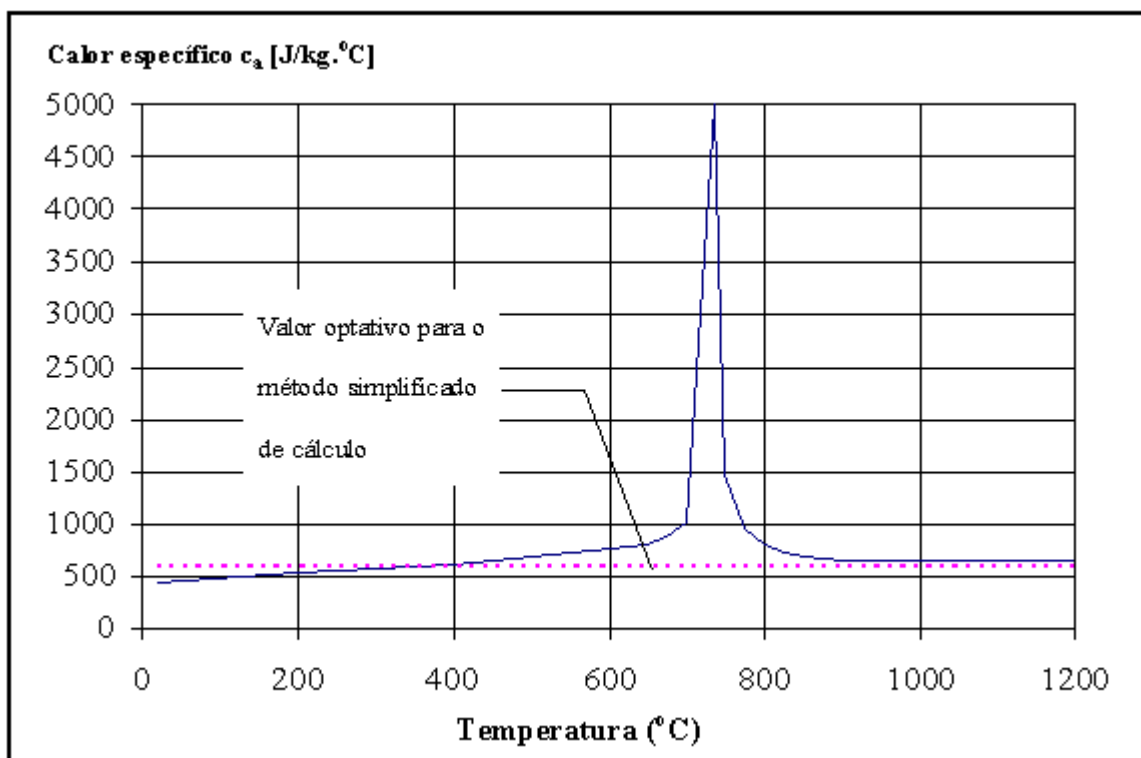


Figura 4.7 - Calor específico do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).

600J/kg.°C. Para cálculos mais rigorosos a NBR 14323 sugere as expressões a seguir que representam a curva em linha contínua mostrada na figura 4.7.

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

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (4.6)$$

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

$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \quad (4.7)$$

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

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \quad (4.8)$$

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

$$c_a = 650 \quad (4.9)$$

Onde:

θ_a é a temperatura do aço, em grau Celsius.

c_a é dado em J/kg°C.

4.6. Condutividade Térmica

O aço é um material de elevada condutividade térmica. Quando comparada com a condutividade térmica do concreto ou de outros materiais utilizados na construção metálica, como isolantes térmicos, ela pode ser considerada infinita (NEVES, 1994).

A figura 4.8 mostra a variação da condutividade térmica (λ_a) do aço com o aumento da temperatura e o valor adotado pela NBR 14323 caso o dimensionamento seja feito através do método simplificado de cálculo. Neste caso λ_a pode ser considerada constante e igual a 45 W/m.°C. Para cálculos mais rigorosos a NBR 14323 sugere as expressões a seguir que representam a curva em linha contínua mostrada na figura 4.8.

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

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \quad (4.10)$$

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

$$\lambda_a = 27,3 \quad (4.11)$$

Onde:

θ_a é a temperatura do aço, em grau Celsius.

λ_a é dado em W/m°C.

4.7. Elevação da Temperatura nos Aços

4.7.1. Definição

O cálculo da elevação da temperatura em elementos sujeitos à ação dos incêndios toma como base a curva temperatura-tempo padronizada dos gases (curva do incêndio padrão), figura 2.6. Pode-se porém, tomar-se a curva do incêndio natural que caracteriza o incêndio em questão, onde nesta leva-se em conta as propriedades reais do compartimento de incêndio e a densidade de carga de incêndio existente.

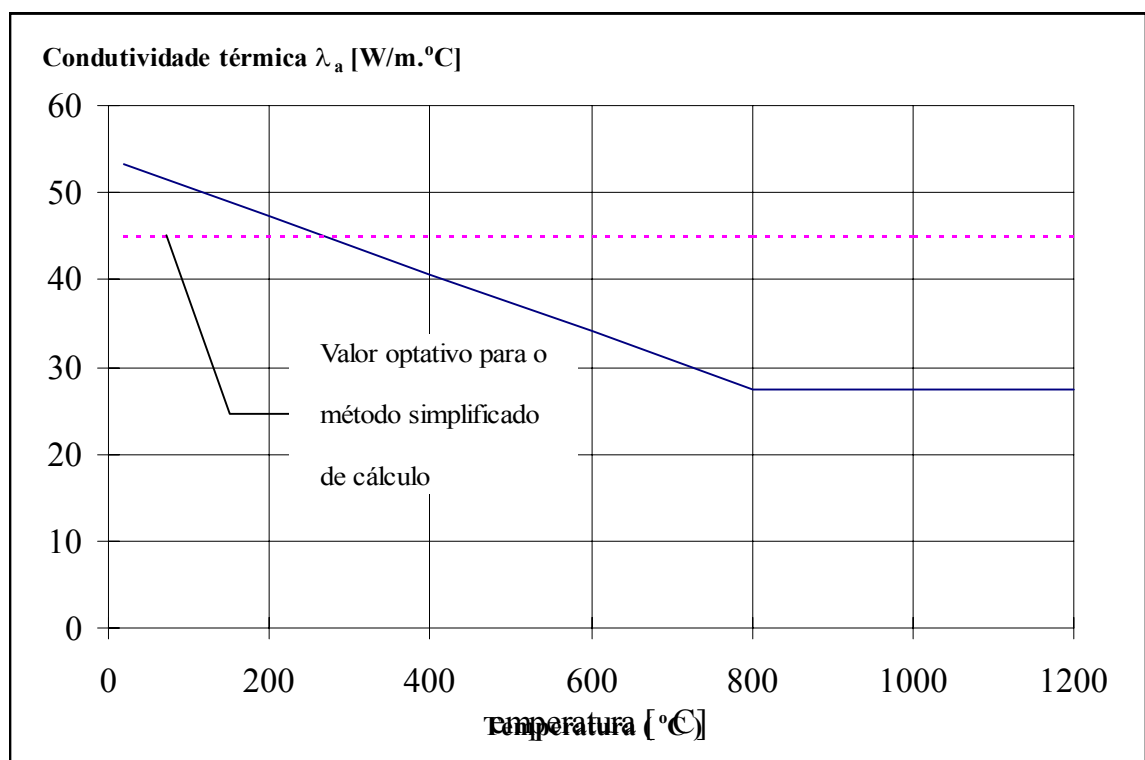


Figura 4.8 - Condutividade térmica do aço em função da temperatura (ABNT, 1999).

O cálculo da evolução das temperaturas em elementos estruturais de aço, protegidos ou não, é baseado em algumas hipóteses simplificadoras (NEVES, 1994):

- Supõe-se que o aço não oferece resistência à transmissão de calor, ou seja, em cada instante a temperatura é a mesma em todos os pontos do elemento estrutural. A elevada condutividade térmica do aço justifica plenamente esta hipótese, em especial para os perfis utilizados na prática. Quanto menor for a área da seção transversal em comparação com o perímetro exposto ao fogo, mais realista será esta hipótese.
- O fluxo de calor é unidimensional. Quanto menor for o efeito dos cantos, mais realista será esta hipótese, a qual é responsável por uma extraordinária simplificação dos cálculos.

4.7.2. Fator de massividade

O fator de massividade representa um papel importante na evolução da temperatura do aço. Quanto maior for a razão entre a área da superfície exposta ao fogo e o volume do elemento de aço, mais rápida será a evolução de temperatura.

O fator de massividade de um corpo é a relação entre sua área exposta ao fogo (A) e seu volume exposto ao fogo (V). Para barras prismáticas, o fator de massividade pode ser expresso pela relação entre o perímetro exposto ao fogo (u) e a área da seção transversal da barra (A) como mostra a equação 4.12.

$$F = \frac{u}{A} \quad (4.12)$$

Para barras envolvidas por materiais de proteção contra incêndio, o fator de massividade é dado pela equação 4.13 a seguir:

$$F = \frac{u_m}{A} \quad (4.13)$$

Onde u_m é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio.

As tabelas IV.1 e IV.2 (ABNT, 1999) fornecem expressões empregadas para a determinação dos fatores de massividade de alguns perfis, sem proteção e com proteção contra incêndio respectivamente, usualmente utilizados na construção civil.

4.7.3. Elementos estruturais sem proteção (ABNT, 1999)

Para uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal, a elevação 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:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad (4.14)$$

Onde:

- u/A é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio (m^{-1});
- ρ_a é a massa específica do aço (kg/m^3);
- c_a é o calor específico do aço ($J/kg^\circ C$);
- φ é o valor do fluxo de calor por unidade de área (W/m^2);
- Δt é o intervalo de tempo (s).

O valor de φ , em watt por metro quadrado, é dado por:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad (4.15)$$

Tabela IV.1 – Fator de massividade para elementos estruturais sem proteção.

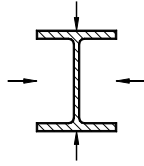
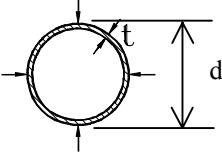
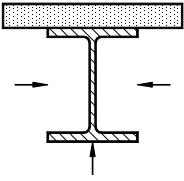
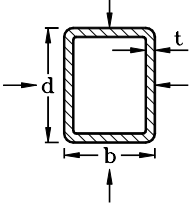
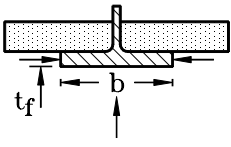
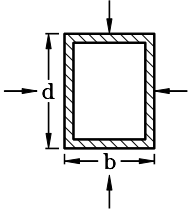
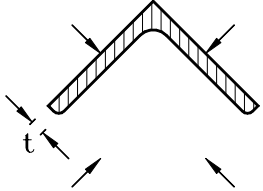
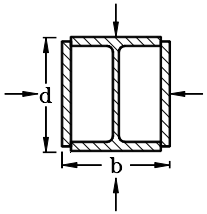
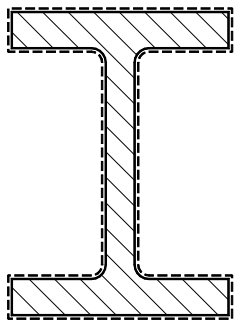
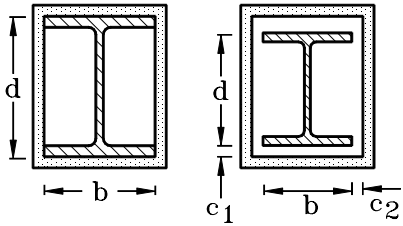
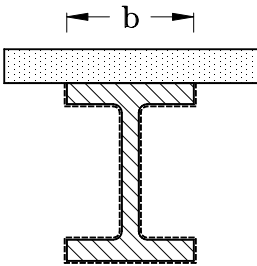
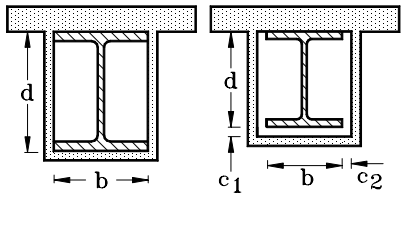
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<p>Seção tubular de forma circular exposta ao incêndio por todos os lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{d}{t(d-t)}$ 
<p>Seção aberta exposta ao incêndio por três lados:</p> $\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro exposto ao incêndio}}{\text{área da seção transversal}}$ 	<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> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 
<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> $\frac{u}{A} = \frac{2(b+d)}{\text{área da seção transversal}}$ 

Tabela IV.2 – Fator de massividade para elementos estruturais com proteção (ABNT, 1999).

Situação	Descrição	Fator de massividade (u_m/A)
	<p>Proteção tipo contorno de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados</p>	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço}}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	<p>Proteção tipo caixa¹, de espessura uniforme exposta ao incêndio por todos os lados</p>	$\frac{2(b + d)}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	<p>Proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados</p>	$\frac{\text{perímetro da seção da peça de aço} - b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
	<p>Proteção tipo caixa¹, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados</p>	$\frac{2d + b}{\text{área da seção da peça de aço}}$
<p>¹ Para c_1 e c_2 superior a $d/4$, deve-se utilizar bibliografia especializada</p>		

com

$$\varphi_c = \alpha_c (\theta_g - \theta_a) \quad (4.16)$$

e

$$\varphi_r = 5,67 \times 10^{-8} \varepsilon_{res} \left[(\theta_g + 273)^4 - (\theta_a + 273)^4 \right] \quad (4.17)$$

Onde:

- φ_c é o componente do fluxo de calor devido à convecção (W/m^2);
- φ_r é o componente do fluxo de calor devido à radiação (W/m^2);
- α_c é o coeficiente de transferência de calor por convecção, igual a $25 W/m^2 \text{ } ^\circ C$;
- θ_g é a temperatura dos gases, em grau Celsius;
- θ_a é a temperatura na superfície do aço, em grau Celsius;
- ε_{res} é a emissividade resultante, podendo ser tomada igual a 0,5.

Para se obter uma boa precisão dos valores de $\Delta\theta_{a,t}$ (Eq. 4.14), o valor de Δt não pode ser tomado maior que $25000(u/A)^{-1}$. No entanto, recomenda-se não tomar Δt superior a 5 segundos.

Observa-se que a transmissão de calor para um elemento estrutural de aço sem proteção contra incêndio ocorre principalmente por convecção e radiação.

4.7.4. Elementos estruturais com proteção (ABNT, 1999)

A elevação 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:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m (u_m / A)}{t_m c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{1 + \xi / 3} \Delta t - (e^{\xi/10} - 1) \Delta\theta_{g,t}, \text{ para } \Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad (4.18)$$

com

$$\xi = \frac{c_m \rho_m t_m (u_m / A)}{c_a \rho_a} \quad (4.19)$$

Onde:

- u_m/A é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio (m^{-1});
- u_m é o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio (perímetro da face interna do material de proteção contra incêndio, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço) (m);
- A é a área da seção transversal do elemento estrutural (m^2);
- c_a é o calor específico do aço ($J/kg^\circ C$);
- c_m é o calor específico do material de proteção incêndio ($J/kg^\circ C$);
- t_m é a espessura do material de proteção contra incêndio (m);
- $\theta_{a,t}$ é a temperatura do aço no tempo t, em grau Celsius;
- $\theta_{g,t}$ é a temperatura dos gases no tempo t, em grau Celsius;
- λ_m é a condutividade térmica do material de proteção contra incêndio ($W/m^\circ C$);
- ρ_a é a massa específica do aço (kg/m^3);
- ρ_m é a massa específica do material de proteção contra incêndio (kg/m^3);
- Δt é o intervalo de tempo (s).

Para se obter uma boa precisão dos valores de $\Delta\theta_{a,t}$ (Eq. 4.18), o valor de Δt não pode ser tomado maior que $25000(u_m/A)^{-1}$. No entanto, recomenda-se não tomar Δt superior a 30 segundos.

Observa-se que a redução da transferência de calor para o aço, ou seja, a eficiência do material de proteção contra incêndio é tanto maior quanto menor for a condutividade térmica e quanto maior for a massa específica e o calor específico do material de proteção contra incêndio.

Capítulo 5

Dimensionamento em Situação de Incêndio

5.1. Generalidades (NEVES, 1994)

Durante a ocorrência de um incêndio em uma edificação, a sua ação é refletida diretamente nos elementos estruturais que constituem o compartimento de incêndio, e indiretamente em zonas mais ou menos afastadas do mesmo. No início do incêndio, toda a estrutura do edifício encontra-se submetida a um certo estado de deformação e, portanto, sob um determinado estado de tensão. A este estado de tensão inicial sobrepõe-se um novo estado de tensão, resultante do aquecimento diferencial a que os elementos estruturais e a própria estrutura ficam submetidos, e conseqüentemente, a estrutura fica submetida a um novo estado de deformação.

Além disso, as propriedades mecânicas dos materiais que constituem os elementos estruturais degradam-se com o aumento da temperatura. Isto significa que, um elemento sujeito a um estado de tensão constante, terá a sua resistência esgotada ao fim de um certo espaço de tempo, entrando portanto em colapso.

Devido a isto, os elementos estruturais de um edifício em aço devem ter suas resistências verificadas para o caso da ocorrência de um incêndio. Os regulamentos de segurança contra o fogo, dos países em que este assunto se encontra mais desenvolvido, estabelecem recomendações de ordem prática e regras simplificadas de cálculo da resistência ao fogo de elementos estruturais.

5.2. Dimensionamento em Situação de Incêndio de Estruturas em Aço no Brasil (FAKURY, 2001)

Em 1995, um grupo de pesquisadores de algumas universidades brasileiras, como a UFMG, UFOP e USP, começaram a desenvolver estudos e pesquisas sobre o dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio, a partir dos quais foi desenvolvida a norma brasileira. Esta norma editada pela ABNT em junho de 1999 recebeu a designação de NBR 14323 e tem como título "Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio".

A NBR 14323 fixa as condições de segurança a serem atendidas para o dimensionamento em situação de incêndio de elementos de estruturas de aço, constituídos por perfis laminados, perfis soldados não-híbridos, além de elementos estruturais mistos como vigas mistas, pilares mistos e lajes de concreto com forma de aço incorporada (ABNT, 1999).

5.3. Dimensionamento

5.3.1. Generalidades

Neste item será descrito resumidamente o método simplificado de cálculo apresentado pela NBR 14323 (ABNT, 1999) em seu item 8. A abordagem será enfocada no dimensionamento de barras prismáticas de aço submetidas a solicitações de tração, compressão, flexão e solicitações combinadas. Será realizado também um resumo do dimensionamento de vigas mistas já que no presente trabalho algumas vigas serão dimensionadas como tal. Considerando que as edificações a serem analisadas neste trabalho (veja capítulo 7) possuem lajes mistas, será enfocada o dimensionamento de vigas mistas, sendo estas formadas por um perfil de aço sobreposto por uma laje de concreto com forma de aço incorporada (laje mista). Neste caso, parte da laje mista resiste ao momento fletor juntamente com o perfil de aço.

Como pré-requisito ao dimensionamento em situação de incêndio, os elementos estruturais descritos anteriormente, devem ter sido dimensionados à temperatura ambiente segundo os procedimentos definidos pela norma NBR 8800 (ABNT, 1986).

5.3.2. Capacidade estrutural

As condições de segurança de uma estrutura em situação de incêndio podem ser expressas por:

$$\Phi(S_{fi,d}, R_{fi,d}) \geq 0 \quad (5.1)$$

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

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (5.2)$$

Onde:

$S_{fi,d}$ é a sollicitação de cálculo em situação de incêndio;

$R_{fi,d}$ é a resistência de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio.

A resistência de cálculo em situação de incêndio, $R_{fi,d}$, não pode ser tomada com valor superior à resistência de cálculo à temperatura ambiente determinada conforme a NBR 8800.

Para se determinar as sollicitações de cálculo em situação de Incêndio ($S_{fi,d}$), as combinações de ações para os estados limites últimos em situação de incêndio devem ser consideradas como combinações últimas excepcionais e obtidas de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 1984). Isto se deve ao fato de que as ações transitórias

excepcionais, ou seja, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio, têm um tempo muito pequeno de atuação.

As solicitações de cálculo em situação de incêndio, podem ser obtidas para cada tipo de estrutura, através das seguintes expressões:

- 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:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,2F_Q \quad (5.3)$$

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

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,4F_Q \quad (5.4)$$

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

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,6F_Q \quad (5.5)$$

Onde:

F_G é o valor nominal da ação permanente;

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

F_Q é o valor nominal das ações variáveis devidas às cargas acidentais;

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

- 1,1 para ação permanente desfavorável de pequena variabilidade;

- 1,2 para ação permanente desfavorável de grande variabilidade;
 - 1,0 para ação permanente favorável de pequena variabilidade;
 - 0,9 para ação permanente favorável de grande variabilidade.
- As barras de contraventamento deverão ser dimensionadas para a seguinte combinação de ações:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi} + F_{Q,exc} + 0,5F_W \quad (5.6)$$

Onde F_W é o valor nominal das ações devidas ao vento determinadas conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Para a determinação das solicitações nominais devido as ações térmicas, $F_{Q,exc}$, admite-se que:

- 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. Caso seja usada a curva temperatura-tempo dos gases, curva do incêndio padrão, os efeitos das expansões térmicas das barras 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. O gradiente térmico ao longo da altura do perfil, varia linearmente entre a temperatura das duas mesas.
- Em elementos estruturais com proteção tipo caixa, o gradiente térmico pode ser desprezado. Para vigas mistas de perfis I duplamente simétricos, sobrepostos por uma laje com forma de aço incorporada, o gradiente térmico também poderá ser desprezado, já que ambas as mesas terão o mesmo fator de massividade, o que fará com que atinjam as mesmas temperaturas.

- Pode-se determinar os esforços solicitantes devido ao gradiente térmico, utilizando o módulo de elasticidade do aço constante e igual ao seu valor em temperatura elevada em todos os elementos afetados pelo incêndio.

5.3.3. Barras tracionadas

Segundo a NBR 14323 (ABNT, 1999), para uma barra axialmente tracionada com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento, a resistência de cálculo ($N_{fi,Rd}$) em um tempo (t) igual ao TRRF de projeto é, para o estado limite último de escoamento da seção bruta, igual a:

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y \quad (5.7)$$

Onde:

- $k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_a (Eq. 4.1);
- A_g é a área bruta da seção transversal da barra.
- f_y é a resistência ao escoamento do aço.
- $\phi_{fi,a}$ é o coeficiente de resistência do aço.

5.3.4. Barras comprimidas

Para que uma barra axialmente comprimida, seja dimensionada pela NBR 14323, deve-se assegurar que os elementos componentes de sua seção transversal não possuam relações b/t superiores aos valores dados na tabela 1 (apresenta os valores limites das relações largura/espessura dos elementos que formam a seção metálica) da NBR 8800 para seções classe 3.

A resistência de cálculo $N_{fi,Rd}$ de uma barra comprimida axialmente com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento é para o estado limite último de instabilidade igual a:

$$N_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{\rho_{fi} k_{y,\theta} A_g f_y}{\kappa_a} \quad (5.8)$$

Onde:

ρ_{fi} é o fator de redução da resistência à compressão em situação de incêndio, determinado conforme a NBR 8800, mas usando-se:

- sempre a curva c (curva de flambagem), independentemente do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em relação ao qual esta instabilidade ocorre;
- o parâmetro de esbeltez $\bar{\lambda}_\theta$ para a temperatura θ_a dado por:

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{k_{y,\theta} / k_{E,\theta}} \quad (5.9)$$

Onde:

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

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_a (Eq. 4.1);

$k_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a (Eq. 4.2);

κ_a , é um fator de correção empírico da resistência da barra em temperatura elevada, e possui os seguintes valores:

$$- \text{ para } 0 \leq \bar{\lambda}_\theta \leq 0,2 \quad : \quad \kappa_a = 1,0 + \bar{\lambda}_\theta \quad (5.10)$$

$$- \text{ para } \bar{\lambda}_\theta > 0,2 \quad : \quad \kappa_a = 1,2 \quad (5.11)$$

O comprimento de flambagem para a situação de incêndio pode ser determinado como no projeto à temperatura ambiente.

5.3.5. Barras fletidas

Neste item será detalhado o dimensionamento ao momento fletor ($M_{fi,Rd}$) para seções transversais contidas no anexo D da norma NBR 8800, excetuando-se as seções transversais em forma de T.

Para que um elemento estrutural submetido a uma solicitação de momento fletor possa ser dimensionado em situação de incêndio pela NBR 14323, é necessário que os elementos componentes de sua seção transversal não sofram flambagem local em regime elástico em decorrência da atuação deste esforço. Ou seja, se aplica às situações em que o parâmetro de esbeltez λ dos elementos componentes da seção transversal (alma e mesa), não supere $\lambda_{r,fi}$ (parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento em temperatura elevada). Para tanto deve-se observar que:

- O valor do parâmetro de esbeltez λ para os estados limites últimos de flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA) e flambagem lateral com torção (FLT), em situação de incêndio, deve ser sempre determinado como no Anexo D da NBR 8800.
- Nas 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 obtenção de λ_p e λ_r à temperatura ambiente. Onde λ_p e λ_r são respectivamente os parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento a temperatura ambiente.
- Se a barra fletida não atender às condições expressas no item anterior, $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ devem ser determinados usando-se os procedimentos do Anexo D da NBR 8800

para obtenção de λ_p e λ_r à temperatura ambiente, mas multiplicando-se o valor do módulo de elasticidade (E) e do módulo de elasticidade transversal (G) por $k_{E,\theta}$ e os valores da resistência ao escoamento (f_y) e da tensão residual (f_r) por $k_{y,\theta}$.

Determina-se a resistência de cálculo ao momento fletor ($M_{fi,Rd}$) de uma barra fletida, exceto se a seção transversal tiver a forma de T, através da formulação a seguir:

- para FLM e FLA

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

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (5.12)$$

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

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (5.13)$$

- para FLT

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

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} M_{pl} \quad (5.14)$$

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

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{y,\theta}}{1,2} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}} \right] \quad (5.15)$$

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

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \frac{k_{E,\theta} M_{cr}}{1,2} \quad (5.16)$$

Onde:

$k_{y,\theta}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura θ_a (Eq. 4.1);

$k_{E,\theta}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura θ_a (Eq. 4.2);

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

M_{pl} é o momento de plastificação da seção transversal para projeto em temperatura ambiente;

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

κ_1 é um fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal, cujo valor é dado abaixo:

- 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 fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,40.

κ_2 é um fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento da barra, cujo valor é dado a seguir:

- nos apoios de uma viga estaticamente indeterminada: 1,15;

- em todos os outros casos: 1,00.

1,2 é um fator de correção empírico da resistência da barra em temperatura elevada.

Na determinação 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, por meio dos fatores κ_1 e κ_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 de correção empírico 1,2.

5.3.6. Barras submetidas à força cortante

Para perfis I, H, U e caixão, fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, a determinação da resistência de cálculo à força cortante em situação de incêndio se faz da seguinte forma:

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

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} V_{pl} \quad (5.17)$$

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

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} \frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} V_{pl} \quad (5.18)$$

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

$$V_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} \kappa_1 \kappa_2 k_{y,\theta} (1,28) \left(\frac{\lambda_{p,fi}}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \quad (5.19)$$

Onde:

λ é o parâmetro de esbeltez da alma, determinado como na subseção 5.5 da NBR 8800.

$\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ são, respectivamente, o parâmetro de esbeltez da alma correspondente à plastificação e o parâmetro de esbeltez da alma correspondente ao início do escoamento em situação de incêndio, determinados como na subseção 5.5 da NBR 8800, porém, multiplicando-se os valores do módulo de elasticidade (E) e da resistência ao escoamento (f_y), respectivamente por $k_{E,\theta}$ e $k_{y,\theta}$.

V_{pl} é a força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento determinada como na subseção 5.5 da NBR 8800. Os valores dos fatores de correção k_1 e k_2 são determinados de forma idêntica à apresentada anteriormente para as barras fletidas.

5.3.7. Barras submetidas à força normal e momentos fletores

Este item trata do dimensionamento em situação de incêndio de barras de aço cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria e estejam sujeitas aos efeitos combinados de força normal e momento fletor em torno de seus eixos principais de inércia da seção transversal. Para tanto, é necessário que a seção transversal tenha seus elementos componentes atendendo aos requisitos apresentados para os esforços isolados de força normal de compressão e momento fletor e, além disso, 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 seguinte expressão de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.20)$$

Onde:

$N_{fi,Sd}$ é a força normal de cálculo na barra em situação de incêndio e $N_{fi,Rd}$ é a resistência de cálculo à força normal em situação de incêndio, determinada conforme 5.3.3 para barras tracionadas, ou igual a $\phi_{fi,a} k_{y,\theta} A_g f_y$, para barras comprimidas;

$M_{x,fi,Sd}$ e $M_{y,fi,Sd}$ são os momentos fletores de cálculo, na seção considerada, em torno dos eixo x e y respectivamente.

$M_{x,fi,Rd}$ é a resistência de cálculo ao momento fletor, em torno do eixo x, determinada conforme 5.3.5, tomando 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 $N_{fi,Sd}$ for de compressão, como a seguir:

$$\lambda_{p,fi} = 3,5 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}} \left(1 - 2,8 \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} \right), \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} \leq 0,207 \quad (5.21)$$

$$\lambda_{p,fi} = 1,47 \sqrt{\frac{k_{E,\theta} E}{k_{y,\theta} f_y}}, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{A_g k_{y,\theta} f_y} > 0,207 \quad (5.22)$$

$M_{y,fi,Rd}$ é a resistência de cálculo ao momento fletor, em torno do eixo y, determinada conforme 5.3.5.

Quando atuarem no elemento estrutural força normal de compressão e momentos fletores, deve ser atendida, além da equação apresentada anteriormente, também a seguinte expressão de interação:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ex}} \right) M_{x,fi,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,fi,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,ey}} \right) M_{y,fi,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.23)$$

Onde $N_{fi,Sd}$, $M_{x,fi,Sd}$, $M_{y,fi,Sd}$, $M_{x,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$ como definidos anteriormente e $N_{fi,Rd}$ é a resistência de cálculo à força normal de compressão determinada como em 5.3.4. C_{mx} e C_{my} devem ser determinados conforme a subseção 5.6 da NBR 8800. $N_{fi,ex}$ e $N_{fi,ey}$ são as cargas de flambagem elástica por flexão em situação de incêndio, respectivamente em torno dos eixos x e y. Para cada um destes eixos, tem-se:

$$N_{fi,e} = \frac{A_g k_{y,\theta} f_y}{\bar{\lambda}_\theta^2} \quad (5.24)$$

Onde:

A_g , f_y , $k_{y,\theta}$ e $\bar{\lambda}_\theta$, como definidos nos itens anteriores.

5.3.8. Vigas mistas

5.3.8.1. Generalidades

Neste item será descrito o dimensionamento de vigas mistas em situação de incêndio, que possuam o perfil de aço com seção transversal em forma de I e os elementos constituintes desta seção atendam aos seguintes requisitos:

- alma

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.25)$$

Onde h é a altura e t_w a espessura da alma, E é o módulo de elasticidade e f_y a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

- mesa comprimida

$$\lambda \leq \lambda_r \quad (5.26)$$

Onde λ e λ_r devem ser obtidos do anexo D da NBR 8800 para o estado limite último de flambagem local da mesa comprimida (FLM).

Para simplificação da apresentação deste item, será focado o dimensionamento de vigas mistas com perfis de aço em forma de I com dois eixos de simetria, sobrepostos por uma laje com forma de aço incorporada e com as nervuras apoiadas no sentido perpendicular a viga. Será considerado também somente o dimensionamento para a interação total entre a viga de aço e a laje de concreto. Caso seja necessária a aplicação de material de proteção contra incêndio no elemento estrutural, este será do tipo contorno.

5.3.8.2. Aquecimento da seção transversal da viga de aço

Quando a viga de aço não é protegida por material de proteção contra incêndio ou possui proteção do tipo contorno, a distribuição de temperatura deve ser tomada como não uniforme, com a seção transversal dividida em três partes (mesa inferior, alma e mesa superior) de acordo com a figura 5.1. Para a determinação da resistência de cálculo da viga mista, deve-se determinar a temperatura (θ_a) atingida pelas mesas dos perfis e da alma durante o TRRF de projeto. O cálculo do fator de massividade u/A ou u_m/A das mesas do perfil metálico pode ser feito como a seguir:

para a mesa inferior: u/A ou $u_m/A = 2(b_{fi} + t_{fi})/b_{fi}t_{fi}$ (5.27)

para a mesa superior:

- sobreposta por laje maciça: u/A ou $u_m/A = (b_{fs} + 2t_{fs})/b_{fs}t_{fs}$ (5.28)

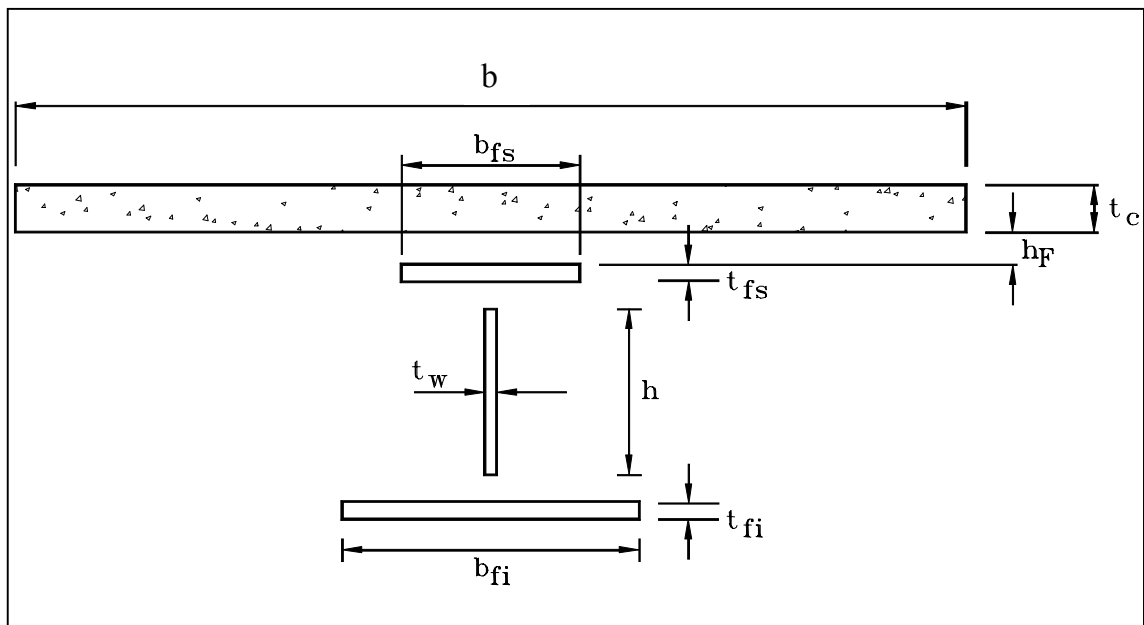


Figura 5.1 – Divisão da viga de aço para distribuição de temperatura (ABNT, 1999).

- sobreposta por laje com forma metálica incorporada:

$$u/A \text{ ou } u_m/A = 2(b_{fs} + t_{fs})/b_{fs}t_{fs} \quad (5.29)$$

A temperatura da alma pode ser considerada igual à temperatura da mesa inferior.

Sendo que a NBR 14323 admite considerar que a temperatura da alma seja igual à temperatura da mesa inferior, no caso de perfis I duplamente simétricos sobrepostos por uma laje com forma de aço incorporada, a temperatura ao longo da altura da seção transversal do perfil pode ser considerada constante.

A elevação da temperatura na mesa superior e inferior, sem ou com proteção contra incêndio pode ser determinada como nos itens 8.5.1.1 e 8.5.1.2. da NBR 14323.

5.3.8.3. Aquecimento da seção transversal da laje de concreto

A distribuição pode ser obtida através da tabela V.1, dividindo-se a altura da laje (h_{ef}) em um máximo de 14 fatias sendo que cada fatia tenha uma espessura máxima conforme definido na tabela V.1. A distribuição de temperatura pode ser tomada constante ao longo da largura efetiva b da laje de concreto.

A espessura efetiva para uma laje com forma de aço incorporada deverá ser calculada pela seguinte equação:

$$h_{ef} = h_1 + \frac{h_2}{2} \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \quad (5.30)$$

Onde as dimensões h_1 , h_2 , l_1 , l_2 e l_3 são definidas na figura 5.2. Se $l_3 > 2l_1$, a espessura efetiva deverá ser tomada igual a h_1 .

Tabela V.1. - Variação de temperatura na altura da laje de concreto com o tempo (em minutos), quando submetida ao incêndio padrão (ABNT, 1999).

Folia j	Altura y (mm)	Temperatura θ_c [°C] após um tempo de duração do incêndio, em minutos, de					
		30'	60'	90'	120'	180'	240'
1	≤ 5	535	705	754	754	754	754
2	5 a 10	470	642	738	754	754	754
3	10 a 15	415	581	681	754	754	754
4	15 a 20	350	525	627	697	754	754
5	20 a 25	300	469	571	642	738	754
6	25 a 30	250	421	519	591	689	740
7	30 a 35	210	374	473	542	635	700
8	35 a 40	180	327	428	493	590	670
9	40 a 45	160	289	387	454	549	645
10	45 a 50	140	250	345	415	508	550
11	50 a 55	125	200	294	369	469	520
12	55 a 60	110	175	271	342	430	495
13	60 a 80	80	140	220	270	330	395
14	≥ 80	60	100	160	210	260	305

Notas:
1) No caso de laje maciça de concreto, a altura h é igual à espessura da laje t_c .

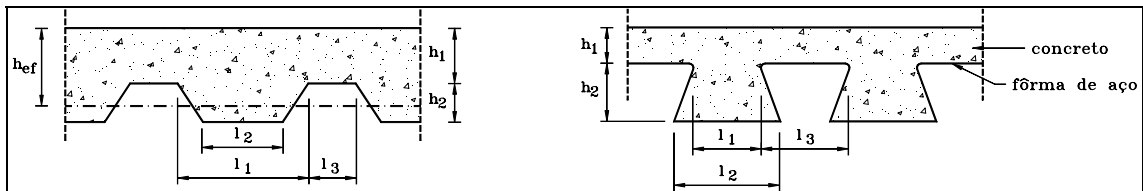


Figura 5.2 - Dimensões da seção transversal da laje (ABNT, 1999).

Simplificadamente, pode-se considerar a temperatura uniforme ao longo da altura da laje de concreto, sendo esta igual a:

$$\theta_c = \frac{1}{h_{ef}} \sum_{j=1}^n \theta_{c,j} e_j \quad (5.31)$$

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

5.3.8.4. Resistência dos conectores de cisalhamento

A resistência nominal de um conector de cisalhamento em situação de incêndio, Q_{fi} , deve ser determinada como na NBR 8800, mas substituindo-se:

- f_{ck} e E_c do concreto à temperatura ambiente por $k_{c,\theta} f_{ck}$ e $E_{c,\theta}$, respectivamente. Onde, o fator de redução em temperatura elevada da resistência característica à compressão do concreto ($k_{c,\theta}$) e o módulo de elasticidade do concreto de densidade normal à temperatura de incêndio ($E_{c,\theta}$) podem ser determinados como mostrado a seguir, ambos para uma temperatura equivalente a 40% da temperatura da mesa superior da viga de aço;
- f_u do aço do conector à temperatura ambiente pelo produto $k_{y,\theta} f_u$. Onde $k_{y,\theta}$ deve ser obtido para uma temperatura equivalente a 80% da temperatura da mesa superior da viga de aço.

O módulo de elasticidade do concreto de densidade normal, em MPa, em qualquer temperatura, pode ser estimado por:

$$E_{c,\theta} = k_{E_c,\theta} E_{c,20} \quad (5.32)$$

Nesta expressão:

$k_{E_c,\theta}$ é o fator de redução, relativo ao valor a 20°C, do módulo de elasticidade do concreto, cujo valor pode ser determinado por:

$$k_{E_c,\theta} = \sqrt{k_{c,\theta}} \quad (5.33)$$

Onde $k_{c,\theta}$ é o fator de redução da resistência característica à compressão do concreto de densidade normal, apresentado na figura 5.3. Neste caso $k_{c,\theta}$ é a relação entre a resistência característica à compressão do concreto a uma temperatura θ ($f_{ck,\theta}$) e à temperatura ambiente (f_{ck}).

$E_{c,20}$ é o módulo de elasticidade do concreto a 20°C, cujo valor pode ser determinado por:

$$E_{c,20} = (42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}) \quad (5.34)$$

Onde γ_c é o peso específico do concreto em kN/m³ (valor mínimo previsto de 15kN/m³) e f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente.

5.3.8.5. Resistência de cálculo ao momento fletor

A resistência de cálculo ao momento fletor das vigas mistas em situação de incêndio, $M_{fi,Rd}$, nas regiões de momentos fletores positivos é dado por:

$$M_{fi,Rd} = \phi_{fi,a} M_{fi,n} \quad (5.35)$$

Onde o coeficiente de resistência $\phi_{fi,a}$ é igual a 1,00 e $M_{fi,n}$ é a resistência nominal ao momento fletor.

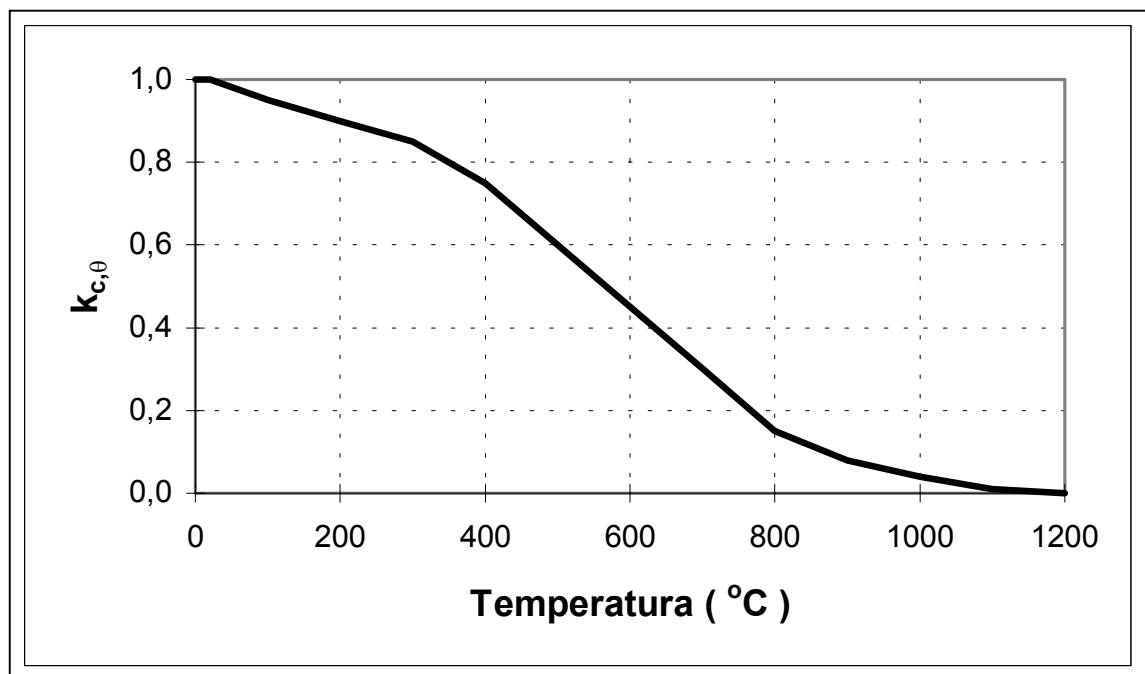


Figura 5.3 - Variação dos fatores de redução da resistência característica à compressão do concreto com a temperatura (ABNT, 1999).

5.3.8.6. Resistência nominal ao momento fletor positivo

a) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto
(figura 5.4)

Ocorre se:

$$Q_{fi,n} \geq (Af_y)_{fi,a} \quad (5.36)$$

e

$$0,85k_{c,\theta} f_{ck} b t_c \geq (Af_y)_{fi,a} \quad (5.37)$$

com

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta_i}(b_{fi} t_{fi} + h t_w) + k_{y,\theta_s}(b_{fs} t_{fs})] f_y \quad (5.38)$$

onde k_{y,θ_i} e k_{y,θ_s} são os fatores de redução da resistência ao escoamento do aço às temperaturas θ_i e θ_s . A temperatura θ_i é aquela correspondente à mesa inferior e a alma e a temperatura θ_s refere-se a mesa superior da viga de aço.

Neste caso, tem-se que:

$$T_{fi} = (Af_y)_{fi,a} \quad (5.39)$$

$$C_{fi} = 0,85k_{c,\theta} f_{ck} b a \quad (5.40)$$

e, deve ser atendida a condição de equilíbrio:

$$T_{fi} = C_{fi} \quad (5.41)$$

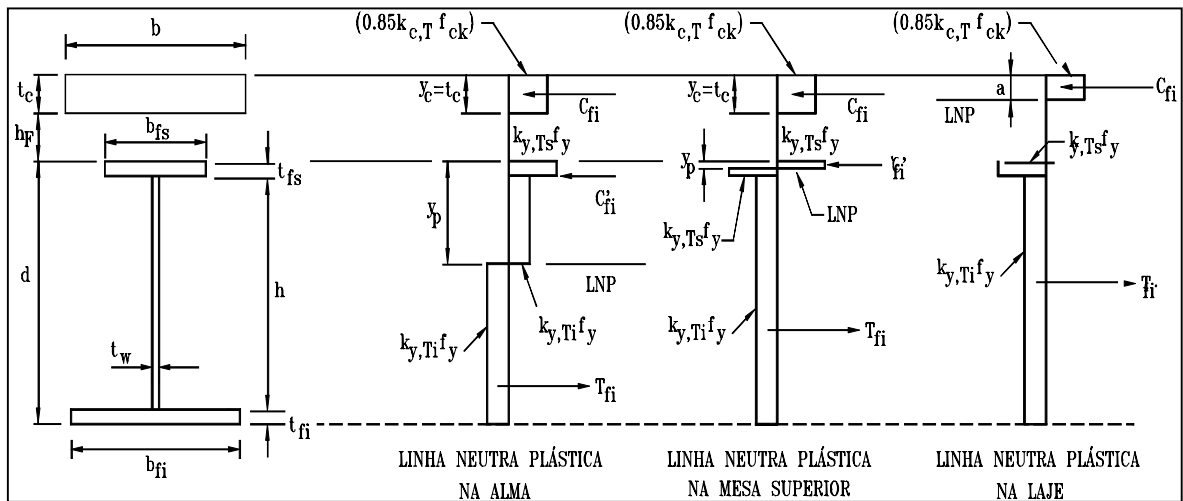


Figura 5.4 - Distribuição de tensões em temperatura elevada para interação completa (ABNT, 1999).

Assim

$$a = \frac{(Af_y)_{fi,a}}{0,85k_{c,\theta}f_{ck}b} \leq t_c \quad (5.42)$$

$$M_{fi,n} = k_{y,\theta i} f_y \left[(b_{fi} t_{fi}) \left(d + h_F + t_c - \frac{t_{fi} + a}{2} \right) + (ht_w) \left(t_{fs} + h_F + t_c + \frac{h - a}{2} \right) \right] + \\ + k_{y,\theta s} f_y (b_{fs} t_{fs}) \left(h_F + t_c + \frac{t_{fs} - a}{2} \right) \quad (5.43)$$

b) Interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço (figura 5.4)

Ocorre se:

$$Q_{fi,n} \geq C_{fi} \quad (5.44)$$

e

$$(Af_y)_{fi,a} \geq 0,85k_{c,\theta}f_{ck}bt_c \quad (5.45)$$

com

$$C_{fi} = 0,85k_{c,\theta}f_{ck}bt_c \quad (5.46)$$

$$(Af_y)_{fi,a} = [k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w) + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})]f_y \quad (5.47)$$

Neste caso, as resultantes de compressão e de tração na viga de aço são representadas por C'_{fi} e T_{fi} , respectivamente, e deve-se ter:

$$T_{fi} = C_{fi} + C'_{fi} \quad (5.48)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço, y_p , e a resistência nominal ao momento fletor $M_{fi,n}$, podem ser assim determinadas:

para $C_{fi} + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})f_y > k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na mesa superior, e

$$y_p = \frac{1(Af_y)_{fi,a} - C_{fi}}{2 k_{y,\theta s}b_{fs}f_y} \quad (5.49)$$

$$M_{fi,n} = C_{fi} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta s} f_y b_{fs} \left[\frac{y_p^2 + (t_{fs} - y_p)^2}{2} \right] + k_{y,\theta i} f_y \left[(b_{fi}t_{fi}) \left(d - \frac{t_{fi}}{2} - y_p \right) + (ht_w) \left(\frac{h}{2} + t_{fs} - y_p \right) \right] \quad (5.50)$$

com

$$y_c = t_c \quad (5.51)$$

para $C_{fi} + k_{y,\theta s}(b_{fs}t_{fs})f_y < k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w)f_y$, a linha neutra se situará na alma, e

$$y_p = \frac{1[k_{y,\theta i}(b_{fi}t_{fi} + ht_w + 2t_{fs}t_w) - k_{y,\theta s}b_{fs}t_{fs}]f_y - C_{fi}}{2 k_{y,\theta i}t_w f_y} \quad (5.52)$$

$$M_{fi,n} = C_{fi} \left(y_p + h_F + \frac{y_c}{2} \right) + k_{y,\theta s} f_y b_{fs} t_{fs} \left(y_p - \frac{t_{fs}}{2} \right) + k_{y,\theta i} f_y \left[t_w \frac{(y_p - t_{fs})^2 + (h - y_p + t_{fs})^2}{2} + b_{fi} t_{fi} \left(d - \frac{t_{fi}}{2} - y_p \right) \right] \quad (5.53)$$

com

$$y_c = t_c \quad (5.54)$$

Nas expressões dadas nos tópicos a e b as grandezas geométricas t_c , d , b_{fi} , b_{fs} , h , t_{fi} , t_{fs} e t_w estão representadas nas figuras 5.1 e 5.4, onde:

b é a largura efetiva da laje;

a é a espessura comprimida da laje;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

$Q_{fi,n}$ é o somatório das resistências individuais em incêndio $Q_{fi,t,n}$ dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;

h_F é a altura das nervuras da forma de aço;

y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

5.3.8.7. Resistência ao momento fletor negativo e à força cortante

A resistência ao momento fletor em regiões de momento negativo deve ser determinado desprezando-se a laje de concreto de acordo com o item 5.3.5. Já a resistência à força cortante deve ser determinada como em 5.3.6, para a temperatura da alma do perfil de aço determinado conforme item 5.3.8.2.

Capítulo 6

Aço Resistente ao Fogo

6.1. Introdução

Como apresentado no capítulo 3, existe uma gama de materiais de proteção contra incêndio no mercado, que tem por função retardar o aumento da temperatura do aço durante um incêndio. Porém, a utilização destes materiais causa uma série de inconvenientes como, por exemplo (LAWSON, 1990; CHIJIWA *et al*, 1993; FUSHIMI, CHIKARAISHI e KEIRA, 1995):

- Podem acarretar um aumento de 20 a 30% no custo final das estruturas;
- Aumentam o período de construção da obra devido a sua aplicação;
- Diminuem o espaço interior das edificações dependendo do material de proteção contra incêndio utilizado;
- Podem causar danos a saúde do trabalhador que faz sua aplicação, devido à toxicidade destes materiais.

Dessa forma, a necessidade da utilização destes materiais de proteção pode tornar a estrutura metálica inviável quando comparada à outros materiais estruturais. Em resposta a estes problemas, o Ministério da Construção do Japão, na década de 80, incentivou pesquisas para o desenvolvimento de sistemas de resistência ao fogo para a segurança ao incêndio de edifícios, o qual foi completado em 1987. Uma dessas linhas de pesquisa foi liderada pela Nippon Steel Corporation. Como resultado, obteve-se o

desenvolvimento do aço resistente ao fogo, o qual possui resistência a alta temperatura superior à dos aços convencionais (FUSHIMI, CHIKARAISHI e KEIRA, 1995).

Os aços resistentes ao fogo são capazes de reter uma maior resistência mecânica em temperatura elevada que os aços estruturais convencionais. Como consequência da sua utilização, pode-se reduzir a necessidade de isolamento térmico nos elementos estruturais, e em alguns casos até mesmo a eliminação deste. A maior resistência a altas temperaturas do aço resistente ao fogo é obtida através da adição de cerca de 1% de elementos de liga aos aços convencionais, além do controle das temperaturas e condições de resfriamento no processo de laminação. Entre as principais características dos aços resistentes ao fogo pode-se citar (STARLING; 2000):

- Suas propriedades mecânicas em temperaturas elevadas são superiores. Enquanto os aços estruturais convencionais atingem em torno de 350°C uma resistência ao escoamento igual a 2/3 da resistência ao escoamento especificada à temperatura ambiente, os aços resistentes ao fogo atingem esta relação em torno de 600°C;
- Suas propriedades mecânicas à temperatura ambiente são equivalentes às dos aços estruturais convencionais;
- Suas trabalhabilidade e soldabilidade são similares às dos aços estruturais convencionais.

Devido ao baixo teor de elementos de liga presente nos aços resistentes ao fogo, o seu custo no Japão é somente cerca de 10% superior ao dos aços estruturais convencionais (NKK NEWS, 1989). Entretanto, os aços resistentes ao fogo requerem menor espessura de materiais de proteção contra incêndio que os aços comuns e, em alguns casos, dependendo do TRRF, do tipo de estrutura e local de aplicação, essa pode ser até mesmo eliminada.

6.2. Composição Química e Propriedades Mecânicas dos Aços Resistentes ao Fogo

6.2.1. Composição química

Os aços resistentes ao fogo são basicamente aços baixo carbono com pequenos teores de elementos de liga. Estas adições visam a obtenção de alta resistência mecânica, excelente resistência à corrosão atmosférica e boa soldabilidade, além de resistência ao fogo (FARIA *et al*, 1996). Os primeiros aços resistentes ao fogo desenvolvidos envolviam a presença de Ni, Cr e Mo (NIPPON STEEL NEWS, 1989) ou Mo, Cr, Nb e V (NKK NEWS, 1989) e a seguir sugeriu-se composições básicas do tipo Mn-Mo, mais a adição de V e/ou Nb (ASSEFPOUR-DEZFULY, HUGAAS e BROWNRIGG, 1990). Os trabalhos mais recentes indicam que a melhor composição é do tipo Mo-Nb, podendo também envolver a presença de Cr (UEMORI, TAMEHIRO e CHIJIWA, 1996; UEMORI *et al*, 1994; CHIJIWA *et al*, 1993).

A tabela VI.1 mostra a composição química de alguns aços resistentes ao fogo produzidos no Japão pela Nippon Steel.

6.2.2. Propriedades mecânicas

As figuras 6.1 e 6.2 mostram as curvas obtidas através de ensaios de tração, levantadas a temperaturas variando da ambiente (RT) à 800 °C, para um aço convencional (SM 490A) e o seu similar resistente ao fogo (NSFR 490A), ambos de mesma classe de resistência à tração (490 MPa) e produzidos no Japão pela Nippon Steel. As figuras 6.3 e 6.4 mostram, para os aços anteriores, a evolução da resistência ao escoamento, resistência à tração e módulo de elasticidade com a temperatura.

Observa-se através das figuras anteriores, que os aços resistentes ao fogo apresentam um menor decréscimo da resistência mecânica a temperaturas elevadas do que os aços convencionais, retendo mais de 2/3 do valor da resistência ao escoamento à temperatura ambiente mesmo a 600°C. Através da figura 6.4, observa-se que os valores dos módulos de elasticidade de ambos aços apresentam uma mesma taxa de redução até a

Capítulo 6 – Aço Resistente ao Fogo

Tabela VI.1- Composição química (percentagem em peso) de aços resistentes ao fogo com classes de resistência de 400, 490 e 520 MPa (NIPPON STEEL CORPORATION, 1992).

Aço	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Pcm (1)
NSFR 400 A, B, C	≤0,15	≤0,35	≤1,40	≤0,03	≤0.025	-	-	≤0,70	0,30- 0,70	-
NSFR 490 A, B, C	≤0,15	≤0,55	≤1,60	≤0,03	≤0.025	-	-	≤0,70	0,30 - 0,90	≤0,26
NSFR 490 B,C-TMC	≤0,15	≤0,55	≤1,60	≤0,03	≤0.025	-	-	≤0,70	0,30 - 0,90	≤0,23
NSFR 520 B, C	≤0,15	≤0,55	≤1,60	≤0,03	≤0.025	-	-	≤0,70	0,30 - 0,90	≤0,27
NSFR 520 B, C, TMC	≤0,15	≤0,55	≤1,60	≤0,03	≤0.025	-	-	≤0,70	0,30 - 0,90	≤0,24
NSFR 400 AW, BW, CW	≤0,15	0,15 – 0,35	≤1,40	≤0,03	≤0.025	0,30 – 0,50	0,05 – 0,30	0,45- 0,75	0,30 - 0,70	-
NSFR 490 AW, BW, CW	≤0,15	0,15 – 0,55	≤1,60	≤0,03	≤0.025	0,30– 0,50	0,05– 0,30	0,45 - 0,75	0,30 - 0,90	≤0,27
(1) Pcm = C+Mn/20+Si/30+Cu/20+Ni/60+Cr/20+Mo/15+V/10+5B										

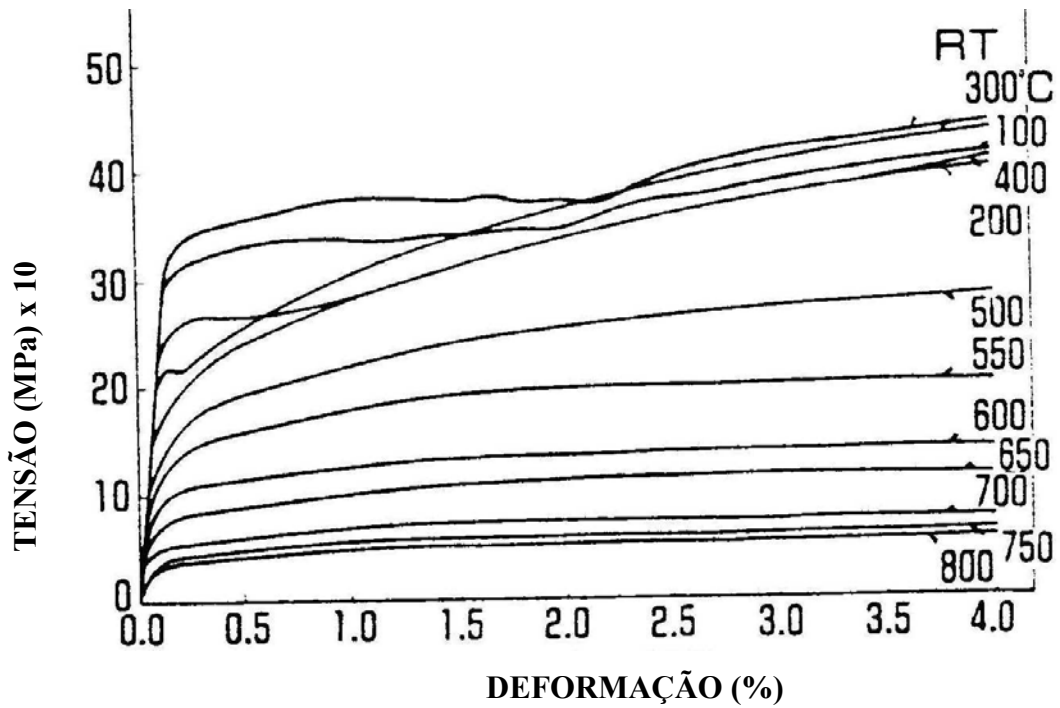


Figura 6.1- Curvas tensão-deformação de um aço convencional (SM 490A)
(SAKUMOTO *et al*, 1992).

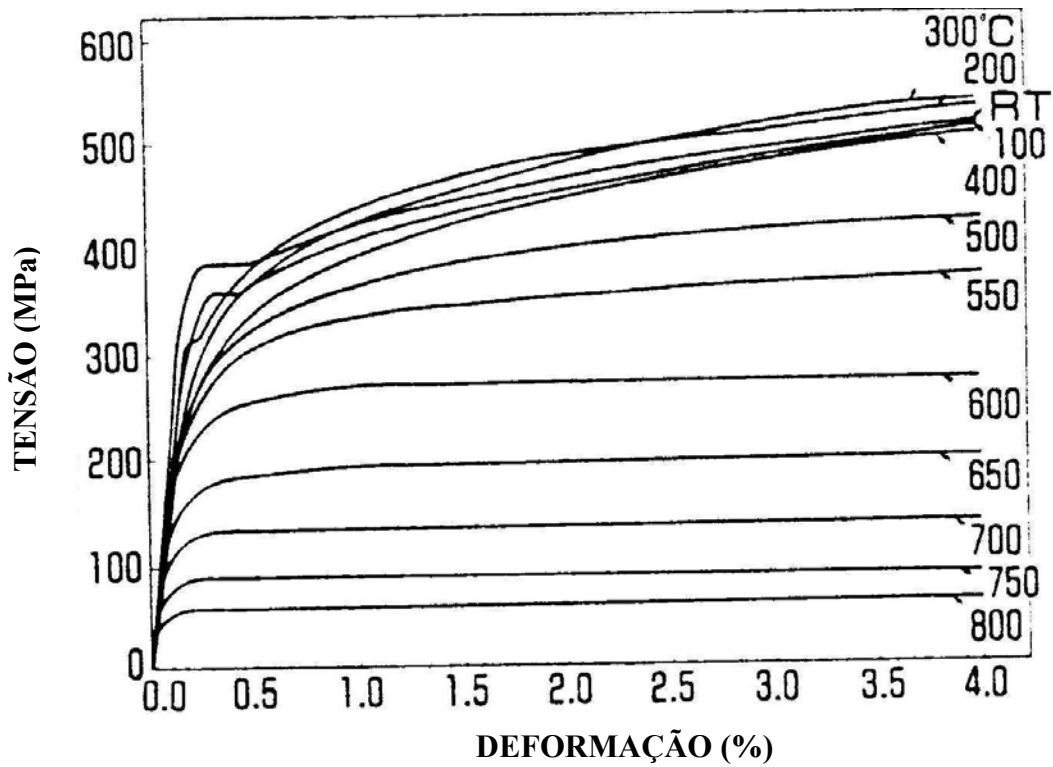


Figura 6.2 – Curvas tensão-deformação de um aço resistente ao fogo (NSFR 490A)
(SAKUMOTO *et al*, 1992).

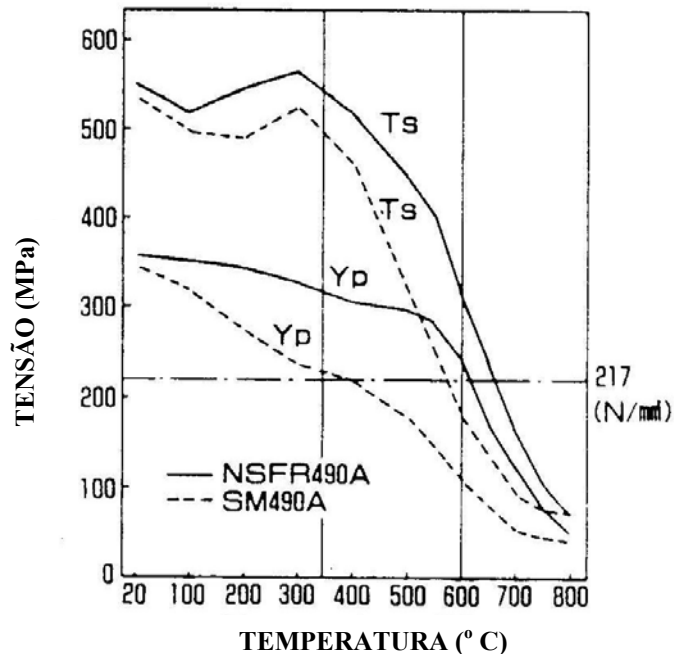


Figura 6.3 – Variação da resistência ao escoamento ($f_y = Y_p$) e resistência à tração ($f_u = T_s$) de um aço convencional (SM 490A) e o seu similar resistente ao fogo (NSFR 490A) (SAKUMOTO e SAITO, 1995).

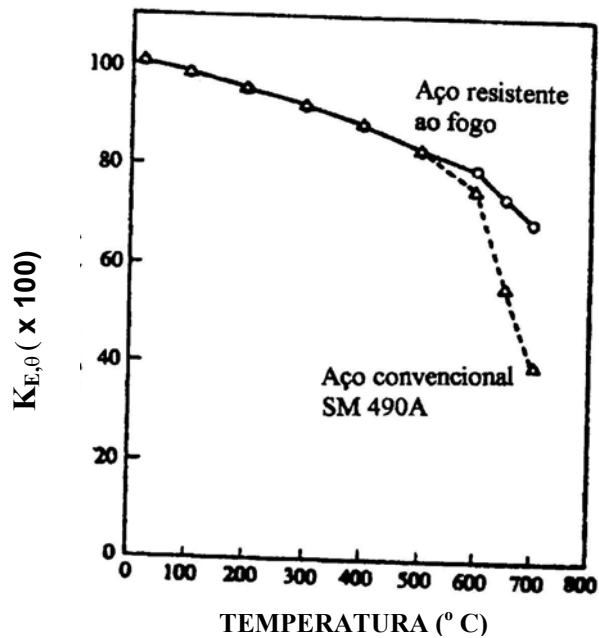


Figura 6.4 – Redução do módulo de elasticidade de um aço convencional (SM 490A) e o seu similar resistente ao fogo (NSFR 490A) (CHIJIWA et al, 1993).

temperatura de 500°C. A partir desta temperatura, o módulo de elasticidade do aço convencional decresce mais rapidamente.

KELLY e SHA (1999) realizaram estudos e fizeram uma comparação entre as propriedades mecânicas de aços resistentes ao fogo (produzidos no Japão) e o aço estrutural S275 (produzido na Inglaterra), com o objetivo de avaliar a viabilidade dos primeiros. O principal foco desta pesquisa foi a determinação da resistência ao escoamento e da resistência a tração destes aços à alta temperatura. Foi observado que o desempenho do aço resistente ao fogo foi superior que o do aço S275, retendo 50% de sua resistência ao escoamento à temperatura ambiente a 650°C. O aço S275 reteve 50% da sua resistência ao escoamento à temperatura ambiente à 550°C.

Nos testes para se obter a resistência a tração, o aço resistente ao fogo também exibiu menores valores de deformação máxima que o aço S275. Outras propriedades como soldabilidade e ductilidade também exibiram resultados excelentes.

A figura 6.5 apresenta a resistência ao escoamento e resistência à tração obtidas para os aços resistentes ao fogo FR1 e FR2 e para o aço convencional S275. A figura 6.6 mostra os fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos para os aços FR1, FR2 e S275 até 700°C (KELLY e SHA, 1999).

A figura 6.7 mostra a relação entre a deformação em teste de fluência e o tempo a 600°C, para um aço resistente ao fogo e o seu similar convencional, ambos com classe de resistência de 490 MPa. No caso do aço convencional, as deformações de fluência se desenvolvem em tempos relativamente curtos mesmo sobre pequenas tensões, por exemplo de 100MPa. Já o aço resistente ao fogo apresenta deformações por fluência muito menores, por exemplo sobre uma tensão de teste de 150 MPa. Portanto é possível, pelo uso dos aços resistentes ao fogo, reduzir as deformações da estrutura durante um incêndio.

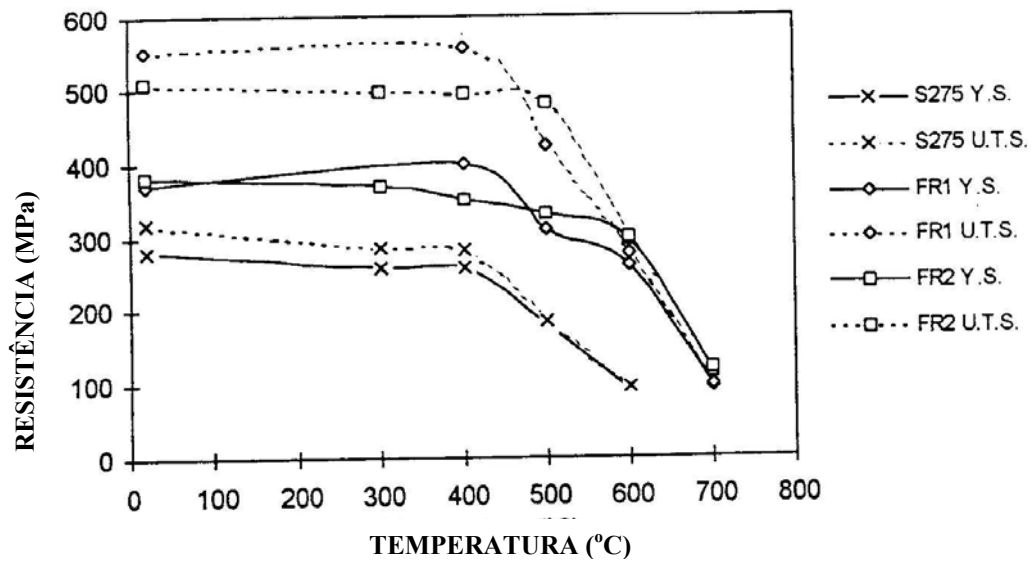


Figura 6.5 - Resistência ao escoamento ($f_y = Y.S.$) e resistência à tração ($f_u = U.T.S.$) obtidas para os aços resistentes ao fogo FR1 e FR2 e para o aço convencional S275 (KELLY e SHA, 1999).

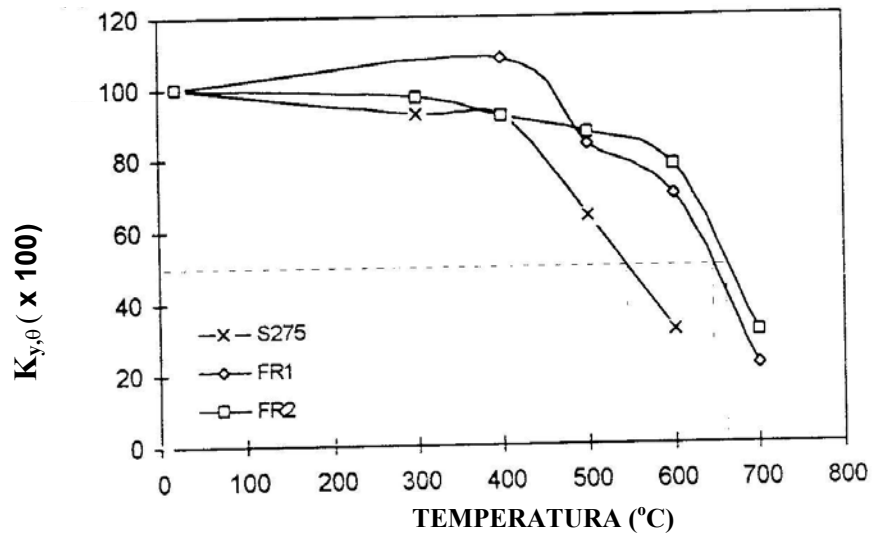


Figura 6.6 - Fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos para os aços FR1, FR2 e S275 até 700°C (KELLY e SHA, 1999).

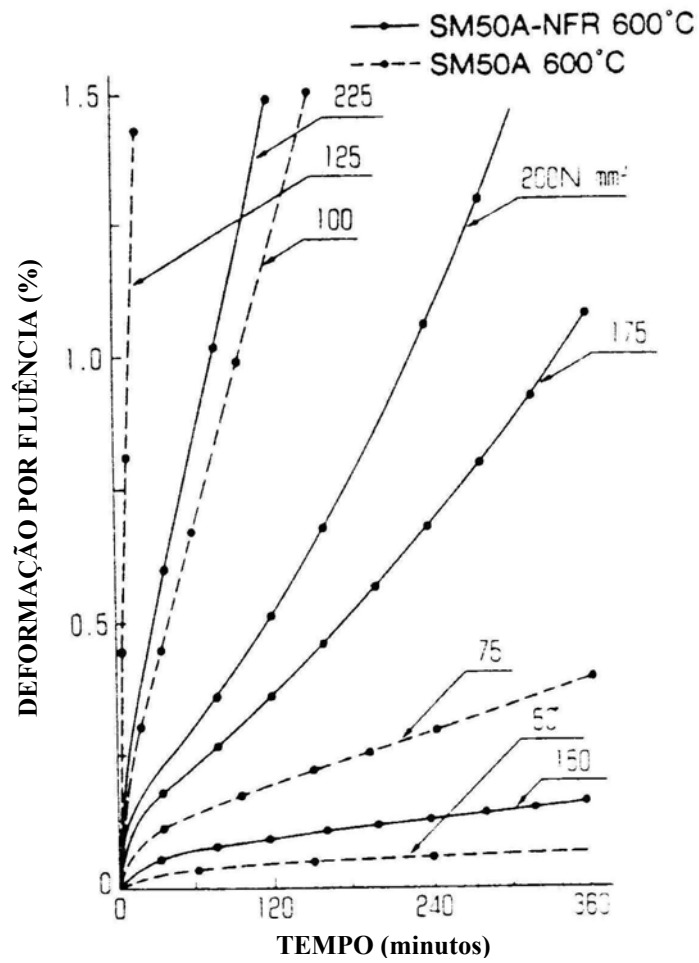


Figura 6.7 – Relação entre a deformação em teste de fluência e o tempo a uma temperatura de 600°C e tensões variando de 50 a 225MPa para um aço estrutural convencional com classe de resistência de 490 MPa e o seu similar resistente ao fogo (SAKUMOTO *et al*, 1992).

6.3. O Desenvolvimento do Aço Resistente ao Fogo no Brasil

A USIMINAS lançou recentemente no mercado dois aços resistentes ao fogo, denominados de USI FIRE 300 e USI FIRE 350, com resistências mínimas ao escoamento à temperatura ambiente de 300 e 325MPa, respectivamente. Estes aços foram desenvolvidos tendo como base os aços USI SAC 250, USI SAC 300 e USI SAC 350, adicionando-se elementos de liga que proporcionam uma melhor resistência ao fogo.

A tabela VI.2 mostra a composição química destes aços. A tabela VI.3 mostra as propriedades mecânicas mínimas destes aços especificadas pelo fabricante para a temperatura ambiente e 600°C. A figura 6.8 mostra a redução da resistência ao escoamento (obtida experimentalmente) com a elevação da temperatura para o aço USI SAC 350 e o seu similar resistente ao fogo USI FIRE 350. A figura 6.9 mostra a evolução dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) com a elevação da temperatura para os aços USI SAC 350, USI FIRE 350 e os valores recomendados pela NBR 14323 até a temperatura de 800°C.

A figura 6.10 mostra os valores obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300 entre a temperatura ambiente e 700°C. A figura 6.11 mostra os fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$) do mesmo aço até a temperatura de 700°C e os fatores de redução do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323.

Os valores do módulo de elasticidade a temperatura elevada do aço USI FIRE 300 foram obtidos recentemente já na fase de revisão deste trabalho. Portanto, foi considerado neste que a redução do módulo de elasticidade deste aço possui o mesmo comportamento de um aço resistente ao fogo similar produzido no Japão, como será explicado no capítulo seguinte.

Tabela VI.2 – Composição química dos aços USI SAC 250, USI SAC 300, USI SAC 350, USI FIRE 300, USI FIRE 350 (USIMINAS, 2000).

Aço	Espessura	C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Outros
USI SAC 250	6,0<=E<=50,8	0,18	1,3	0,35	0,03	0,03	0,25 - 0,50	0,40-0,45	-
USI SAC 300	2,0<=E<=12,5	0,18	1,3	0,35	0,03	0,03	0,25 - 0,50	0,40-0,65	-
USI SAC 350	6,0<=E<=75,0	0,18	1,50	0,15-0,55	0,03	0,025	0,25-0,50	0,40-0,65	Ti<=0,15 Nb<=0,05
USI FIRE 300	6,0<=E<=40,0	0,15	1,40	0,35	0,03	0,025	0,50	0,40-0,65	Ni=0,3 Mo:0,2-0,6
USI FIRE 350	6,0<=E<=40,0	0,15	1,60	0,60	0,030	0,02	0,5	<=0,80	Mo=1,00 Ni=0,60

Tabela VI.3 – Resistência ao escoamento (f_y) e resistência a tração (f_u) mínimas especificadas pelo fabricante (USIMINAS, 2000).

Aço	$f_{y,20^\circ}$ (MPa)	$f_{y,600^\circ}$ (MPa)	$f_{u,20^\circ}$ (MPa)
USI SAC 250	250 (mín.)	-	402 (mín.)
USI SAC 300	300 (mín.)	-	402 (mín.)
USI SAC 350	350 (mín.)	-	490~640
USI FIRE 300	300 (mín.)	200 (mín.)	400 (mín.)
USI FIRE 350	325(mín.)	217 (mín.)	490~640

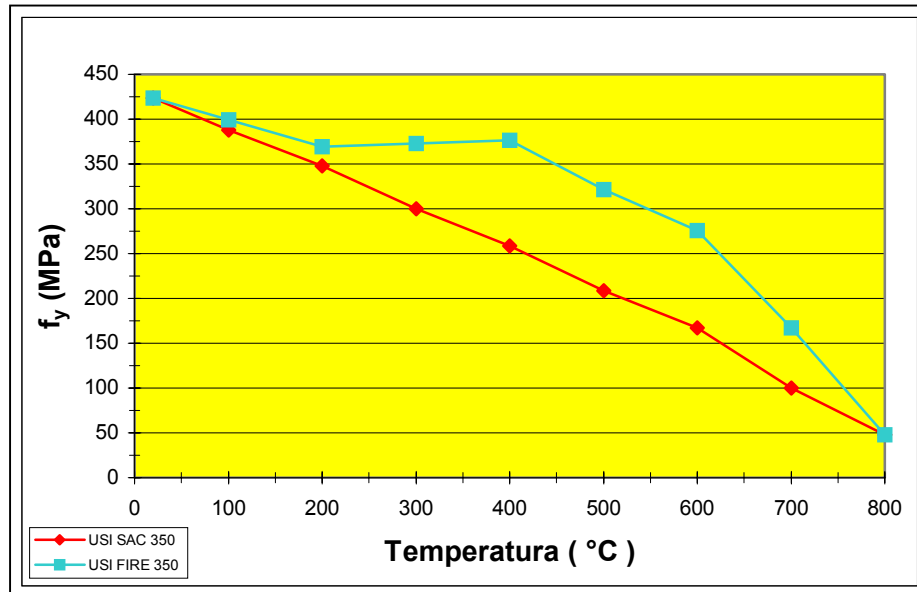


Figura 6.8 – Redução da resistência ao escoamento (f_y) com a elevação da temperatura, para o aço USI SAC 350 e o seu similar resistente ao fogo USI FIRE 350 (valores experimentais) (FARIA *et al*, 1996).

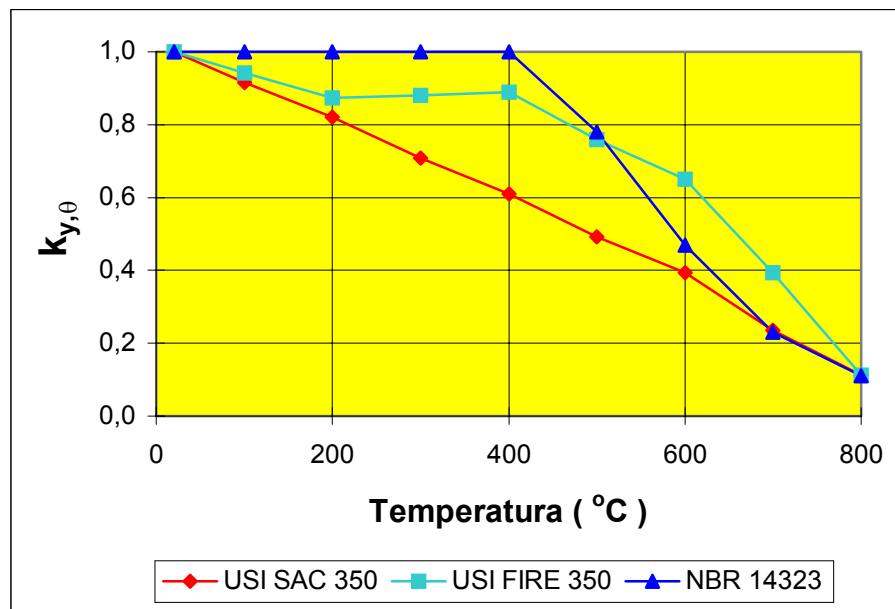


Figura 6.9 – Evolução do fator de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) com a elevação da temperatura para os aços USI SAC 350, USI FIRE 350 e os valores recomendados pela NBR 14323 até a temperatura de 800°C.

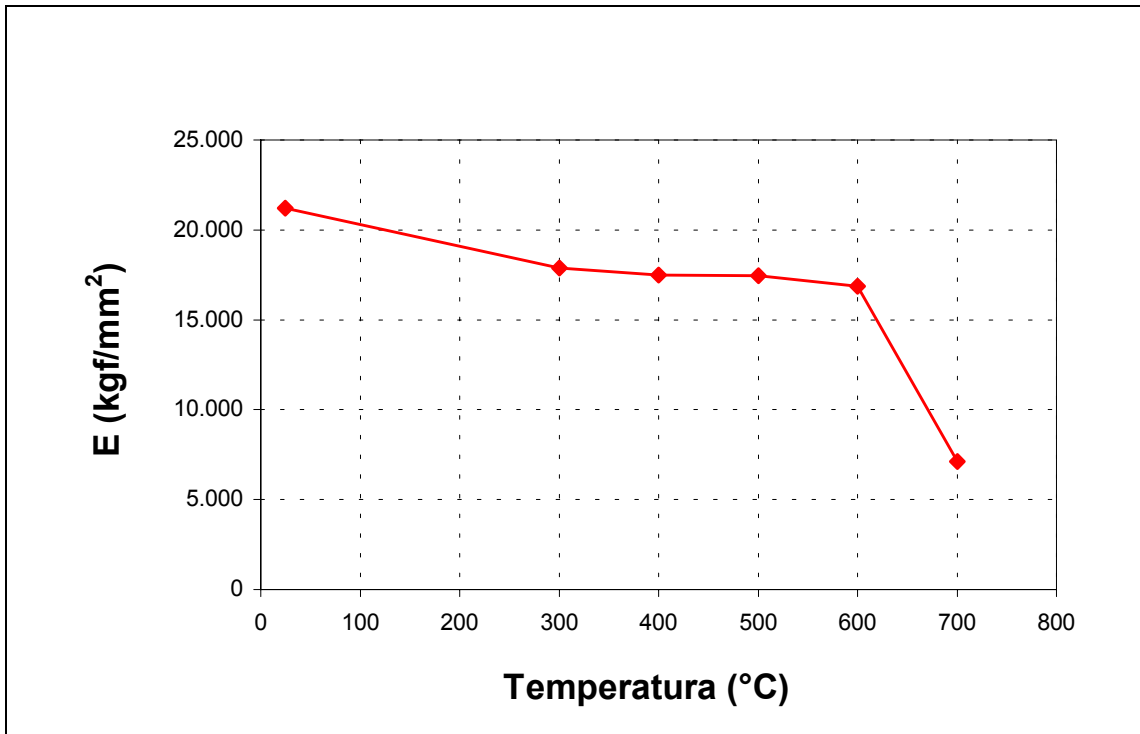


Figura 6.10 - Variação do módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300 com a temperatura.

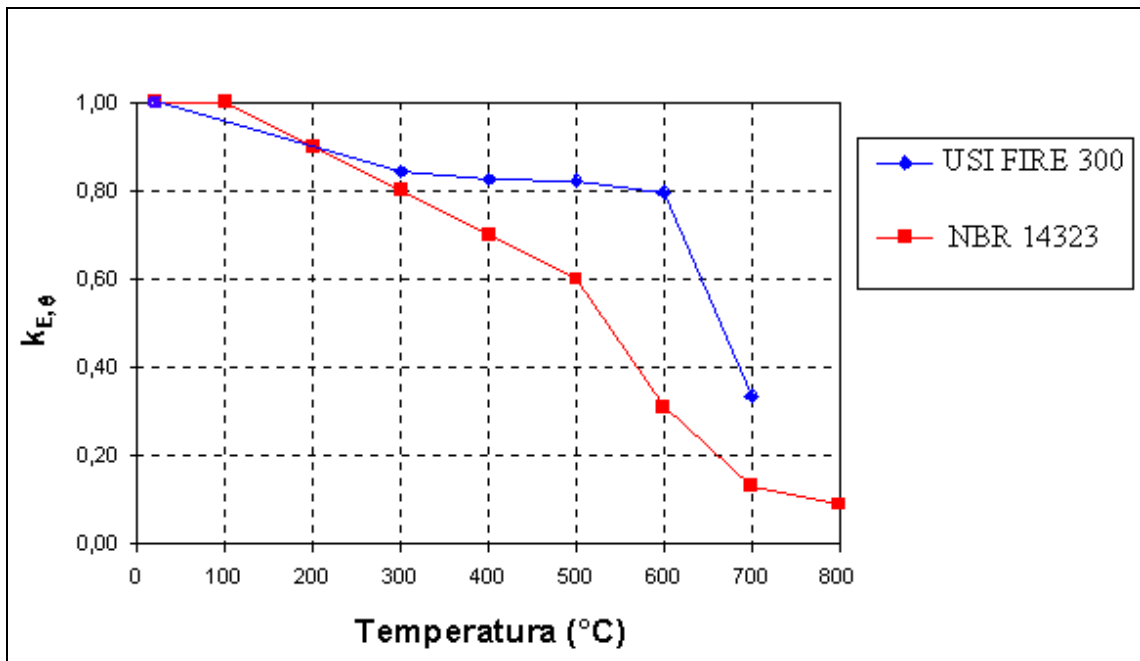


Figura 6.11 - Variação do fator de redução do módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300, comparativamente à curva recomendada pela norma NBR 14323.

6.4. Exemplos de Aplicação do Aço Resistente ao Fogo

No Japão, o aço resistente ao fogo já vem sendo utilizado há mais de dez anos em vários tipos de edificações. Uma das grandes aplicações deste aço é em estruturas onde a possibilidade da utilização de elementos estruturais sem proteção contra incêndio é maior. Isto ocorre quando ao fim do TRRF de projeto estes elementos estruturais atingem uma temperatura inferior à sua temperatura crítica. Geralmente, as estruturas que possibilitam a utilização de elementos estruturais em aço resistente ao fogo sem proteção contra incêndio são aquelas que possuem pequenos TRRF de projeto (30 minutos) e também as estruturas externas ou afastadas da edificação principal. Como exemplo, pode-se citar (NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT, 1988):

- Elementos estruturais de estacionamentos abertos;
- Elementos estruturais ao ar livre, sobre os quais o efeito do fogo em compartimentos fechados e vizinhos possuem pequenos efeitos;
- Elementos estruturais pertencentes a ginásios de esportes;
- Elementos estruturais de átrios e grandes salões;
- Elementos estruturais de caixas de escadas e caixas de elevadores.

A utilização de elementos estruturais sem proteção contra incêndio, além dos benefícios já citados (estrutura mais econômica, melhor utilização do espaço, entre outros) também elimina a necessidade de se tomar medidas de prevenção de falhas do material isolante térmico. O problema da deterioração do material de proteção contra incêndio (devido ao tempo, chuva e vento) é totalmente resolvido, o que causa uma grande economia. (NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT, 1988).

A norma japonesa permite que, caso seja utilizado o aço resistente ao fogo, os elementos estruturais destas edificações possam ser utilizados sem proteção contra

incêndio se suas temperaturas permanecerem inferiores a 600°C durante o incêndio (JIS A 1304, 1975; SAKUMOTO e SAITO, 1995). No Brasil, porém, deve ser determinada sua temperatura crítica e caso esta seja maior que a temperatura atingida pelo elemento estrutural, este poderá ser utilizado sem proteção. As figuras 6.12 e 6.13 abaixo mostram exemplos de estruturas em aço resistente ao fogo com alguns elementos estruturais sem proteção contra incêndio.

O Edifício Tobihata (figura 6.12) foi planejado para se ter um uso efetivo da área do andar e para criar uma flexibilidade da utilização do espaço. Devido a isto, foram adotado pilares externos ao andar. A adoção do aço resistente ao fogo permitiu a utilização dos pilares externos sem material de proteção contra incêndio. Verificou-se que a temperatura atingida pelos pilares externos não superaria 542,5°C no caso da ocorrência de um incêndio. Os elementos estruturais internos à edificação (onde a temperatura dos gases no caso de um incêndio foi calculada em 1158,5°C) também foram em aço resistente ao fogo. Neste caso, apesar de ser necessário a utilização de materiais isolantes térmicos nos elementos estruturais, a adoção do aço resistente ao fogo também foi mais econômica do que se fosse utilizado um aço convencional.

Na figura 6.13, prédio do Nakasan Hirosaki Shop, a utilização dos pilares e vigas (pertencentes à estrutura dos elevadores panorâmicos) em aço resistente ao fogo, permitiu que estes elementos estruturais fossem utilizados sem material de proteção contra incêndio.

No caso de edificações com TRRF mais elevado também há aplicações do aço resistente ao fogo. O depósito Yokohama Sogo (figura 6.14) trata-se de um edifício com uma grande carga de incêndio específica, onde foi adotado como material de proteção contra incêndio uma argamassa à base fibras cerâmicas. A espessura de proteção contra incêndio foi dimensionada de forma que os elementos estruturais não atingissem em uma hora de incêndio a temperatura de 600°C. Neste caso, a adoção do aço resistente ao fogo também foi mais vantajosa do que caso adotasse um aço convencional.



Figura 6.12 – Edifício Tobihata construído em aço resistente ao fogo.
(SCHLEICH et al, 1993).

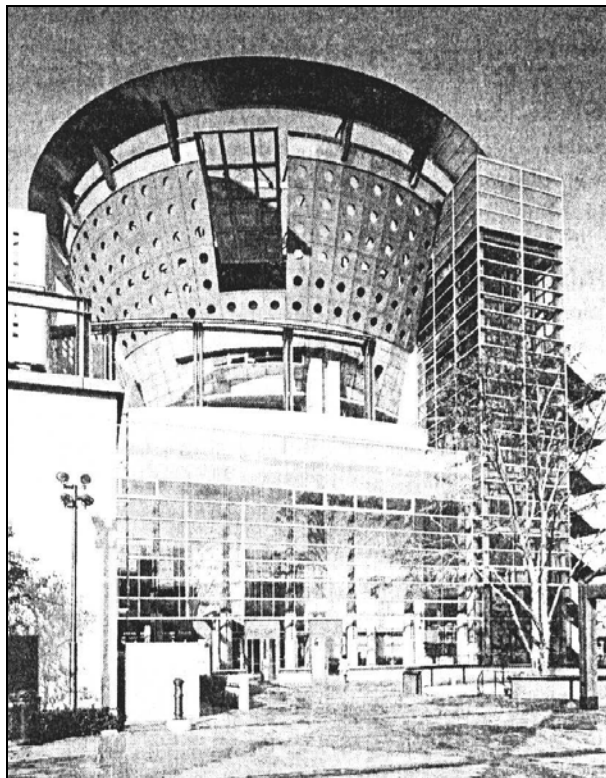


Figura 6.13 – Nakasan Hirosaki Shop
(NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT, 1998).



Figura 6.14 – Depósito Yokohama Sogo construído em aço resistente ao fogo (SCHLEICH et al, 1993).

Como exemplo de aplicações do aço resistente ao fogo na construção civil do Brasil, pode ser citado o edifício da Bolsa de Imóveis de São Paulo, onde foi utilizado o aço USI FIRE 350 (STARLING, 2000).

6.5. Estudos Realizados Sobre Estruturas em Aço Resistente ao Fogo

SAKUMOTO *et al* (1994) realizou uma série de ensaios com o intuito de verificar a resistência ao fogo de pilares fabricados em aço resistente ao fogo. Para essa série de ensaios foram utilizados os aços NSFR 490A (resistente ao fogo) e SM 490A (convencional). Todos os pilares foram em perfis H-300x300x10x15 e utilizou-se como proteção contra incêndio a lã de rocha, proteção cerâmica e tinta intumescente. Os ensaios foram realizados seguindo normas japonesas e o aumento da temperatura dentro do forno de ensaio seguiu a equação da curva do incêndio padrão. O carregamento foi mantido constante durante o ensaio e a carga aplicada aos pilares foi de 2100kN.

Os resultados dos ensaios mostraram que quando se utiliza lã de rocha e proteção cerâmica como isolante térmico, a uma temperatura de 100°C no forno, a elevação da temperatura do aço não sofre aumento até que toda a umidade destes materiais evaporem. Utilizando estes materiais de proteção, os pilares em aço resistente ao fogo não falharam para temperaturas inferiores que 600°C sendo que nestes pilares foram aplicadas espessuras de proteção que variaram de 10 a 35mm. Os resultados mostraram que, quando se utiliza pilares em aço resistente ao fogo, as espessuras de materiais isolantes necessárias para que estes resistam ao TRRF especificado foram geralmente de 10 a 20mm inferiores às necessárias para a proteção dos pilares em aço convencional.

Para os ensaios utilizando a tinta intumescente, foi aplicado aos pilares uma espessura de tinta que variou de 1,2 a 2,5mm. Observou-se que a expansão volumétrica da tinta terminou aproximadamente em 300°C, apresentando nesta temperatura uma espessura final que variou de 40 a 50mm. Após 300°C, a tinta intumescente apresentou um comportamento similar a uma proteção de lã de rocha com 10mm de espessura. Observou-se que para os pilares em aço resistente ao fogo, foi mais fácil alcançar uma resistência ao fogo superior à 1 hora devido às suas maiores temperaturas críticas.

Sakumoto chegou a conclusão que a utilização de pilares em aço resistente ao fogo, aumenta o tempo de resistência ao fogo destes quando comparado com pilares em aços convencionais. A espessura de proteção contra incêndio é reduzida a uma espessura inferior à necessária para os pilares em aço convencional e 1 hora de resistência ao fogo pode ser obtida quando é utilizada a tinta intumescente como material de proteção contra incêndio (SAKUMOTO *et al*, 1994).

SHA (1998) estudou o efeito da utilização do aço resistente ao fogo no aumento da resistência à flexão nos seguintes tipos de vigas. (1) Vigas mistas sobrepostas por laje de concreto com forma de aço incorporada; (2) Sistema SLIMFLOR (figura 6.15) não composto (a viga de aço não está ligada através de conectores ao concreto da laje slim floor); (3) Sistema ASB SLIMDEK estando a viga de aço (viga assimétrica) trabalhando juntamente com o concreto da laje slim floor, figura 6.16.

Este trabalho foi realizado computacionalmente, baseado em dados experimentais do comportamento destes elementos estruturais em situação de incêndio. Foram utilizados o aço convencional S355 (aço produzido na Inglaterra) e os aços FR1 e FR2 resistentes ao fogo e produzidos no Japão. O comportamento destes aços em situação de incêndio, ou seja, os fatores de redução do módulo de elasticidade e resistência ao escoamento foram simulados a partir de dados de ensaio previamente realizados.

No caso dos sistemas compostos, SLIMFLOR e ASB SLIMDEK, a parte da viga de aço exposta ao fogo foi considerada sem a utilização de proteção contra incêndio devido a grande resistência ao fogo proporcionada pelo concreto. No caso das vigas mistas em perfis I sobrepostos por uma laje de concreto com forma de aço incorporada, foi considerado uma proteção contra incêndio por meio de placas de gesso de 18mm de espessura em torno do perfil.

A tabela VI.4 mostra o ganho em resistência ao fogo obtido para cada um destes sistemas quando optou-se pelo uso das vigas em aço resistente ao fogo. Observa-se que no caso da viga I sobreposta por laje de concreto ocorreu o maior acréscimo na resistência ao fogo (24 minutos). No caso das vigas dos sistemas SLIMFLOR e ASB

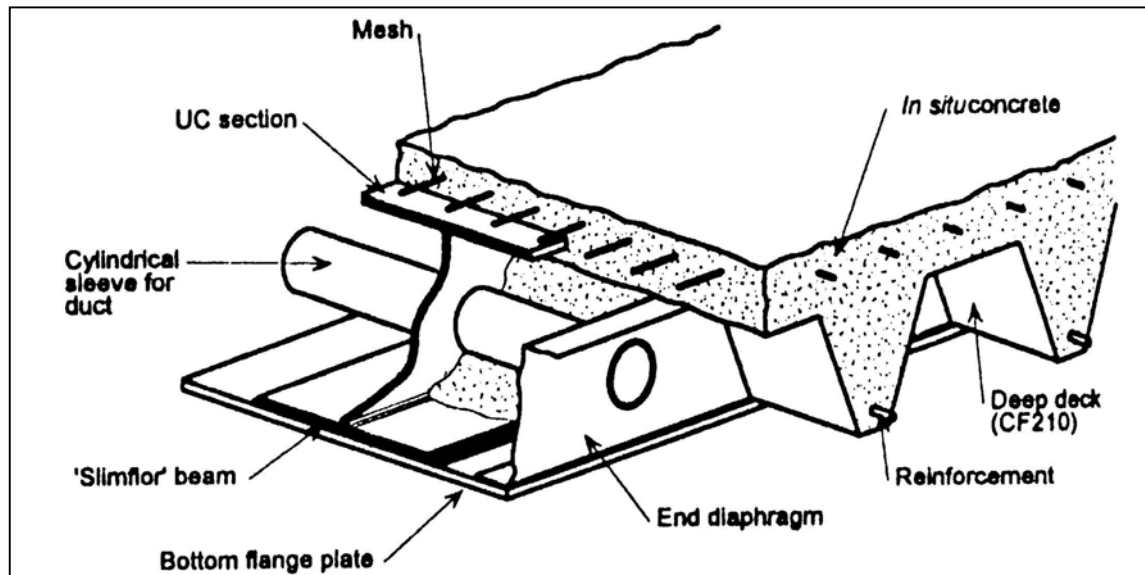


Figura 6.15 – Esquema do sistema SLIMFLOR (SHA, 1998).

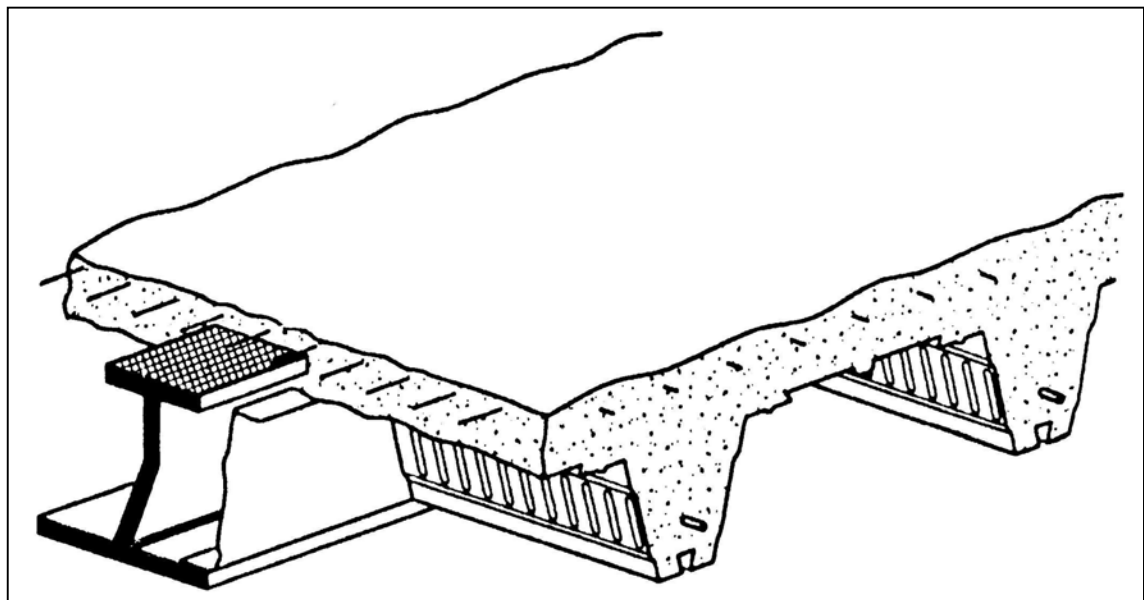


Figura 6.16 – Esquema do sistema ASB SLIMDECK (SHA, 1998).

Tabela VI.4 – Resistência ao fogo (em minutos) das vigas analisadas quando submetidas ao momento fletor (SHA, 1998).

Aço	TIPO DA VIGA		
	Viga I (1)	SLIMFLOR (2)	ASB SLINDECK (3)
S355	74	64	51
FR1	96 (+22)	75 (+11)	66 (+15)
FR2	98 (+24)	76 (+12)	67 (+16)

O número entre parêntesis refere-se ao incremento na resistência ao fogo devido à adoção do aço resistente ao fogo.

SLIMDECK, o aumento foi menos acentuado devido a grande contribuição do concreto como isolante térmico.

O autor concluiu que a utilização do aço resistente ao fogo alcança um pequeno ganho na resistência ao momento fletor de vigas sobrepostas por concreto. Este ganho é menor quando o aço resistente ao fogo é combinado com os novos sistemas de construção baseado nos princípios da engenharia de incêndio (SLIMFLOR e SLIMDEK).

Observou-se também que o aumento da resistência ao fogo destes elementos estruturais devido a utilização do aço resistente ao fogo é inversamente proporcional ao aumento do tempo requerido de resistência ao fogo da edificação. A melhor utilização do aço resistente ao fogo ocorre para temperaturas compreendidas entre 400 e 800°C. Isto se deve ao fato de que nesta faixa de temperatura é que ocorre a maior diferença entre as curvas dos fatores de redução da resistência ao escoamento dos aços resistentes ao fogo e aços comuns.

O ideal seria que a utilização de um aço resistente ao fogo em substituição a um aço convencional proporcionasse um ganho na resistência ao fogo de pelo menos 30 minutos. A pesquisa concluiu que um aço resistente ao fogo “arbitrário”, que possuísse uma curva do fator de redução da resistência ao escoamento como a definida pelo Eurocode 4 para os aços convencionais, porém, deslocada de 150°C para a direita, forneceria este ganho em resistência ao fogo para os sistemas analisados (SHA, 1998).

SAKUMOTO (1999) estudou a utilização de novos métodos de segurança ao incêndio adotados devido a introdução de novos materiais de proteção, estudando como exemplo, um edifício de escritórios de quatro pavimentos. Os materiais de proteção contra incêndio adotados foram as tintas intumescentes (aplicadas ao pilares) e forros de placas de gesso (aplicados ao teto do andar, figura 6.17). Este último foi colocado de forma a isolar as vigas e a laje do teto do compartimento em chamas, permitindo a eliminação da necessidade de proteção nestas vigas. Os aços utilizados neste trabalho foram os aços resistentes ao fogo e os aços convencionais.

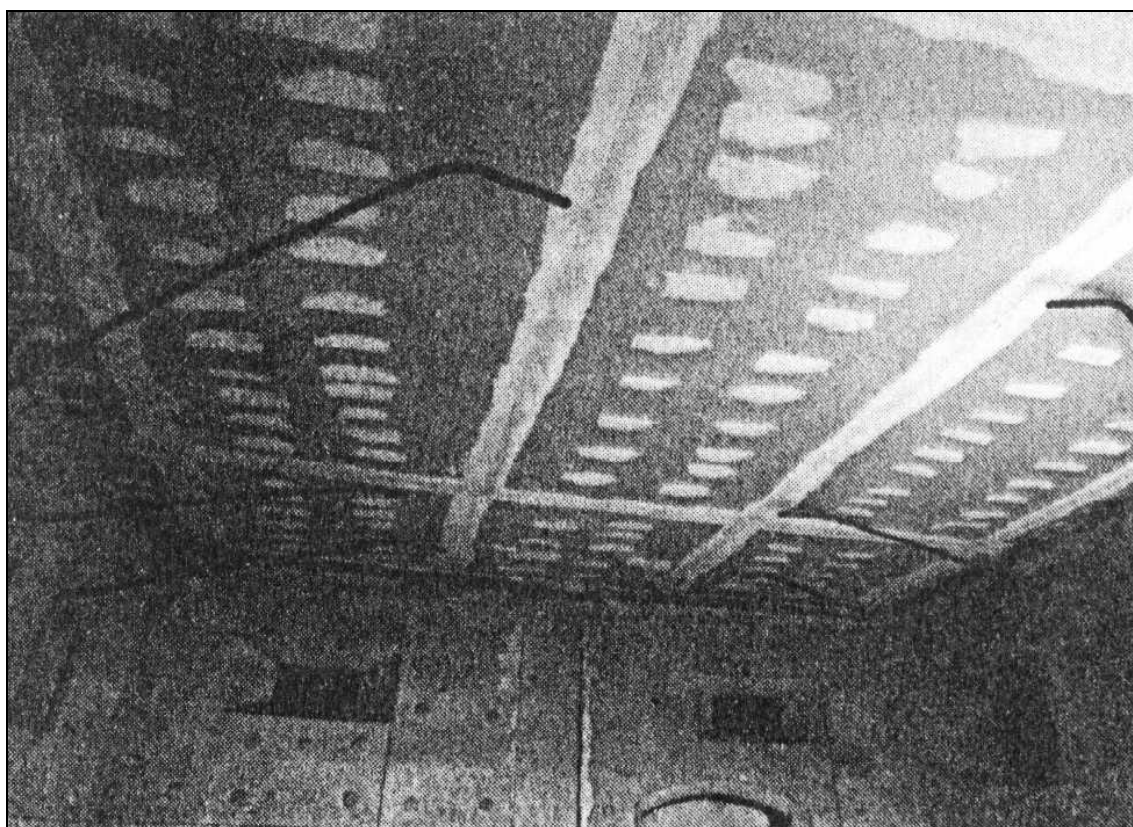


Figura 6.17 – Forro de gesso utilizado como proteção térmica às vigas da laje (SAKUMOTO *et al*, 1999).

As temperaturas críticas dos pilares e vigas do edifício em questão foram calculadas e, para os aços comuns, obteve-se respectivamente 562 e 615°C. No caso da adoção do aço resistente ao fogo, as temperaturas críticas dos pilares e vigas foram 705 e 730°C respectivamente. Neste estudo, três cargas específicas de incêndio foram utilizadas (30, 40 e 50kg/m²), sendo elas consideradas usuais em edifícios de escritórios. A temperatura máxima atingida durante o incêndio no exemplo adotado pelo autor foi de 1002°C e o TRRF máximo foi de 76,7 minutos.

Pelos resultados das temperaturas críticas dos elementos estruturais, observa-se que a espessura de proteção contra incêndio necessária para a proteção dos elementos estruturais em aço resistente ao fogo será menor que para o aço comum, tanto no caso das tintas intumescente quanto no caso dos forros de gesso acartonado. Portanto, observa-se que até mesmo para edifícios com alta exigência de resistência ao fogo, a utilização do aço resistente ao fogo acarretará em uma economia de material de proteção contra incêndio. Aliado a novos sistemas de resistência ao fogo como a utilização de tintas intumescente e forros estanques à propagação do calor, o aço resistente ao fogo pode ser uma boa opção.

KUBOTA e SAKUMOTO (1999) desenvolveram um estudo para a utilização do aço resistente ao fogo para edifícios residenciais. O objetivo deste trabalho foi estudar o efeito da utilização do aço resistente ao fogo sem proteção contra incêndio, porém utilizando no projeto de resistência ao fogo, as propriedades térmicas dos materiais do interior da edificação (como paredes dry wall e forros) para fornecer proteção aos elementos estruturais de aço.

Embora as paredes dry wall possuam boas propriedades térmicas, normalmente não são usadas como proteção térmica para os elementos estruturais de aço. Isto ocorre devido à existência de fendas nas junções dos materiais utilizados no interior das edificações (paredes e forros).

Os desempenhos em situação de incêndio dos materiais do interior do edifício (paredes e forros), foram confirmadas através de ensaios. Estes ensaios foram realizados com o

intuito de verificar a proteção gerada por paredes de placas de gesso (muito utilizada no Japão) aos pilares da edificação e a proteção gerada por forros de placas de gesso às vigas da edificação.

Observou-se, que para todos os pilares ensaiados, a temperatura atingida após uma hora de ensaio foi inferior a 600°C. O colapso destes pilares ocorreu para uma temperatura de 694°C e um tempo de 95 minutos quando as placas de gesso foram colocadas na forma de membrana conforme figura 6.18. Quando as placas de gesso foram colocadas em torno do perfil, o colapso destes ocorreu para uma temperatura de 790°C e um tempo de ensaio de 81 minutos. A falha das placas de gesso não foi observada antes do término dos testes.

Também para as vigas, a temperatura atingida após 1 hora de ensaio foi inferior a 600°C. O colapso das vigas ocorreu para uma temperatura de 691°C e para um tempo de 68 minutos, quando o forro foi colocado na forma de membrana conforme figura 6.19. Quando o forro foi colocado em torno do perfil da viga, o colapso aconteceu para uma temperatura de 695°C e para um tempo de 70 minutos.

Os ensaios conduzidos para os pilares em aço resistente ao fogo sujeitos aos carregamentos de situação de incêndio, mostraram que a resistência ao fogo de 1 hora foi obtida através da adoção de placas de gesso com 15mm de espessura para os dois tipos de sistema (membrana e envolvimento). No caso das vigas, para a obtenção de 1 hora de resistência ao fogo foi necessário a adoção de duas placas de gesso de 12,5mm para o sistema de membrana e uma placa com 15mm de espessura para o sistema de envolvimento.

Observa-se que, como em nenhum caso a temperatura de colapso dos pilares foi inferior a 600°C, a adoção do aço resistente ao fogo permitiu a utilização da estrutura metálica sem proteção contra incêndio, utilizando somente os forros e paredes como uma forma de se obter resistência ao fogo de 1 hora. No caso de aços convencionais isto não seria possível segundo as normas japonesas (KUBOTA e SAKUMOTO, 1999).

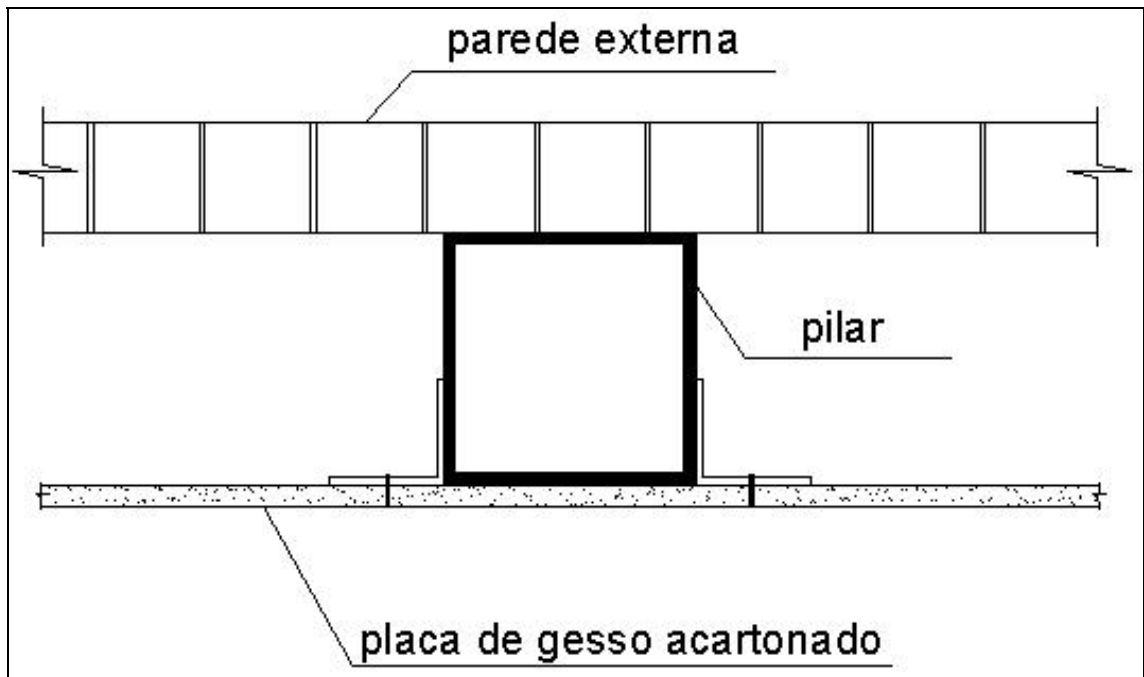


Figura 6.18 – Esquema de uma parede de gesso protegendo o pilar na forma de membrana (KUBOTA e SAKUMOTO, 1999).

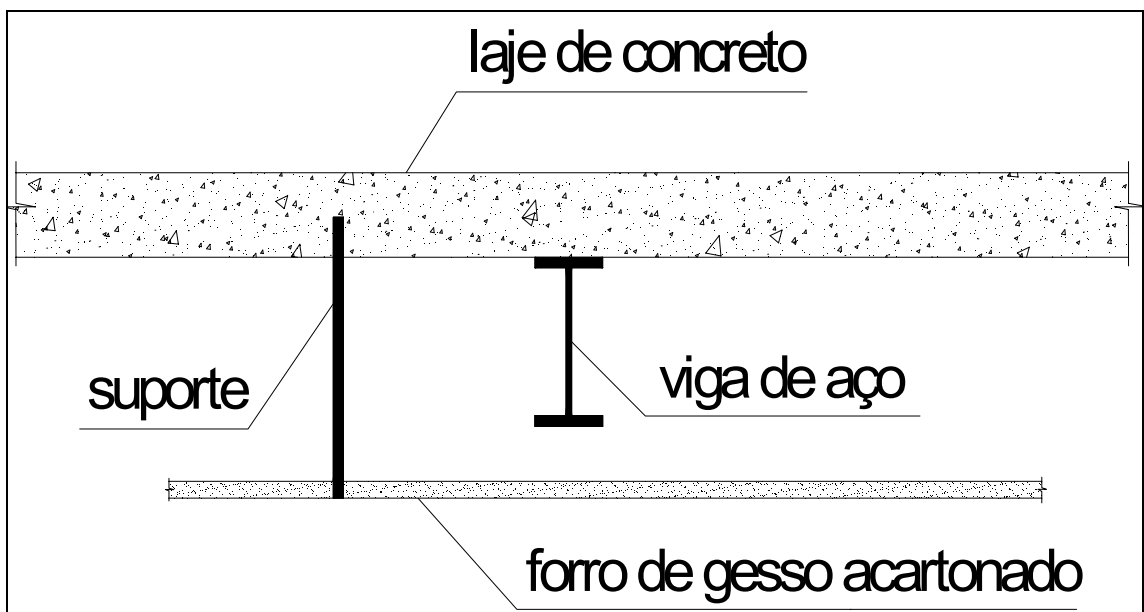


Figura 6.19 – Forro de gesso colocado no tipo membrana para proteção das vigas (KUBOTA e SAKUMOTO, 1999).

6.6. Considerações Finais

Pode-se observar que uma série de estudos sobre a utilização do aço resistente ao fogo como material estrutural vem sendo realizados principalmente no Japão. Porém, estes estudos enfocam os aços produzidos no Japão e as normas japonesas de dimensionamento de estruturas de aço. No Brasil, onde o aço resistente ao fogo foi desenvolvido recentemente, poucas pesquisas foram realizadas sobre o comportamento deste. Além disso, a maioria destas são enfocadas nas propriedades mecânicas e metalúrgicas deste novo material. O objetivo deste estudo é através de exemplos práticos, realizar o dimensionamento de estruturas em aço à temperatura ambiente e em situação de incêndio, utilizando o aço resistente ao fogo produzido no Brasil. Diante dos resultados obtidos em termos de consumo de aço e material de proteção contra incêndio, compara-los com os resultados obtidos para a mesma estrutura, porém, em aço convencional (também produzido no Brasil). Através dos resultados, observar as vantagens obtidas devido à utilização do aço resistente ao fogo brasileiro e fazer uma análise de custos com o objetivo de discutir sobre a viabilidade deste novo aço. Este trabalho será realizado com base nas normas brasileiras de dimensionamento de estruturas metálicas à temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Capítulo 7

Metodologia

7.1. Definição dos Aços Utilizados

Como visto anteriormente, a USIMINAS desenvolveu os aços USI FIRE 300 e USI FIRE 350, ambos aços resistentes ao fogo com classe de resistência ao escoamento de 300 e 325MPa respectivamente. O objetivo deste estudo é realizar uma comparação entre o desempenho em situação de incêndio de aços resistentes ao fogo e aços convencionais. Para isto, será realizado o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio de três estruturas. Para cada uma delas, o dimensionamento será feito para o aço resistente ao fogo USI FIRE 300 e os aços convencionais USI SAC 250 e USI SAC 300.

A escolha destes três aços se deve basicamente a dois motivos: (i) são aços produzidos no Brasil, o que torna a comparação mais realista tanto em termos de aplicação quanto para o levantamento do custo destes materiais; (ii) os aços USI SAC 250 e USI SAC 300 são de grande aceitação e utilização no mercado, e o USI FIRE 300 é o aço resistente ao fogo de classe de resistência ao escoamento à temperatura ambiente mais próxima dos primeiros, o que o torna um possível substituto destes dois aços convencionais no caso de um projeto em temperatura elevada.

Para cada situação analisada serão utilizados os aços convencionais e o aço resistente ao fogo citados acima. Para cada aço serão utilizados os valores da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente ou os mínimos especificados pelo fabricante. Para os fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) e fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$), foram utilizados valores obtidos experimentalmente ou os

valores definidos pela norma NBR 14323 em seu item 5.1.1.1.2. A tabela VII.1 mostra as simulações realizadas no presente trabalho.

As resistências ao escoamento referentes às simulações B, C, D, foram obtidas experimentalmente para uma chapa de 12,5mm. Como é apresentado no item 7.2 (figura 7.1), valores experimentais de ambos aços foram obtidos por ARAÚJO (1997) para outras espessuras de chapa. Porém a espessura de 12,5mm é a única que foi obtida para ambos aços. Com o objetivo de facilitar os cálculos e também devido ao fato de que para os dois aços as resistências ao escoamento obtidas para uma chapa de 12,5mm foram muito próximas, neste trabalho, os valores da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente referem-se somente à de uma chapa de 12,5mm.

As simulações A, B, C, D, E e F foram escolhidas com o objetivo de fazer as seguintes comparações:

- Simulação A x Simulação B: Determinar para o aço USI SAC 250 a influência da utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente (em relação ao valor mínimo especificado) no consumo de aço e material de proteção contra incêndio.
- Simulação B x Simulação C: Determinar para o aço USI SAC 250 a influência da utilização das curvas experimentais dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade (em relação às curvas previstas na NBR 14323) no consumo de material de proteção contra incêndio.
- Simulação C x Simulação D: Determinar a economia de material de proteção contra incêndio e massa total da estrutura proporcionada pela utilização do aço resistente ao fogo em relação ao aço estrutural convencional USI SAC 250, sendo que para ambas as simulações os valores de f_y , $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ foram obtidos experimentalmente.
- Simulação E x Simulação F: Determinar a economia em consumo e custo com material de proteção contra incêndio, gerada pela utilização do aço resistente ao

Tabela VII.1- Simulações realizadas para os aços USI SAC 250, USI SAC 300 e USI FIRE 300.

Simulação	Aço	f_y (MPa)	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
A	USI SAC 250	250 Especificado	Curva da NBR 14323	Curva da NBR 14323
B	USI SAC 250	340 Experimental	Curva da NBR 14323	Curva da NBR 14323
C	USI SAC 250	340 Experimental	Curva Experimental	Curva Experimental
D	USI FIRE 300	370 Experimental	Curva Experimental	Curva Experimental
E	USI FIRE 300	300 Especificado	Curva Experimental	Curva Experimental
F	USI SAC 300	300 Especificado	Curva da NBR 14323	Curva da NBR 14323

fogo USI FIRE 300 em relação ao aço estrutural convencional USI SAC 300, sendo que neste caso ambos possuem à temperatura ambiente a mesma resistência ao escoamento especificada. Para o aço USI FIRE 300 utilizou-se os valores experimentais de $k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$. Para o aço USI SAC 300 utilizou-se para estes parâmetros os valores recomendados pela NBR 14323.

7.2. Curvas dos Fatores de Redução da Resistência ao Escoamento ($k_{y,\theta}$)

ARAÚJO (1997) desenvolveu um estudo sobre o comportamento mecânico dos aços USI FIRE 300 e USI SAC 250. Esta pesquisa teve o objetivo de determinar a resistência ao escoamento destes aços a altas temperaturas. Para tanto, foram realizados ensaios de tração nestes aços a temperaturas que variaram da ambiente até 800°C. Os resultados foram obtidos para espessuras de 7,4; 12,5 e 22,4 mm para o aço USI FIRE 300 e espessuras de 12,5 e 32,0 mm para o aço USI SAC 250. A variação da resistência ao escoamento com a temperatura destes aços, é mostrada na figura 7.1.

Através dos gráficos da figura 7.1, para cada curva pode-se obter as curvas dos fatores de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) destes aços. A figura 7.2 mostra as curvas dos fatores de redução da resistência ao escoamento obtidas para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 para cada espessura de chapa.

No presente trabalho, para as simulações C, D e E, foram utilizadas as curvas dos fatores de redução da resistência ao escoamento obtidas para a chapa de 12,5mm. Para temperaturas acima de 800°C, foi feita uma extrapolação linear até a temperatura de 1200°C. Com esta medida é possível comparar o comportamento das curvas experimentais com o da curva sugerida pela NBR 14323, a qual apresenta os valores de $k_{y,\theta}$ até a temperatura de 1200°C. Assim como na norma NBR 14323, foi considerado que à temperatura de 1200°C o valor de $k_{y,\theta}$ é igual a zero.

SHA (1998) fez uma comparação entre o comportamento de vigas em aço resistente ao fogo e aços convencionais. O autor possuía os valores de $k_{y,\theta}$ do aço resistente ao fogo até a temperatura de 700°C. Nesta pesquisa, a favor da segurança o autor preferiu

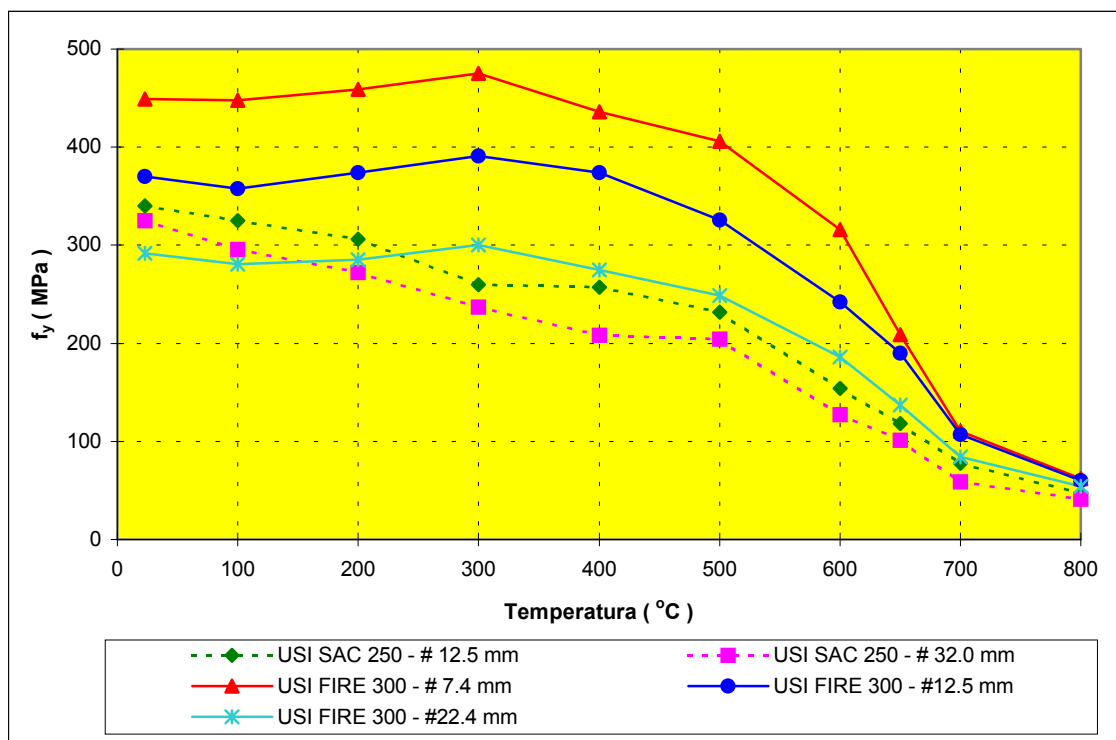


Figura 7.1 – Variação da resistência ao escoamento com a temperatura dos aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 para chapas de espessuras variadas (ARAÚJO, 1997).

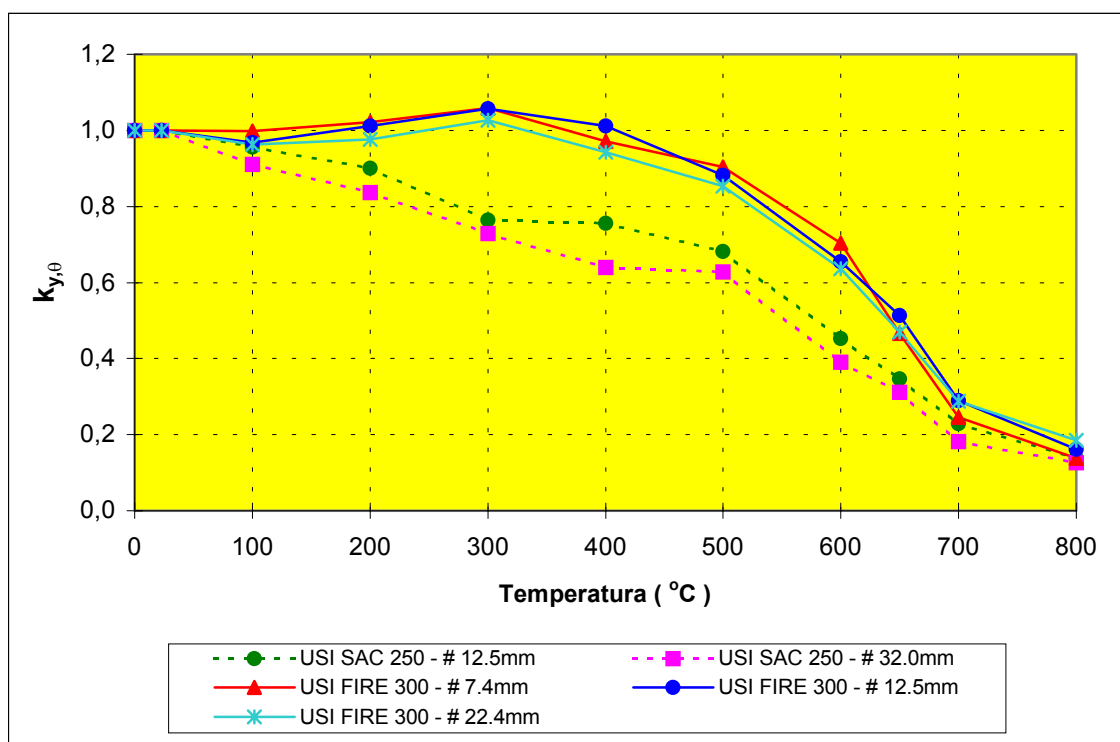


Figura 7.2 – Variação dos fatores de redução da resistência ao escoamento com a temperatura para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300, para chapas de diferentes espessuras (ARAÚJO, 1997).

assumir a hipótese de que o aço resistente ao fogo se comportasse como o aço convencional para temperaturas entre 800 e 1200°C.

Para o aço USI SAC 250 serão utilizados também os fatores de redução da resistência ao escoamento recomendados pela NBR 14323 para aços convencionais (simulações A e B). Para o aço USI SAC 300 (simulação F) somente os fatores de redução da resistência ao escoamento recomendados pela NBR 14323 serão utilizados. A figura 7.3 mostra os fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente para os aços USI SAC 250, USI FIRE 300 e os recomendados pela NBR 14323 para aços convencionais; mostra também os fatores de redução da resistência ao escoamento utilizados por cada simulação.

A utilização de valores experimentais para os fatores de redução da resistência ao escoamento e fatores de redução do módulo de elasticidade é permitido pela NBR 14323 desde que estes sejam obtidos através de ensaios realizados em laboratório nacional ou estrangeiro de acordo com norma brasileira específica ou de acordo com norma ou especificação estrangeira.

7.3. Curvas dos Fatores de Redução do Módulo de Elasticidade ($k_{E,0}$)

Como citado no capítulo anterior, o módulo de elasticidade do aço USI FIRE 300 só foi obtido recentemente já na fase de revisão deste trabalho. Devido a não existência de dados experimentais referentes aos valores do módulo de elasticidade à alta temperatura dos aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 (durante o desenvolvimento deste trabalho), quando realizadas as simulações C, D e E, o comportamento dos mesmos foi aproximado pelo dos aços SM 490A (aço convencional) e NSFR 490A (aço resistente ao fogo), ambos produzidos no Japão pela Nippon Steel Corporation (figura 6.4).

A figura 7.4 mostra a variação com a temperatura dos fatores de redução do módulo de elasticidade utilizados para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 (simulações C, D e E), retirados da figura 6.4. Para temperaturas acima de 700°C foi feita uma extrapolação linear até 1200°C, considerando que nesta temperatura o valor do módulo de

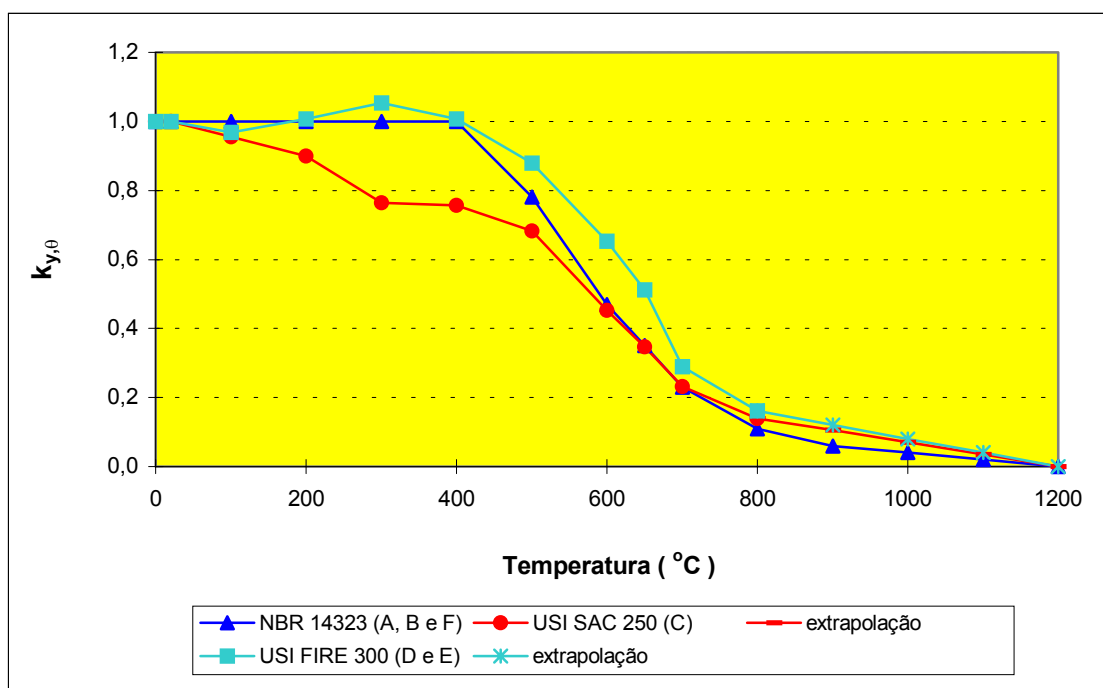


Figura 7.3 – Fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente para os aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 para chapa de 12,5mm e valores recomendados pela NBR 14323 (valores entre parênteses correspondem às simulações para as quais os valores de $k_{y,\theta}$ foram utilizados).

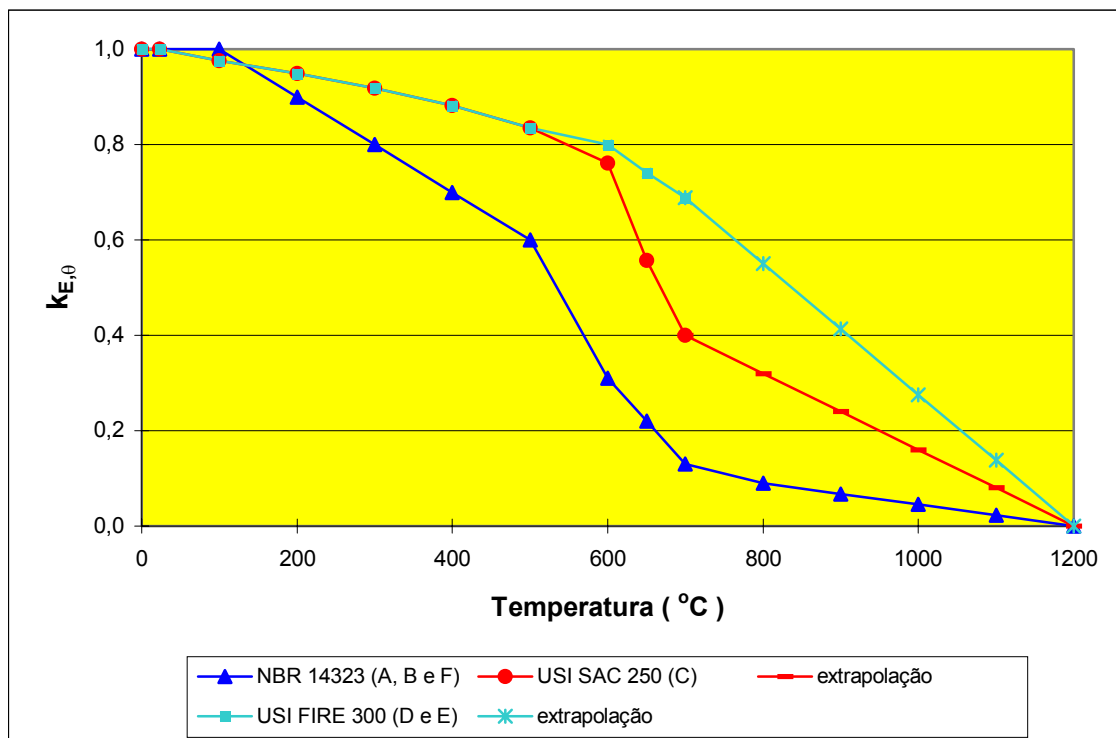


Figura 7.4 – Fatores de redução do módulo de elasticidade adotados para os aços USI SAC 250, USI FIRE 300 e os valores recomendados pela NBR 14323 (valores entre parênteses correspondem às simulações para as quais os valores de $k_{E,\theta}$ foram utilizados).

elasticidade do aço seja igual a zero. A figura 7.4 mostra também os valores do fator de redução do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323, os quais também serão utilizados para descrever o comportamento dos aços USI SAC 250 e USI SAC 300 em altas temperaturas (simulações A, B e F).

7.4. Estruturas Utilizadas no Trabalho

Para a realização deste trabalho, foi realizado o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio de três edificações, sendo elas denominadas de Edifício 1, Edifício 2 e Edifício 3. O Edifício 1 foi dimensionado para todos os aços e todas as simulações. O Edifício 2 foi dimensionado apenas para os aços USI SAC 250 (simulações A, B e C, tabela VII.1) e USI FIRE 300 (simulação D, tabela VII.1). No caso do Edifício 3, somente as simulações C e D (Tabela VII.1) foram realizadas, sendo estas referentes aos aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 respectivamente.

Os edifícios 1 e 2 tratam-se de estruturas simples, as quais foram escolhidas com o intuito de otimizar os cálculos. Estas estruturas permitiram que o dimensionamento fosse realizado com o maior grau de precisão possível, ou seja, todos os elementos estruturais desta foram dimensionados de forma que a resistência de cálculo fosse o mais próximo possível da solicitação de cálculo. Também no dimensionamento da espessura de material de proteção contra incêndio, estas foram dimensionadas para o valor mínimo necessário para proporcionar a resistência requerida ao elemento estrutural em situação de incêndio. A espessura de proteção foi dimensionada aumentando-se a espessura de 1 em 1mm até se atingir a resistência de cálculo requerida. Os edifícios 1 e 2 permitiram também, a realização de um maior número de exemplos, como o dimensionamento dos pilares como estrutura externa e o dimensionamento para TRRF diferentes (30 e 60 minutos).

O edifício 3 trata-se de um projeto mais realista. O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado levando-se em conta as limitações arquitetônicas (concordância entre altura de vigas, por exemplo). Devido a isto, alguns elementos estruturais obtiveram uma resistência de cálculo um pouco superior a solicitação de cálculo. O

dimensionamento da espessura de proteção contra incêndio (argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais) neste caso foi realizado considerando um acréscimo de 5mm até se atingir a resistência requerida para os elementos estruturais. A proteção de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais geralmente é aplicada em espessuras múltiplas de 10mm.

Nos itens a seguir serão mostrados os projetos estruturais e arquitetônicos de cada uma destas estruturas como também suas características de uso e ocupação, materiais utilizados e carregamentos atuantes na estrutura.

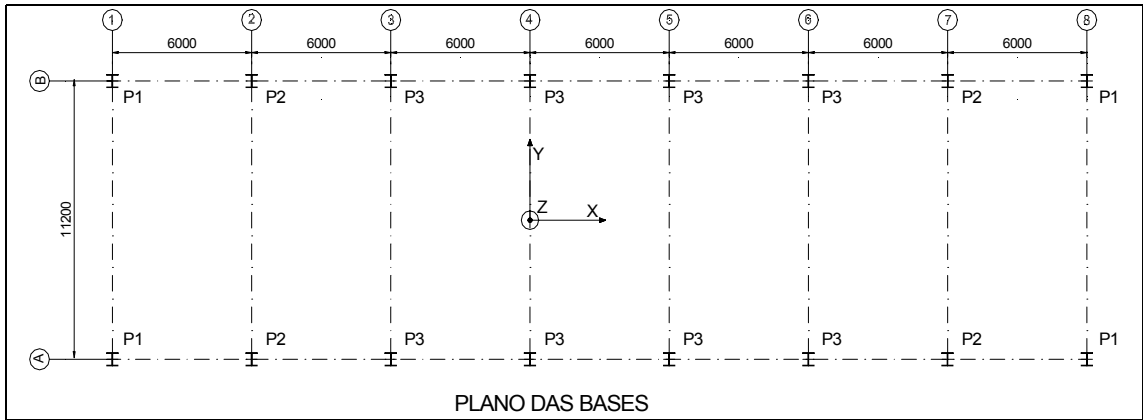
7.4.1. Edifício 1

O Edifício 1 possui três pavimentos, destina-se a escola, possui uma área total de aproximadamente 1222 m² e uma área por pavimento de aproximadamente 407 m².

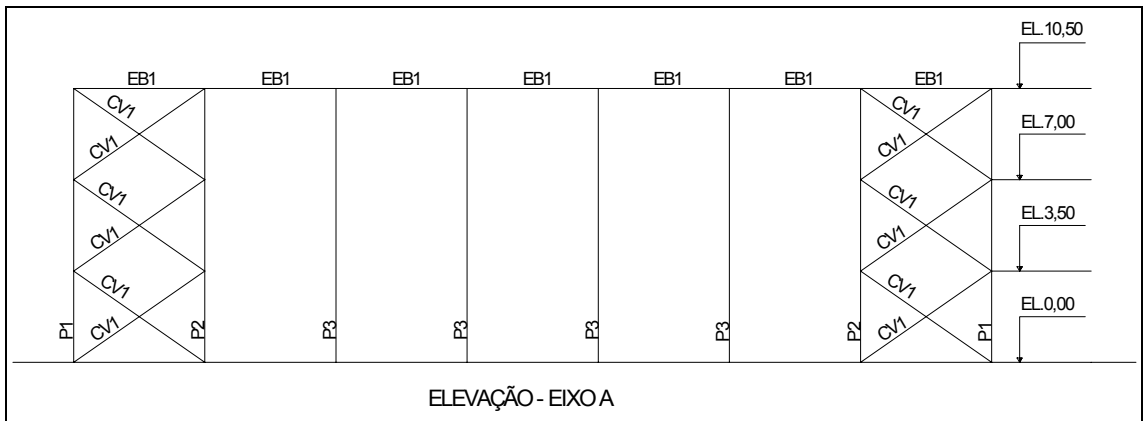
Esta edificação não possui subsolo e sua altura h , para fins de determinação do tempo requerido de resistência ao fogo é de 7m, onde h segundo a NBR 14432 (ABNT, 2000) é a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída no nível de descarga da edificação ao piso do último pavimento.

Segundo a NBR 14432 edificações destinadas à escola são pertencentes ao grupo E cujo Uso/Ocupação é destinado a escolas e cultura física. Convencionou-se o Edifício 1 uma escola de primeiro grau pertencendo a divisão E1. Esta divisão possui uma carga de incêndio específica (q_{fi}) de 300 MJ/m². Através da tabela A1 da NBR 14432, sendo o Edifício 1 de classe P2 ($6m < h \leq 12m$) determinou-se o seu tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) de projeto que é igual a 30 minutos.

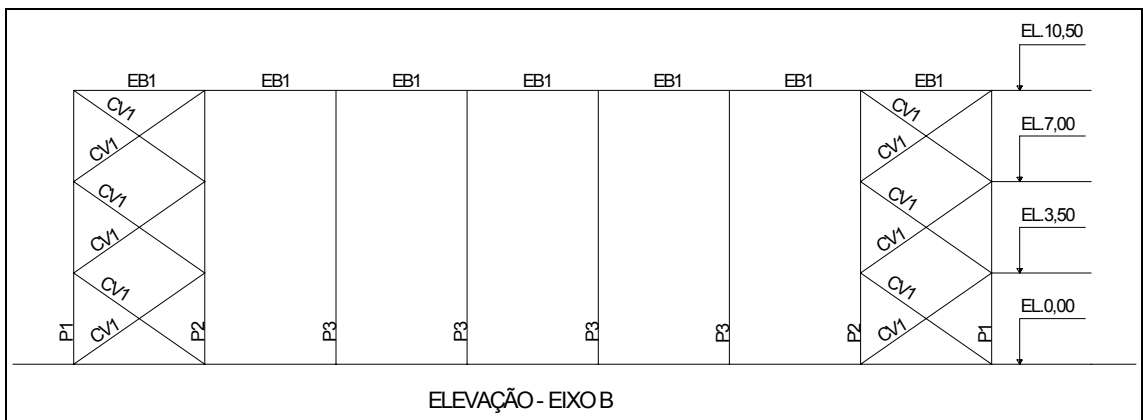
As figuras 7.5 e 7.6 mostram a estrutura adotada para o Edifício 1. Nestas figuras os elementos estruturais foram denominados de P, CV, EB, VP e VM, sendo estas denominações dadas aos pilares, contraventamentos, escoras dos beirais, vigas de pórtico e vigas mistas respectivamente. As vigas de pórtico são aquelas que estão rigidamente ligadas aos pilares estando submetidas a momentos fletores negativos em



a)

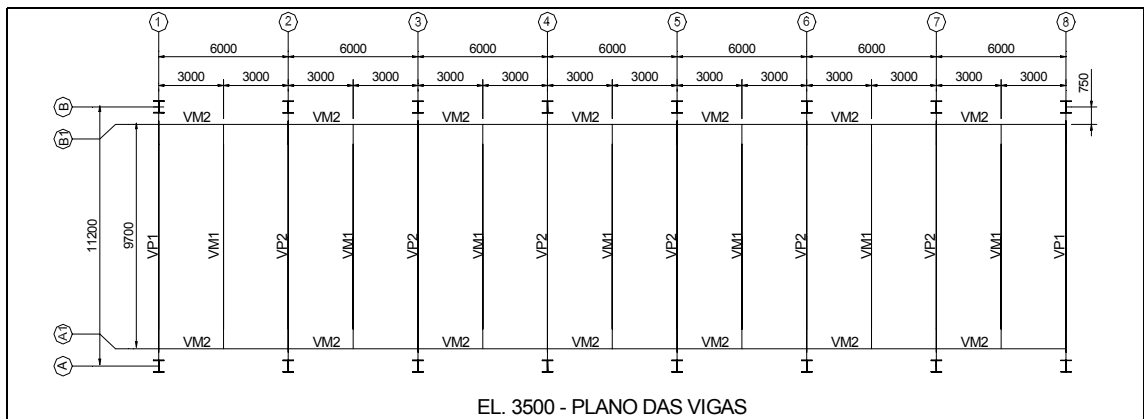


b)

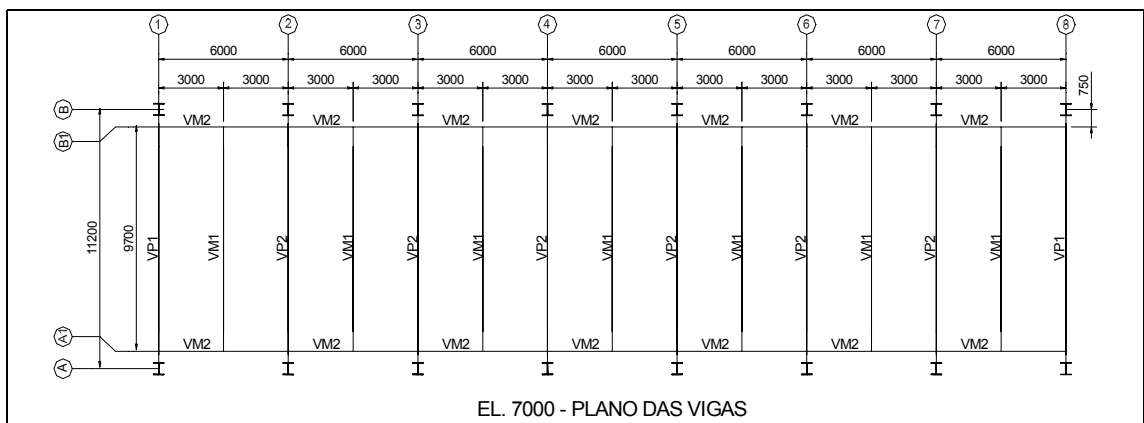


c)

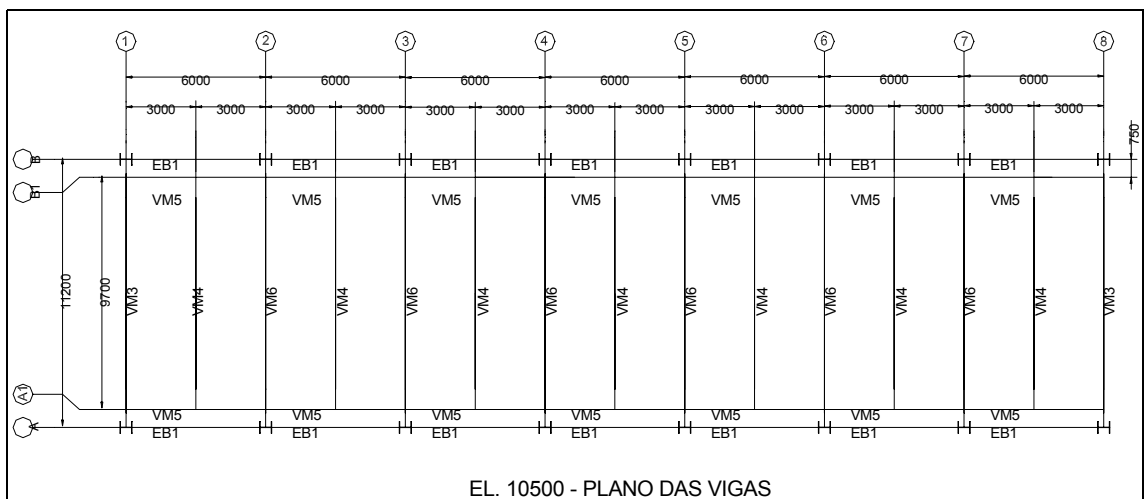
Figura 7.5 – a) Plano das Bases, b) Elevação do Eixo A e c) Elevação do Eixo B do Edifício 1.



a)



b)



c)

Figura 7.6 – Vigamento da estrutura do Edifício 1. a) Elevação 3500mm, b) Elevação 7500mm, c) Elevação 10500mm.

sua extremidade para as solicitações devido a cargas permanentes e sobrecargas. Estas foram dimensionadas considerando somente a viga de aço resistindo às solicitações de cálculo. As vigas mistas são aquelas simplesmente apoiadas em suas extremidades estando submetidas somente a momentos fletores positivos. Foram estas portanto, dimensionadas como vigas mistas, ou seja, considerando a laje resistindo ao momento fletor juntamente com a viga de aço.

A estabilidade do Edifício 1 no sentido do eixo Y, do sistema global, foi obtida através de 8 pórticos rígidos perpendiculares ao eixo X situados nos eixos 1 a 8, como mostra a figura 7.6. Estes pórticos possuem as vigas do segundo e terceiro pavimento ligadas rigidamente aos pilares, as vigas da laje da cobertura são simplesmente apoiadas e os pilares são engastados na base para resistir a momentos em relação ao eixo X da seção transversal. Para a estabilidade da estrutura no sentido do eixo X, do sistema global, foram adotados 4 sistemas de contraventamentos sendo dois situados no eixo A e dois no eixo B. Estes contraventamentos estão situados entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 7 e 8 como pode ser observado nas figuras 7.5 b e 7.5 c. Os pilares são rotulados na base em relação ao eixo Y da seção transversal.

Para a diminuição do comprimento de flambagem dos pilares em relação ao eixo Y da seção transversal foi colocado nos eixos A e B as escoras do beiral, peças que estão submetidas apenas a esforços de compressão devido às solicitações de vento.

7.4.1.1. Materiais utilizados no Edifício 1

Para os elementos estruturais foram adotados os aços USI SAC 250, USI SAC 300 e USI FIRE 300 sendo feito para cada um deles as simulações de comportamento em situação de incêndio indicadas na tabela VII.1 deste capítulo.

Para as lajes do segundo e terceiro pavimento foi adotado o sistema de lajes mistas com forma de aço incorporada (steel deck) da METFORM. No sistema steel deck a forma de aço funciona como armadura positiva resistindo portanto às solicitações devido ao momento positivo. No projeto desta laje dois materiais foram utilizados: concreto com

Capítulo 7 - Metodologia

resistência característica (f_{ck}) de 20 MPa e Forma Steel Deck MF-75 com 0.8mm de espessura tendo as dimensões da seção transversal mostradas na figura 7.7. A forma é constituída de um aço galvanizado de especificação ASTM A 653 Grau 50, tendo uma resistência ao escoamento (f_y) de 280 MPa. Estas lajes foram projetadas como sendo apoiadas perpendicularmente às vigas mistas. As alturas destas lajes foram consideradas iguais a 150mm.

Para a laje da cobertura o mesmo sistema e os mesmos materiais foram utilizados, porem, devido ao menor carregamento atuante, sua altura foi considerada igual a 140mm.

Foi considerado a existência de forros nos pavimentos 1, 2 e 3 sendo estes de gesso, considerados não estanques.

Foi considerada a existência de revestimento a base de cimento e areia em todas as lajes inclusive a da cobertura.

Foi considerada a presença de alvenarias feitas de bloco SICAL de 15cm de espessura, possuindo esta uma espessura final de 20cm (tipo C20). Esta alvenaria está presente apenas na semi-altura inferior dos pavimentos, situada acima das vigas pertencentes aos eixos 1, 8, A' e B' (figura 7.6), exceto as vigas da laje da cobertura.

Acima das alvenarias, na semi-altura superior de cada pavimento é considerada a existência de janelas. Exceto em frente aos pilares, onde existe uma parede de 1400mm até o teto.

A cobertura da edificação é feita de uma telha trapezoidal com 10mm de altura do tipo MF-100.

A interação entre as vigas de aço e a laje mista é realizada através da presença de conectores pino com cabeça (stud bolt) com 19mm de diâmetro, sendo estes feitos em aço ASTM A-108 com resistência à tração (f_u) de 415 MPa.

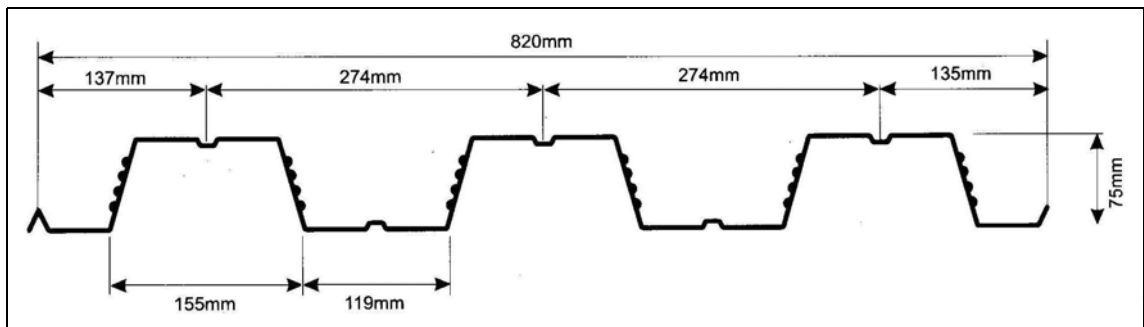


Figura 7.7 – Dimensões da forma de aço (steel deck) utilizada na laje mista.

7.4.1.2. Carregamentos atuando no Edifício 1

Os valores dos carregamentos atuantes na estrutura foram obtidos através de normas, especificações técnicas ou através das propriedades físicas dos materiais que constituem o edifício. Os seguintes carregamentos foram considerados atuando na edificação:

a) Carga Permanente

- O peso próprio das lajes do segundo e terceiro pavimento são iguais a $2,74\text{kN/m}^2$;
- O peso próprio da laje da cobertura ($h = 140\text{mm}$) é igual a $2,50\text{ kN/m}^2$;
- O peso próprio do forro de gesso é igual a $0,19\text{ kN/m}^2$;
- O peso próprio do revestimento considerado nas lajes do segundo e terceiro pavimento é igual a $1,00\text{ kN/m}^2$;
- O peso próprio do revestimento considerado na laje da cobertura é igual a $0,50\text{kN/m}^2$;
- Peso próprio das janelas é igual a $0,20\text{ kN/m}^2$;
- Peso próprio das alvenarias externas é igual a $1,74\text{ kN/m}^2$;
- Peso próprio da cobertura, incluindo peso das telhas e terças, é igual a $0,25\text{kN/m}^2$;

b) Carga accidental

b.1) Cargas atuando nas lajes do segundo e terceiro pavimento.

- Para escolas é considerado a atuação de uma sobrecarga de $3,00 \text{ kN/m}^2$;
- Foi considerado uma sobrecarga de $1,00 \text{ kN/m}^2$, considerando a possível execução de alvenarias internas.

b.2) Cargas atuando na laje da cobertura.

Foi considerado a atuação de uma sobrecarga de $0,50 \text{ kN/m}^2$.

b.3) Cargas atuando na cobertura (telhado).

Foi considerada a atuação de uma sobrecarga de $0,25 \text{ kN/m}^2$.

c) Cargas devido ao vento

As cargas devido ao vento atuantes na estrutura foram calculadas segundo os procedimentos constantes na NBR 6123 “Forças Devidas ao Vento nas Edificações” (ABNT, 1988).

Foi considerada uma edificação situada na região de Belo Horizonte-MG, cuja velocidade básica do vento (v_0) é igual a 32 m/s . Devido às características do terreno determinou-se que o fator topográfico (S_1) que leva em conta as variações na superfície do terreno é igual a $1,14$. Para a determinação do fator de rugosidade (S_2) foi admitido que o edifício esteja em um terreno em nível com poucos obstáculos isolados (categoria II) e por ter um comprimento de 42m é uma edificação de classe B. Portanto os fatores de rugosidade do terreno para esta edificação são:

$$S_2 = 0,92 \quad \text{para} \quad H \leq 5\text{m.}$$

$$S_2 = 0,98 \quad \text{para} \quad 5 < H \leq 10\text{m.}$$

Onde H é a altura total da edificação em metros. Para a determinação do fator estatístico (S_3), que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, sendo a edificação uma escola foi considerado pertencente ao grupo 2, ou seja, edificações para comércio ou indústria com alto fator de ocupação, possuindo um S_3 igual a 1,0.

De posse dos dados apresentados anteriormente determinou-se à velocidade característica do vento e a pressão dinâmica do vento atuante na estrutura como a seguir:

$$\text{Para: } H \leq 5\text{m} \Rightarrow V_k = 33,56 \text{ m/s ; } q = 0,69 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Para: } 5 < H \leq 10\text{m.} \Rightarrow V_k = 35,75 \text{ m/s ; } q = 0,78 \text{ kN/m}^2$$

7.4.2. Edifício 2

O Edifício 2 possui as mesmas características do Edifício 1, ou seja, possui o mesmo projeto arquitetônico e o mesmo projeto estrutural. No seu projeto foram utilizados os mesmos materiais e considerou-se que a estrutura do Edifício 2 também esteja submetida aos mesmos carregamentos atuantes na estrutura do Edifício 1, tanto para cargas permanentes e cargas acidentais quanto para cargas devido ao vento. Considerou-se o Edifício 2 sendo constituído de vários auditórios, nos quais adotou-se uma sobrecarga de 3 kN/m^2 .

Sendo um edifício de auditórios, segundo a NBR 14323 este pertence ao grupo F, locais de reunião de público, divisão F2. Segundo esta mesma norma, para as características desta edificação, o Edifício 2 possui um tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) igual a 60 minutos. Esta, a nível de projeto estrutural é a única diferença entre os edifícios 1 e 2.

7.4.3. Edifício 3

O Edifício 3, possui uma estrutura mais complexa e de maior vulto e foi baseada no projeto arquitetônico de uma edificação a ser construída na cidade de Vila Velha – ES, a qual será a futura sede da Fundação União, uma instituição pertencente a Metalúrgica União.

Este edifício possui uma área total de aproximadamente 2031 m², é constituído por pilotis no pavimento térreo; por áreas destinadas a alojamentos, refeitórios e clínicas no primeiro pavimento e por biblioteca, auditório e salas de aula no segundo pavimento. Por tratar-se de uma edificação de ocupação mista (possui em sua área mais de um tipo de ocupação), determinou-se o tempo requerido de resistência ao fogo para cada uma das partes, obtendo-se os TRRF's mostrados na tabela VII.2:

Como no projeto não existe a previsão de portas corta fogo entre as principais regiões desta edificação ou outro meio que garanta a compartimentação (estanqueidade entre os ambientes citados na Tabela VII.2) foi considerado um tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) igual a 60 minutos para toda a edificação.

7.4.3.1. Projeto arquitetônico e estrutural do Edifício 3

O Edifício 3 foi concebido de forma a ser um prédio que ocupasse em sua área atividades sociais diversas. As figuras 7.8, 7.9 e 7.10 são referentes ao projeto arquitetônico desta edificação. As figuras 7.11, 7.12, 7.13 e 7.14 são referentes ao plano das bases e aos vigamentos adotado para esta.

A estabilidade do edifício 3 foi adquirida através da adoção de pilares engastados na base tanto em relação ao eixo X quanto em relação ao eixo Y da seção transversal. Além disso, através da presença de quatro pórticos rígidos. Estes pórticos estão situados entre os eixos 2-3a, B-C; 1b-3; B3-B.

Tabela VII.2 – Valores dos TRRF obtidos segundo a NBR 14432 para a região de cada atividade existente no Edifício 3.

Atividade	Área (m²)	% Área total	q_{fi} (MJ/m²)	Divisão	TRRF (min)
Clínicas	67	3,3	200	D1	30
Refeitório	93	4,6	300	F8	60
Alojamentos	80	3,9	300	A1	30
Biblioteca	70	3,4	2000	F1	60
Auditório	140	6,9	200	F2	60
Salas de Aula	257	12,7	200	E4	30

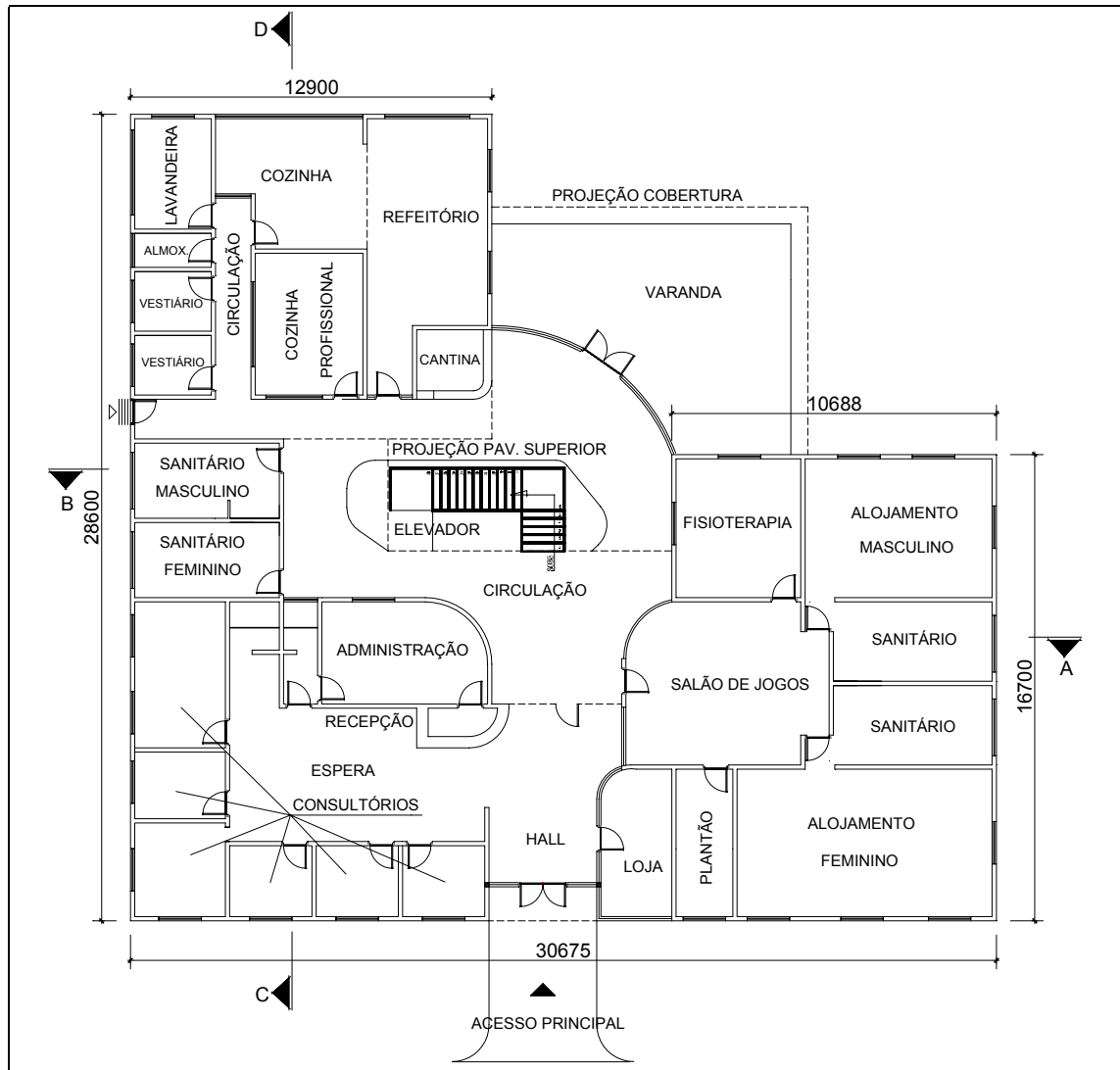


Figura 7.8 – Planta baixa do primeiro pavimento do Edifício 3.

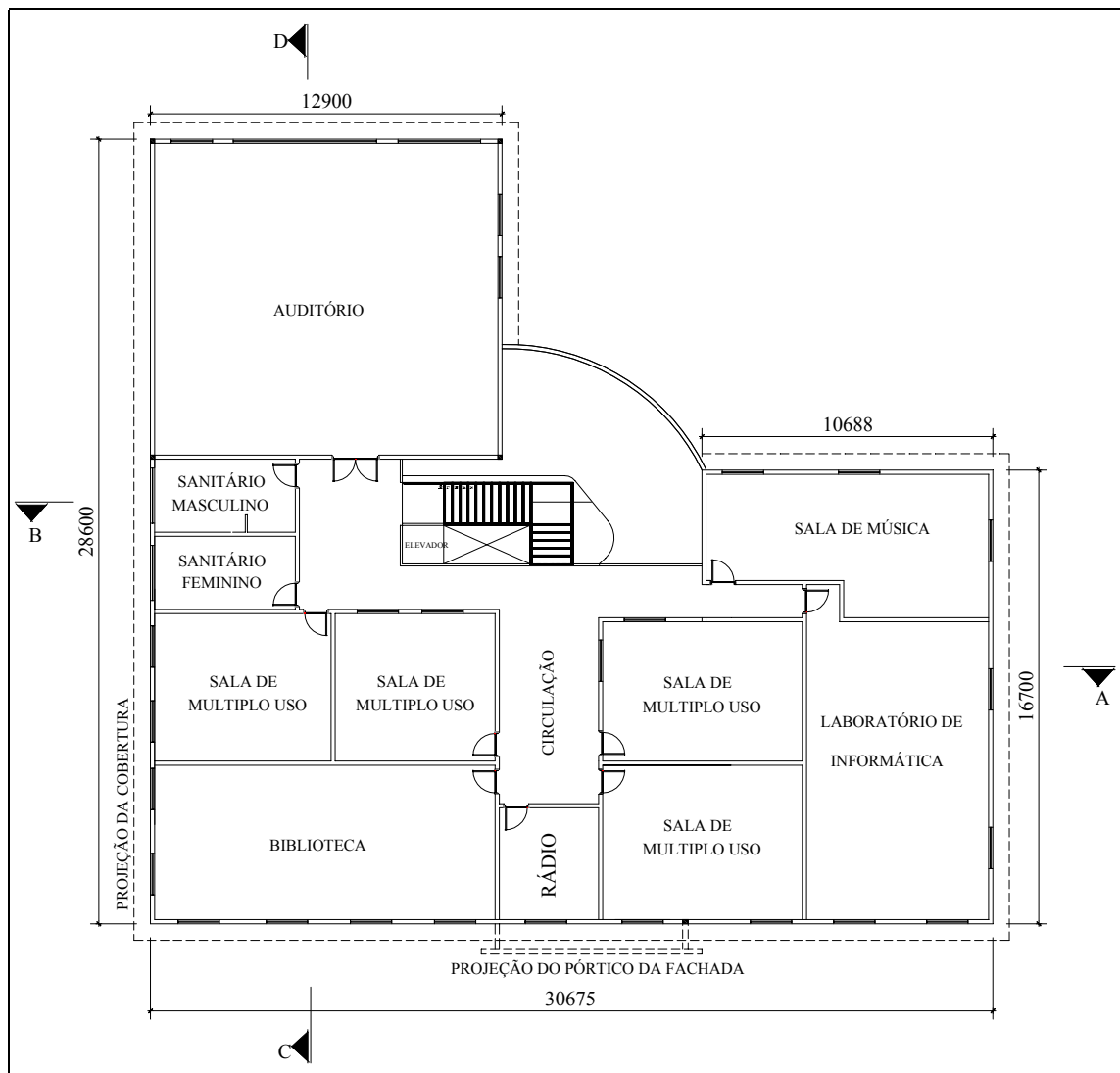


Figura 7.9 – Planta do segundo pavimento do Edifício 3.

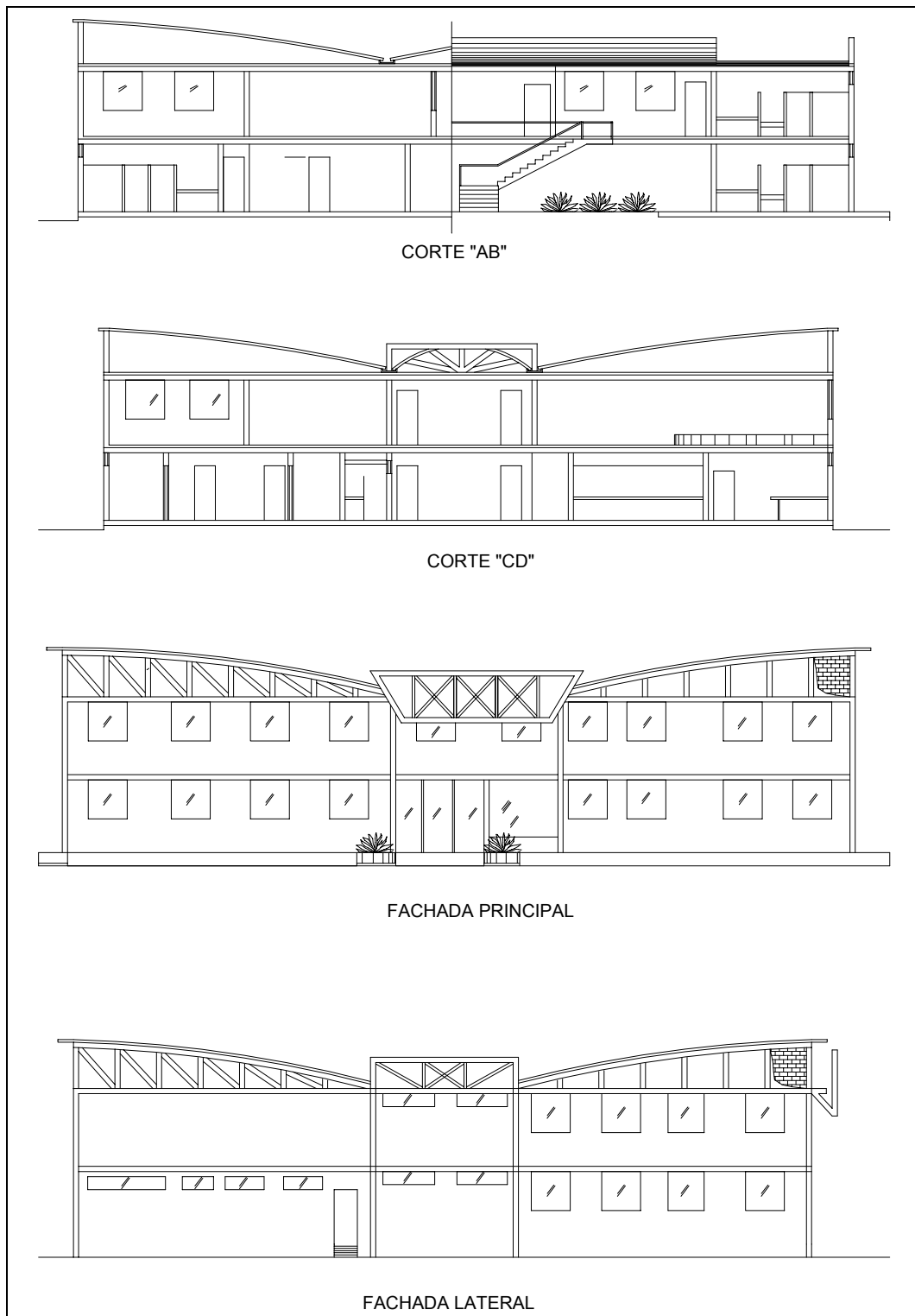


Figura 7.10 – Cortes e vistas do Edifício 3.

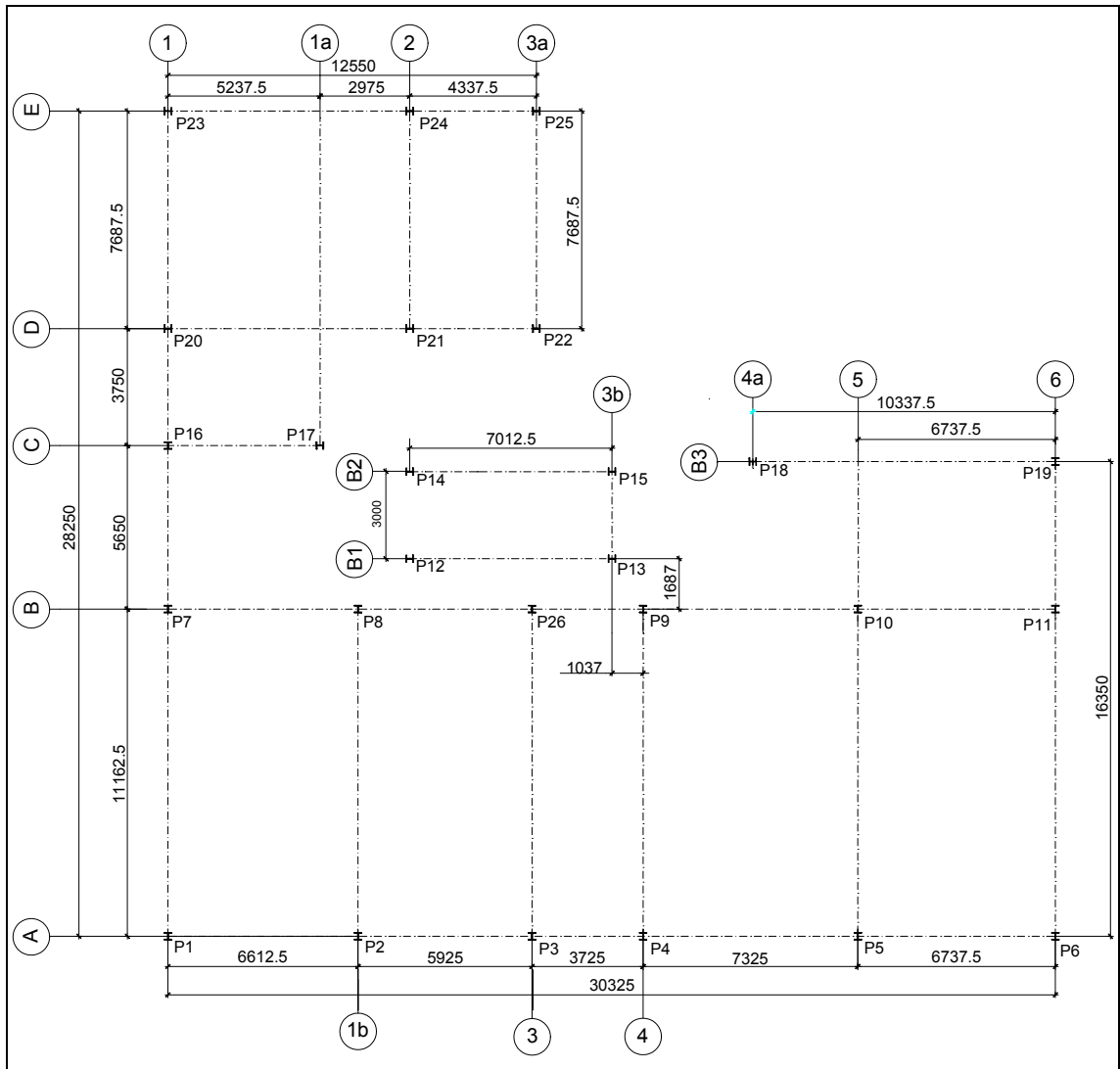


Figura 7.11 – Plano das Bases do Edifício 3 – EL. 0,00mm.

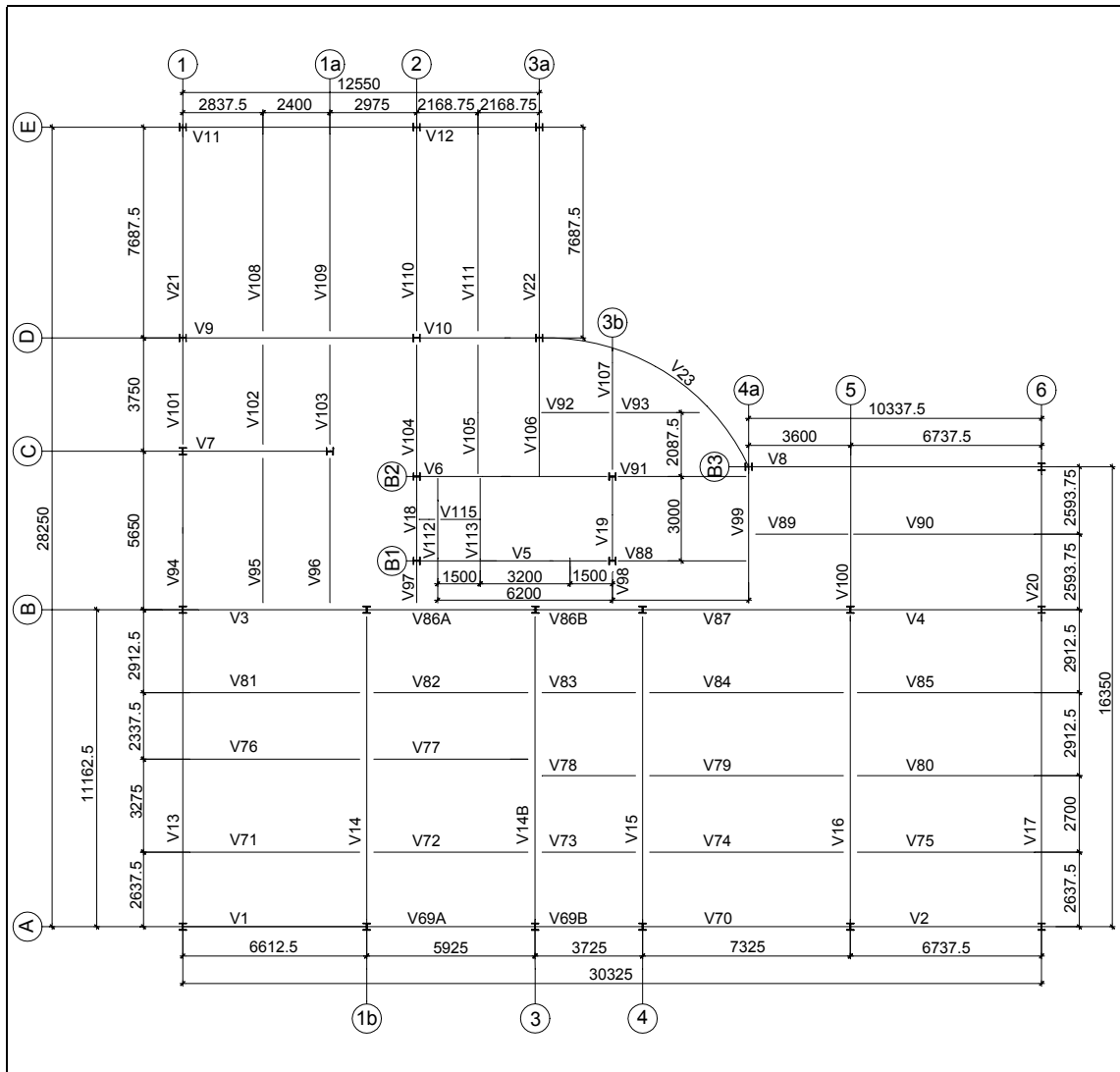


Figura 7.12 – Vigamento do Pavimento 1 do Edifício 3 – EL. 3000 mm.

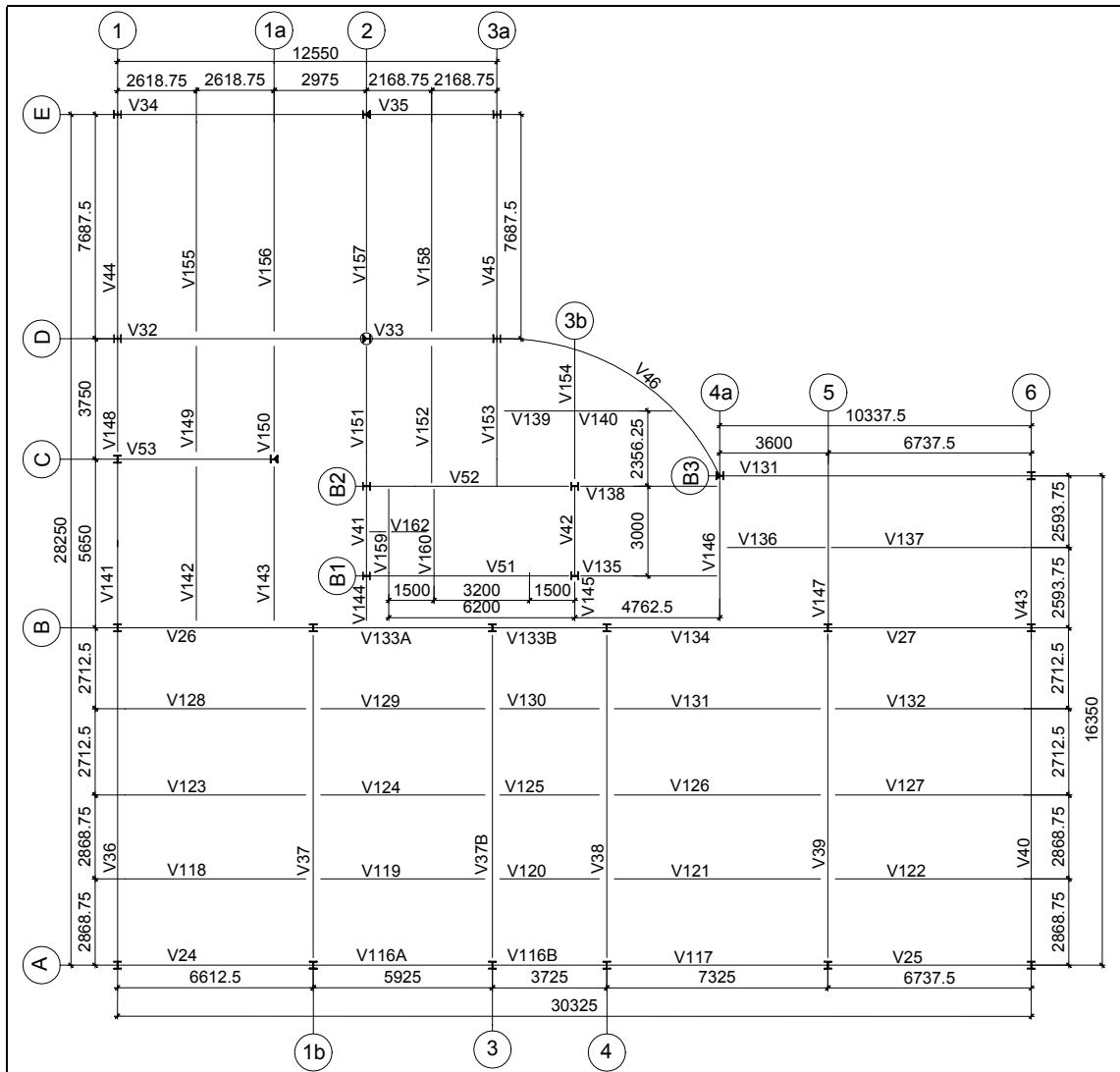


Figura 7.13 – Vigamento do Pavimento 2 do Edifício 3 – EL. 6000 mm.

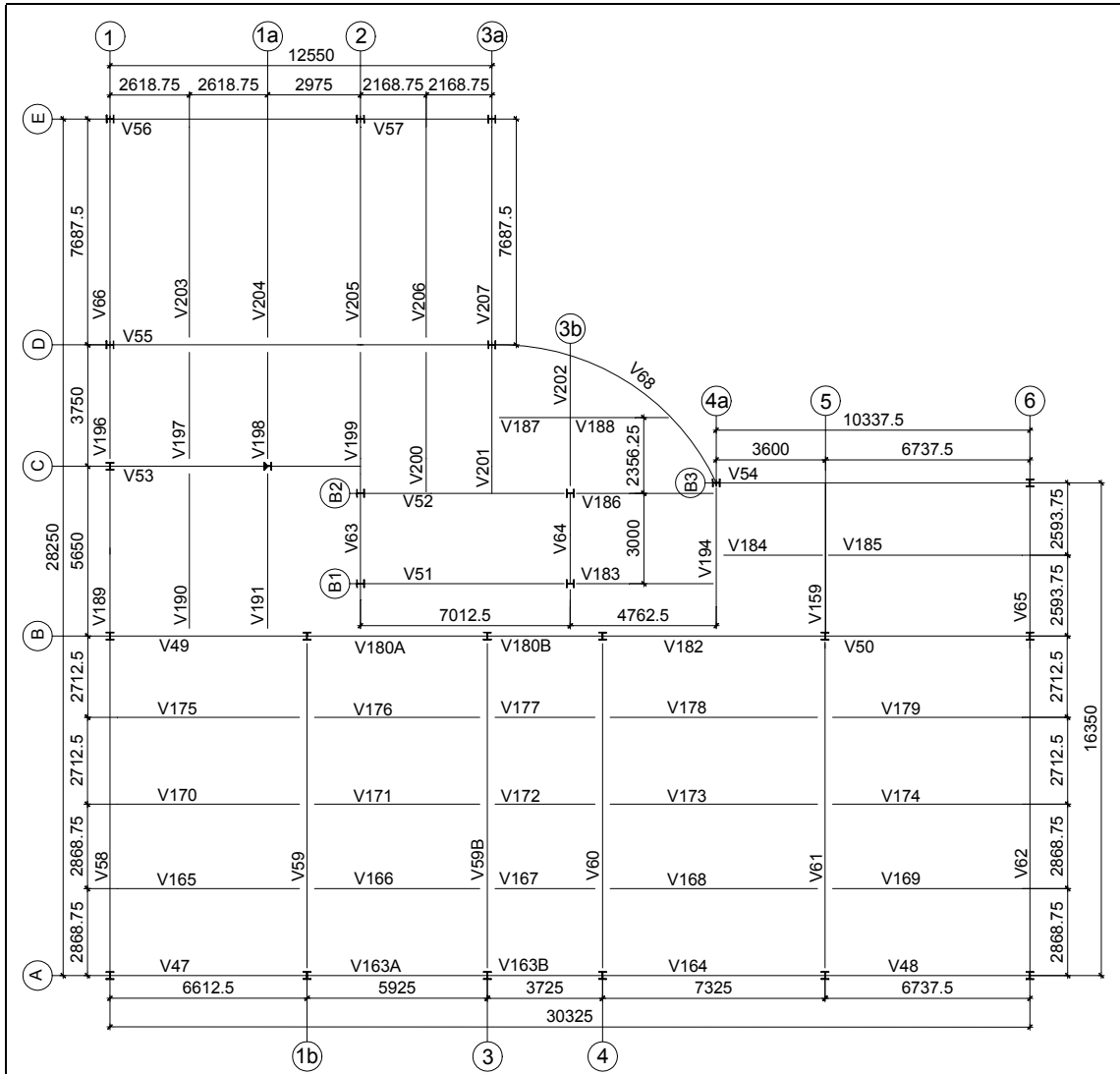


Figura 7.14 – Vigamento da Laje da Cobertura do Edifício 3 – EL. 9000 mm.

7.4.3.2. Materiais utilizados no Edifício 3

Os materiais utilizados no Edifício 3 são os mesmos constantes no item 7.4.1.1 utilizados para o Edifício 1, porém no dimensionamento dos elementos estruturais somente as simulações C e D da tabela VII.1 serão realizadas, sendo elas referentes aos aços USI SAC 250 e USI FIRE 300 respectivamente. Além destes materiais, é previsto que a divisão interna dos cômodos da edificação seja feita utilizando o sistema “dry wall” da LAFARGE (Sistema Lafarge Gypsum) com especificação: D125/75/60. Esta parede de gesso acartonado possui uma resistência ao fogo de 60 minutos, ou seja, a mesma resistência ao fogo prevista para a edificação.

7.4.3.3. Carregamentos atuantes no Edifício 3

A estrutura do edifício 3 foi calculada considerando a atuação dos seguintes carregamentos, cujos valores foram obtidos através de normas, especificações técnicas ou através das propriedades físicas dos materiais.

a) Carga permanente

a.1) Primeiro pavimento

- Peso próprio da laje steel deck igual a $2,75 \text{ kN/m}^2$;
- Peso próprio das paredes de gesso acartonado, considerado como uma carga distribuída na laje, igual a $0,32 \text{ kN/m}^2$;
- Peso próprio da alvenaria externa, considerando apenas sobre as vigas da periferia da edificação, igual a $3,22 \text{ kN/m}$;
- Peso próprio do revestimento igual a $1,00 \text{ kN/m}^2$.

Capítulo 7 - Metodologia

a.2) Segundo pavimento.

Idem pavimento 1, porém, o peso devido as paredes de gesso acartonado é igual a $0,21\text{kN/m}^2$.

a.3) Laje da cobertura

O peso próprio da laje da cobertura foi considerado igual a $2,50\text{ kN/m}^2$ e, além disso, foi considerado um revestimento de $0,50\text{ kN/m}^2$. Foi considerado atuando nesta o peso próprio da cobertura (telhado), igual a $0,25\text{ kN/m}^2$.

b) Sobrecarga

Para a determinação das solicitações atuantes na estrutura do edifício 3, foi considerada a atuação de uma sobrecarga de 3 kN/m^2 em todo o primeiro pavimento. No segundo pavimento foi considerada uma sobrecarga de 6 kN/m^2 atuando na biblioteca, uma sobrecarga de 5 kN/m^2 no auditório e uma sobrecarga de 3 kN/m^2 nas demais dependências deste pavimento. Além disso, foi considerada uma sobrecarga de $0,50\text{ kN/m}^2$ na laje da cobertura e uma sobrecarga de $0,25\text{ kN/m}^2$ na cobertura (telhado) do Edifício 3.

c) Cargas devido ao vento

O carregamento devido ao vento foi calculado através da NBR 6123 (ABNT, 1988) e através desta determinou-se os valores de V_0, S_1, S_2, S_3 , sendo eles iguais a:

- $V_0 = 32,00\text{ m/s}$
- $S_1 = 1,00$
- $S_2 = 0,92$ para $H \leq 5\text{m}$.
- $S_2 = 0,98$ para $5 < H \leq 10\text{m}$.
- $S_3 = 1,00$

Onde H é a altura total da edificação em metros. De posse dos dados apresentados anteriormente, determinou-se a velocidade característica e a pressão dinâmica do vento atuante na estrutura como a seguir:

Para: $H \leq 5\text{m} \Rightarrow V_k = 29,44 \text{ m/s}$; $q = 0,53 \text{ kN/m}^2$

Para: $5 < H \leq 10\text{m} \Rightarrow V_k = 31,36 \text{ m/s}$; $q = 0,60 \text{ kN/m}^2$.

7.5. Metodologia de Cálculo

7.5.1. Determinação das solicitações de cálculo e verificação dos deslocamentos

Neste item será descrita a metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento das estruturas dos edifícios 1, 2 e 3. Para o dimensionamento destas edificações foram utilizadas as normas NBR 8800 (ABNT, 1986) para o dimensionamento à temperatura ambiente e a NBR 14323 (ABNT, 1999) para o dimensionamento da estrutura em situação de incêndio.

Os edifícios 1, 2 e 3 tiveram suas estruturas analisadas através do programa comercial de análise de estruturas SAP 2000 (Structural Analysis Program). Estas estruturas foram “lançadas” segundo os projetos estruturais mostrados anteriormente nas figuras 7.5 e 7.6 para os Edifícios 1 e 2, e através das figuras 7.11 a 7.14 para o Edifício 3.

Foram aplicadas nestas estruturas os carregamentos nominais para as cargas permanentes, sobrecargas e cargas devido ao vento descritas anteriormente nos itens 7.4.1.2 e 7.4.3.3. As solicitações de cálculo à temperatura ambiente foram obtidas através de combinações realizadas seguindo critérios do item 4.8 na norma NBR 8800. As solicitações de cálculo atuando nas estruturas em situação de incêndio foram determinadas seguindo os critérios descritos no item 6.2 da NBR 14323 (mostrados no item 5.3.2. do capítulo 5), sendo estas ações calculadas como últimas excepcionais devido ao pequeno tempo de duração de um incêndio quando comparado com a vida útil da edificação.

Na determinação das solicitações de cálculo em situação de incêndio ($S_{fi,d}$) o efeito das deformações térmicas ($F_{Q,exc}$) não foram levados em conta. Por se tratarem de vigas sobrepostas por uma laje com forma de aço incorporada, todos os elementos da seção transversal estão sujeitos à ação do incêndio por todos os lados como mostra a figura 7.15. Observa-se que nos espaços vazios entre as canaletas da forma de aço a face superior da mesa superior fica exposta ao fogo. O gradiente térmico na seção de uma viga de aço é dado pela diferença das temperaturas atingidas pela mesa superior e inferior durante um incêndio. Nos projetos dos edifícios 1, 2 e 3 foram adotados para vigas e pilares apenas perfis I duplamente simétricos. Portanto, no caso de um incêndio, tendo as mesas superiores e inferiores os mesmos fatores de massividade, ambas atingem a mesma temperatura durante o TRRF, não existindo gradiente térmico ao longo da altura da seção transversal das vigas de aço. Como foi utilizado o método simplificado de cálculo, item 8 da NBR 14323 (resumido no capítulo 5), e ainda a curva do incêndio padrão (equação 2.2) para a determinação da temperatura dos gases durante o incêndio, não foi necessário levar em conta os efeitos das expansões térmicas dos elementos estruturais.

Os deslocamentos horizontais da estrutura e os deslocamentos verticais das vigas foram verificados segundo os critérios constantes no anexo C da norma NBR 8800.

7.5.2. Dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio

Após a determinação das solicitações de cálculo à temperatura ambiente (S_d) e em situação de incêndio ($S_{fi,d}$), iniciou-se o dimensionamento dos elementos estruturais à temperatura ambiente e a verificação de suas resistências de cálculo em situação de incêndio. A seqüência de dimensionamento utilizada foi a seguinte:

1. Realizou-se, para cada elemento estrutural o dimensionamento a temperatura ambiente através do itens 5 (para vigas simples, pilares, contraventamentos e escoras do beiral) e item 6 (para as vigas mistas) da NBR 8800. A verificação foi feita de forma que para cada esforço isolado atuando na barra a relação a seguir fosse satisfeita.

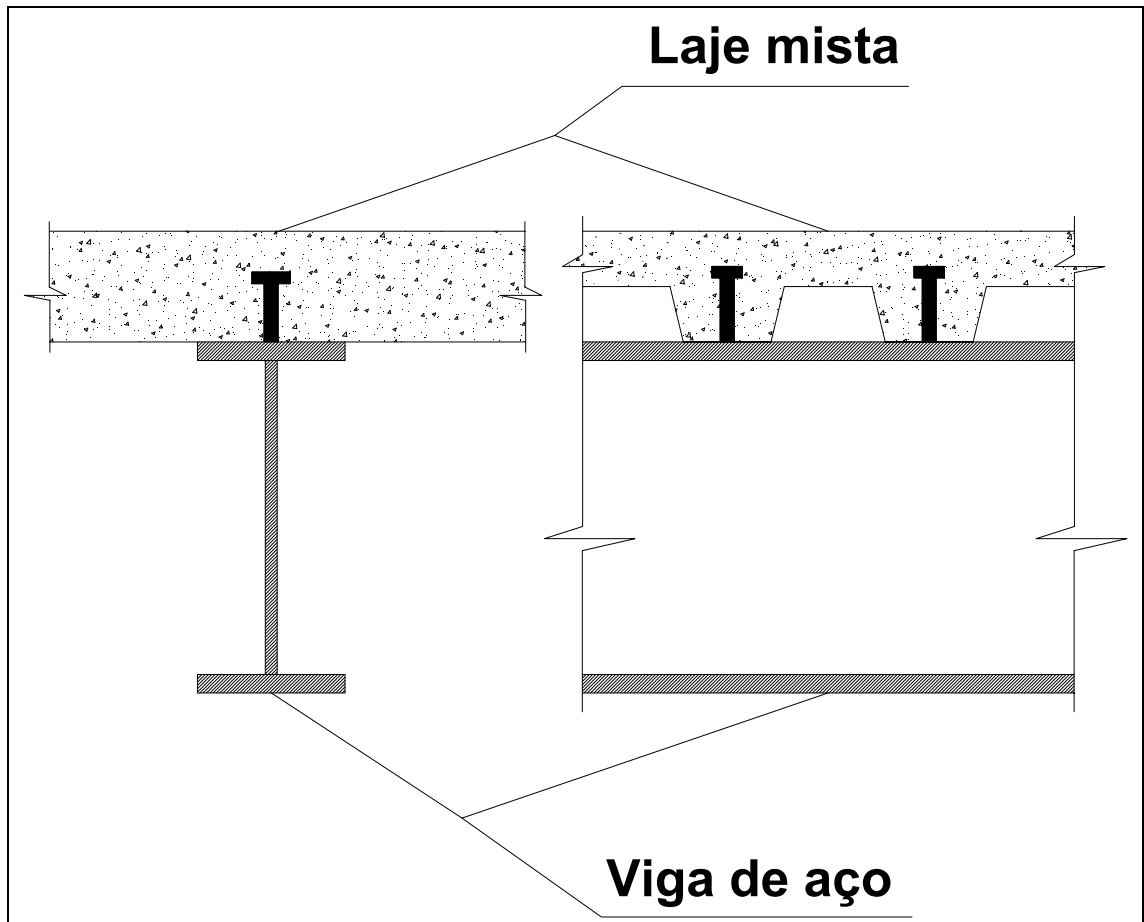


Figura 7.15 – Detalhe típico de uma laje steel deck apoiando-se perpendicularmente à uma viga de aço.

$$S_d \leq R_d \quad (7.1)$$

Onde, S_d é a solicitação de cálculo à temperatura ambiente e R_d é a resistência de cálculo do elemento estrutural à temperatura ambiente.

2. Determinou-se, para cada elemento estrutural, a temperatura atingida por estes após o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), sendo estes tempos determinados para cada estrutura nos itens 7.4.1, 7.4.2 e 7.4.3. A elevação da temperatura no elemento estrutural foi calculada considerando o elemento sem material de proteção contra incêndio, conforme o item 8.5.1.1 da NBR 14323.
3. Após a determinação da temperatura do aço (θ_a), determinou-se (de acordo com a simulação utilizada) o fator de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) e o fator de redução do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$), através dos gráficos representados nas figuras 7.3 e 7.4 respectivamente.
4. Após a determinação dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade, foi feito o dimensionamento em situação de incêndio segundo o método simplificado de cálculo cujos procedimentos constam no item 8 da NBR 14323. O dimensionamento das vigas mistas seguem os procedimentos constantes no anexo A da mesma norma. A partir do dimensionamento, determinou-se a resistência de cálculo em situação de incêndio ($R_{fi,d}$) para cada esforço isoladamente.
5. O elemento estrutural adotado era considerado satisfatório se a relação abaixo fosse satisfeita:

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad (7.2)$$

Onde $S_{fi,d}$ é a solicitação de cálculo em situação de incêndio e $R_{fi,d}$ é a resistência de cálculo do elemento estrutural em situação de incêndio.

6. Se a expressão 7.2 não fosse satisfeita, era então aplicado ao elemento estrutural uma camada de material de proteção contra incêndio com uma espessura t_m necessária para que o elemento estrutural metálico atingisse uma temperatura na qual este resistisse à solicitação de cálculo em situação de incêndio ($S_{fi,d}$). O cálculo da elevação da temperatura do aço protegido com material de proteção contra incêndio foi realizado seguindo os procedimentos constantes no item 8.5.1.2. da NBR 14323 (Item 4.7.4 capítulo 4).

Após a determinação da temperatura atingida pelo elemento estrutural protegido (θ_a), repetia-se novamente os itens 3, 4, 5 e 6 até que a relação 7.2 fosse satisfeita. O roteiro de cálculo apresentado do item 1 ao item 6 pode ser simplificado através do fluxograma mostrado na figura 7.16.

No dimensionamento, assegurou-se que a seção transversal dos elementos estruturais comprimidos não possuíssem relações b/t superiores aos valores dados na tabela 1 da NBR 8800 para seções classe 3. Assegurou-se também que os elementos constituintes da seção transversal de elementos estruturais submetidos a flexão não sofressem flambagem local em regime elástico.

Para a elaboração desta pesquisa, foi desenvolvido o programa PRODEMMSI (Programa para Dimensionamento de Estruturas Metálicas e Mistas em Situação de Incêndio). Este programa utiliza dados das normas: NBR 8800, NBR 14323 e NBR 14432 para efetuar o dimensionamento de elementos estruturais, podendo o dimensionamento ser feito tanto para aços comuns quanto para aços resistentes ao fogo. O PRODEMMSI permite a utilização das propriedades mecânicas (f_y , f_u e E) especificadas para os aços, como também a utilização de propriedades mecânicas obtidas experimentalmente. O mesmo se observa para os fatores de redução da resistência ao escoamento e fatores de redução do módulo de elasticidade. Uma descrição deste programa como também a resolução de um exemplo com essa ferramenta de cálculo será mostrada no Apêndice A.

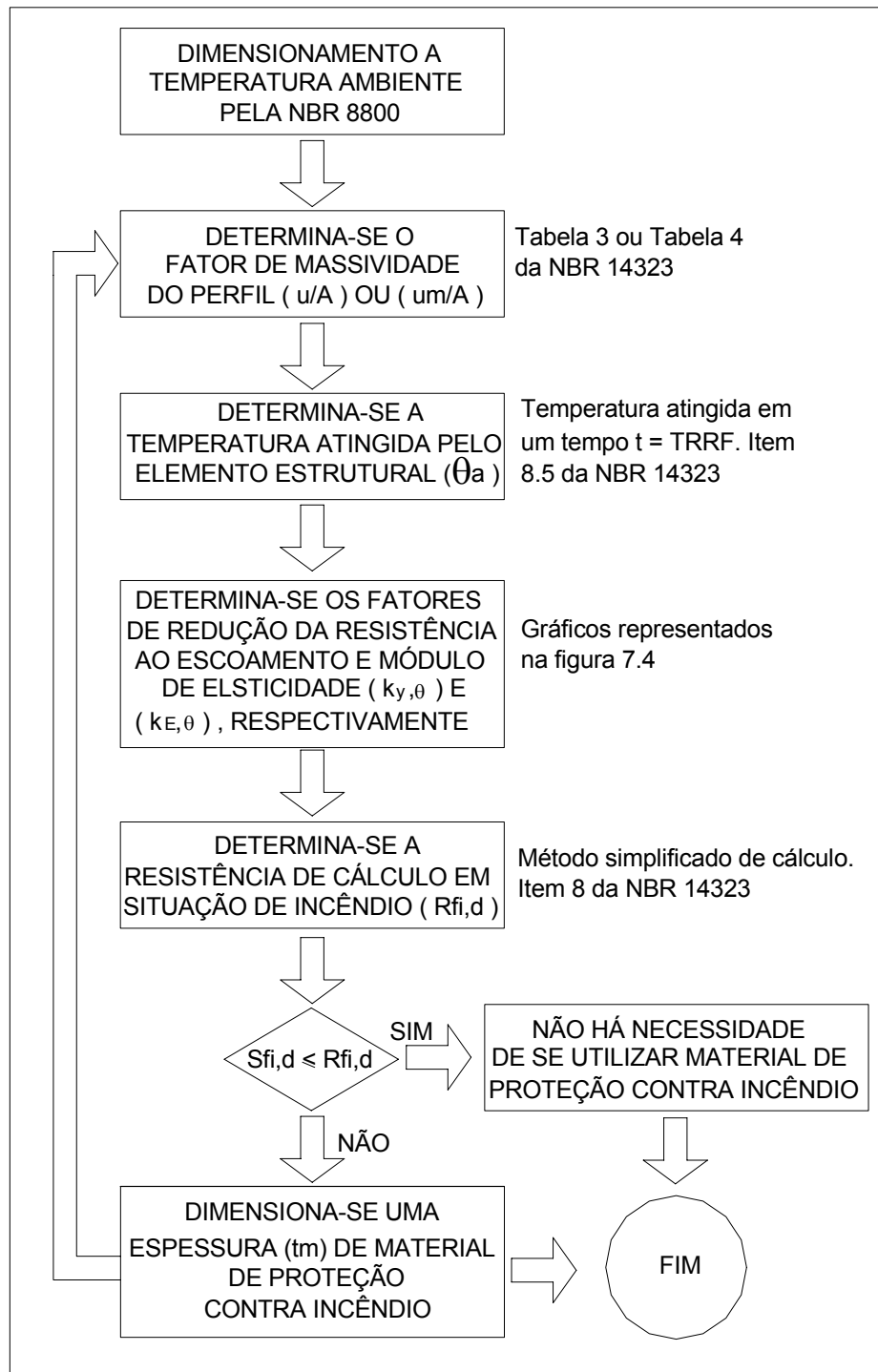


Figura 7.16 – Fluxograma representativo do dimensionamento em situação de incêndio, quando utilizado como material de proteção contra incêndio uma argamassa projetada.

7.6. Materiais de Proteção Contra Incêndio Adotados

Dois materiais de proteção contra incêndio foram adotados para a proteção dos elementos estruturais dos edifícios 1, 2 e 3, quando necessário: uma argamassa projetada a base de gesso, cimento e fibras minerais e uma tinta intumescente.

7.6.1. Argamassa projetada (argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais)

Foi utilizado uma argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais. As propriedades desta argamassa utilizado no cálculo da elevação da temperatura dos elementos estruturais são as seguintes:

- massa específica: $\rho_m = 240 \text{ kg/m}^3$;
- calor específico: $c_m = 1050 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$;
- condutividade térmica: $\lambda_m = 0,1 \text{ W/ m}^\circ\text{C}$.

7.6.2. Tintas intumescentes

As espessuras de tinta intumescentes, devido a falta de dados sobre o seu comportamento em situação de incêndio e também da variação de suas propriedades físicas e térmicas com a elevação da temperatura, são calculadas através de cartas de cobertura. Dessa forma, não pode ser utilizado o método do item 8.5.1.2 da NBR 14323 para determinar a espessura de tinta intumescente necessária para que o elemento estrutural não atinja sua temperatura crítica (θ_{cr}). Estas cartas de cobertura geralmente são realizadas por institutos de pesquisa de grande confiabilidade.

Geralmente, as cartas de cobertura são feitas considerando as temperatura críticas de 550°C e/ou 620°C . Com estas cartas de cobertura, o fator de massividade (u/A) do perfil, o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) exigido e a temperatura crítica

(θ_{cr}) do mesmo, determina-se a espessura de tinta intumescente a ser aplicada ao perfil para que este não atinja sua temperatura crítica durante o TRRF de projeto.

A figura 7.17 mostra o exemplo de uma carta de cobertura feita para o dimensionamento da espessura de tinta intumescente a ser aplicada em pilares com seção transversal em forma de I com os quatro lados expostos ao fogo. Esta tabela foi desenvolvida considerando que os pilares possuam uma temperatura crítica de 550°C.

Não se sabe se o comportamento da tinta intumescente pode ser considerado linear para o seu dimensionamento em temperaturas diferentes das quais foram determinadas as cartas de cobertura. No entanto, no presente trabalho, devido a falta de dados sobre o dimensionamento deste material para temperaturas elevadas considerou que esta tivesse um comportamento linear. A figura 7.18 mostra o método adotado neste trabalho para o dimensionamento da espessura de tinta intumescente necessária à proteção de um elemento estrutural com temperatura crítica diferente de 550°C. Para a determinação da espessura de tinta intumescente necessária para a proteção de um elemento estrutural com temperatura crítica diferente de 550°C foi realizado uma interpolação linear.

Observa-se através da figura 7.17 que, um elemento estrutural submetido à um TRRF de 30 minutos com um fator de massividade de 160m^{-1} necessitaria de 0,49mm de tinta intumescente para a sua proteção em situação de incêndio (Nullifire/S605) se sua temperatura crítica fosse igual a 550°C. Considerando um comportamento linear para o dimensionamento desta tinta e caso o elemento estrutural possuísse uma temperatura crítica de 700°C, neste caso este elemento estrutural necessitaria de 0,24mm de tinta intumescente para a sua proteção. Neste método, caso a temperatura crítica do elemento estrutural seja maior que a temperatura atingida pelos gases (do compartimento de incêndio) ao fim do TRRF, este não necessitaria de proteção contra incêndio.

Este método permitiu levar em consideração a temperatura crítica do elemento estrutural. Caso isso não fosse possível, a utilização de perfis estruturais em aço resistente ao fogo, sendo este protegido por tinta intumescente, não acarretaria economia quando comparado com os aços convencionais, visto que os primeiros

u/A (m ⁻¹)	Nullifire/S605* (mm)				Nullifire/S607** (mm)	
	TRRF (minutos)				TRRF (minutos)	
	30	60	90	120	30	60
30	0,25	0,74	1,48	2,47	0,20	0,44
100	0,25	0,74	1,48	2,47	0,20	0,44
105	0,25	0,74	1,48	2,47	0,20	0,64
110	0,32	0,74	1,48	2,47	0,20	0,64
120	0,32	0,74	1,48	2,47	0,20	0,64
125	0,32	0,74	1,48	3,22	0,20	0,64
130	0,32	0,74	1,48	3,22	0,20	0,64
135	0,32	0,85	1,48	3,22	0,20	0,64
140	0,32	0,85	1,48	3,22	0,20	0,64
145	0,32	0,85	1,48	3,96	0,20	0,64
150	0,49	1,27	1,73	3,96	0,20	0,88
160	0,49	1,27	1,73	3,96	0,20	0,88
165	0,49	1,27	2,31	4,70	0,20	0,88
170	0,49	1,27	2,31	4,70	0,20	0,88
175	0,49	1,27	2,31	4,70	0,32	0,88
180	0,49	1,27	2,31	4,70	0,32	0,88
185	0,49	1,27	2,31	5,19	0,32	0,88
195	0,49	1,27	2,31	5,19	0,32	0,88
200	0,49	1,27	2,31	5,94	0,32	0,88
205	0,49	1,27	2,31	5,94	0,32	0,88
210	0,55	1,45	2,97	5,94	0,38	0,98
215	0,55	1,45	2,97	"	0,38	0,98
225	0,55	1,45	2,97	"	0,38	0,98
230	0,55	1,45	3,71	"	0,38	0,98
235	0,63	1,69	3,71	"	0,46	1,12
240	0,63	1,69	3,71	"	0,46	1,12
245	0,63	1,69	4,45	"	0,46	1,12
255	0,63	1,69	4,45	"	0,46	1,12
260	0,63	1,69	5,19	"	0,46	1,12
265	0,63	1,69	5,19	"	0,46	1,12
270	0,99	2,23	5,19	"	0,60	1,25
275	0,99	2,23	5,94	"	0,60	1,25
285	0,99	2,23	"	"	0,60	1,25
290	0,99	2,23	"	"	0,60	1,25
320	0,99	2,23	"	"	0,60	1,25

* Aplicado em ambiente externo; ** Aplicado em ambiente interno

Figura 7.17 - Carta de cobertura feita para o dimensionamento de tinta intumescente, para pilares com seção transversal em forma de I com os quatro lados expostos ao fogo e para uma temperatura crítica de 550°C (SILVA, 2001).

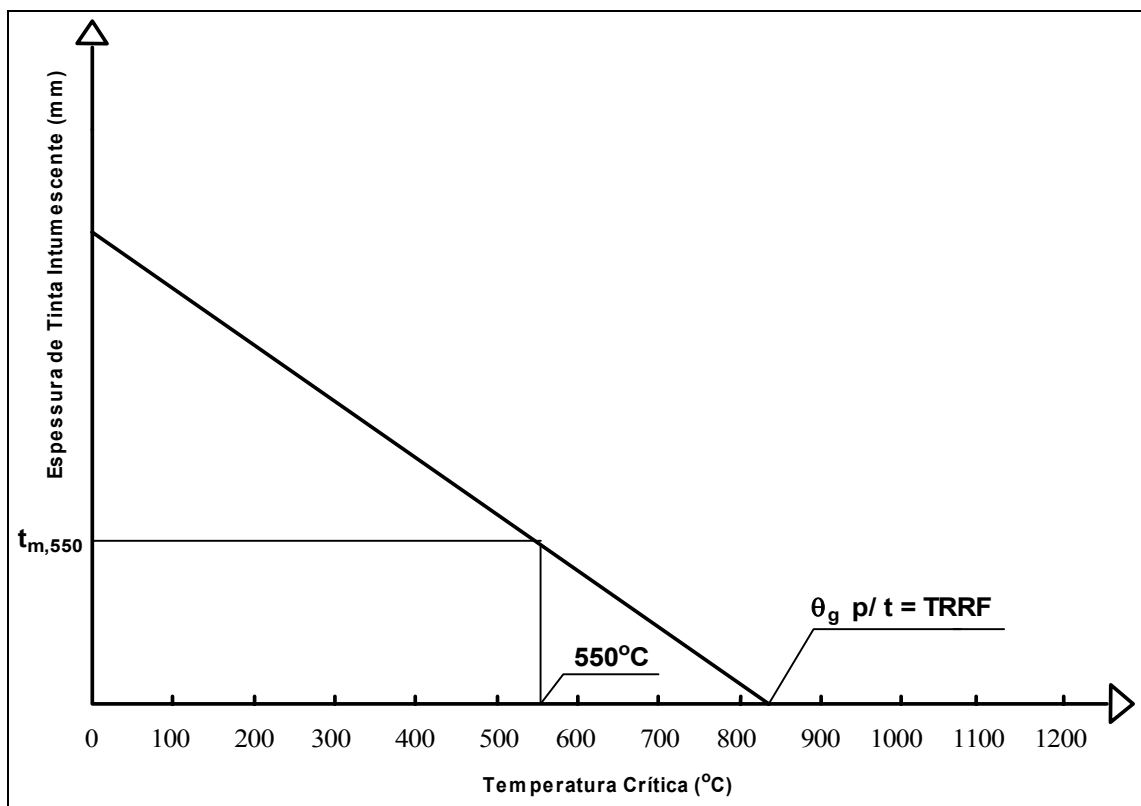


Figura 7.18 – Método utilizado para o dimensionamento da espessura de tinta intumescente.

proporcionam aos elementos estruturais temperaturas críticas mais elevadas. O método de dimensionamento da espessura de tinta intumescente pode ser simplificado através do fluxograma mostrado na figura 7.19.

7.6.3. Determinação dos custos com material de proteção contra incêndio

Após a determinação da espessura de material de proteção contra incêndio aplicado em cada elemento estrutural, foi determinado o custo para a aplicação desta proteção. Os valores dos custos com proteção mostrados a seguir para cada material foram fornecidos por seus fabricantes.

a) Argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.

O custo devido ao volume de produto utilizado na proteção de um perfil é de US\$ 0,28/mm/m². O custo devido somente a aplicação do produto é de US\$ 3,70/m² sendo este valor constante, seja qual for a espessura a ser aplicada. Observa-se que para pequenas espessuras de proteção contra incêndio (até aproximadamente 13mm), o custo devido a aplicação do produto será preponderante.

b) Tintas intumescentes.

Após a determinação da espessura de tinta intumescente (DFT) aplicada ao elemento estrutural, determinou-se o consumo desta (kg) necessário para proteger cada m² do perfil estrutural. Para a aplicação de 1m² de tinta intumescente (Nullifire) são necessários 0,3L da tinta de acabamento TS615 e 0,02L do solvente TS, independentemente da espessura de tinta a ser aplicada. Determinado o quantitativo total de tinta intumescente (kg), tinta de acabamento (L) e solvente (L) necessários para proteger um determinado elemento estrutural calcula-se o custo referente ao consumo de tinta. Não foi considerado neste trabalho o custo referente à tinta de fundo (primer) aplicada ao elemento estrutural.

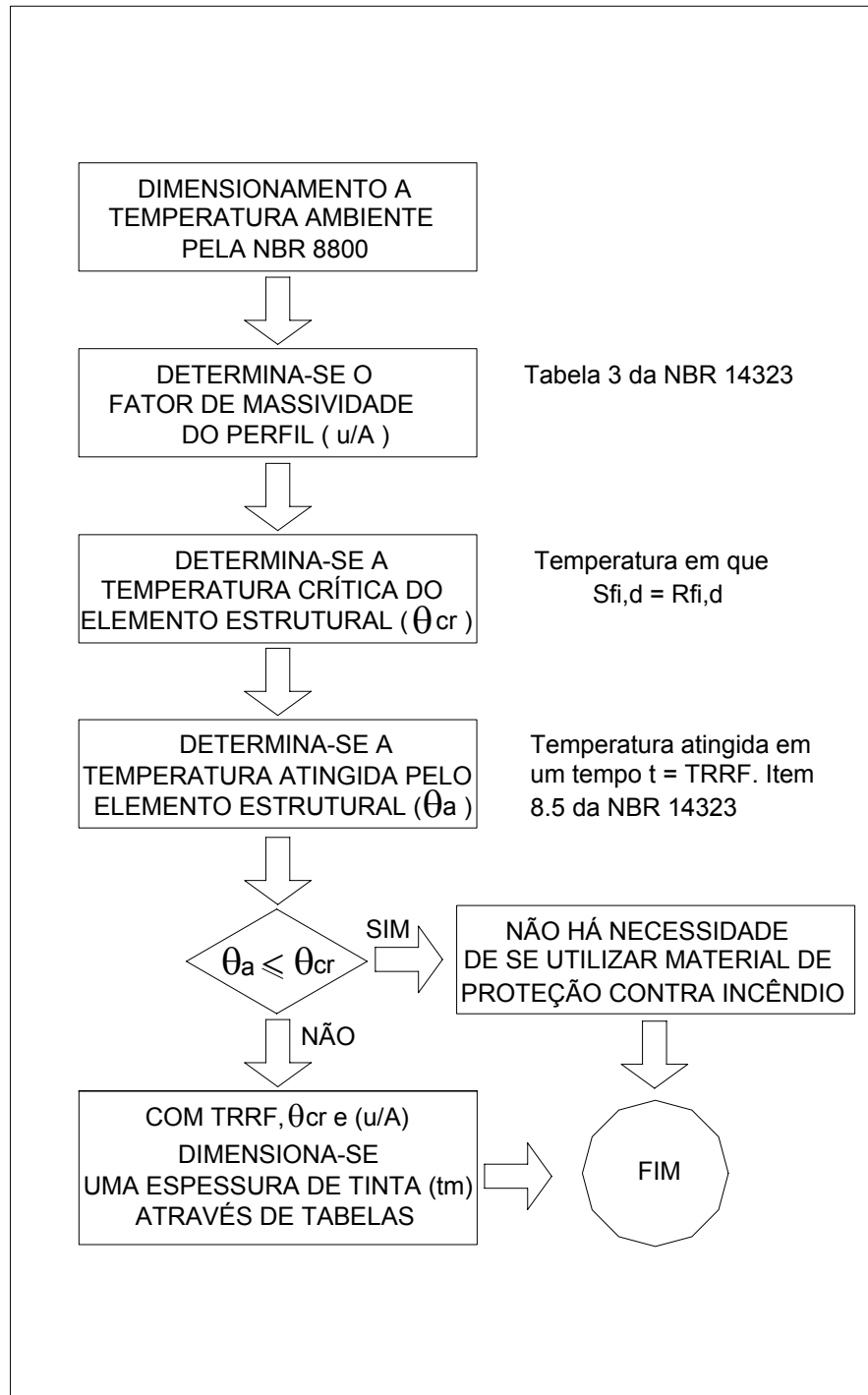


Figura 7.19 – Fluxograma representativo do dimensionamento em situação de incêndio, quando utilizado como material de proteção contra incêndio às tintas intumescentes.

O custo da tinta intumescente é de US\$ 8,73/kg, o custo da tinta de acabamento TS615 é de US\$ 5,76/L e o custo do solvente TS é de US\$ 3,28/L. A tinta intumescente possui ainda um custo de aplicação de US\$ 6,17/m².

No caso dos elementos estruturais externos foi considerada a aplicação da tinta intumescente S605 (mais aconselhada para ambientes externos) da Nullifire. Para os elementos estruturais internos foi considerado a tinta intumescente S607 (mais aconselhada para ambientes internos).

7.7. Hipóteses de Aplicação dos Materiais de Proteção Contra Incêndio

As seguintes hipóteses de aplicação da proteção contra incêndio foram adotadas para os edifícios 1, 2 e 3. Para os edifícios 1 e 2 foram consideradas duas hipóteses e para o edifício 3, três hipóteses. A explicação destas será feita a seguir.

7.7.1. Hipóteses adotadas para os Edifícios 1 e 2

Hipótese 1: Aplicação de uma argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais em toda estrutura conforme mostrado na figura 7.20.

Hipótese 2: Aplicação de uma argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais nos vigamentos da estrutura, contraventamentos e escoras dos beirais e aplicação de tinta intumescente nos pilares. Veja esquema da hipótese 2 na figura 7.21.

No caso da hipótese 2, não foi considerado a utilização de tinta intumescente nos contraventamentos pois não foi encontrado bibliografia ou catálogos técnicos, nos quais possuísse cartas de cobertura para seções formadas por cantoneiras simples ou duplas. Devido a isto se decidiu pela utilização de proteção em tinta intumescente somente nos pilares.

Em relação às duas hipóteses, a hipótese 1 é a mais econômica devido ao baixo custo das proteções em argamassa (quando comparado com o custo da tinta). Porém trata-se

de um acabamento mais rústico. A hipótese 2 devido a utilização de tinta intumescente nos pilares é a opção mais estética, porém o custo desta é mais elevado.

7.7.2. Hipóteses adotadas para o Edifício 3

Hipótese 1: Aplicação de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais em toda a estrutura conforme mostra a figura 7.22;

Hipótese 2: Aplicação de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais nos vigamentos de todos os pisos e da laje de cobertura e aplicação de tinta intumescente apenas nos pilares do pilotis conforme mostra a figura 7.23;

Hipótese 3: Aplicação de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais nos vigamentos do piso do pavimento 2 e da laje de cobertura e tinta intumescente nos pilares do pilotis e no vigamento do piso do primeiro pavimento conforme mostra a figura 7.24.

Estas hipóteses foram adotadas para estudar o efeito do aumento da área de aplicação de tinta intumescente no custo final com proteção. A hipótese 3 seria a mais recomendada por proporcionar um aspecto visual mais atraente à estrutura. Também, devido a baixa resistência mecânica das proteções em argamassa, seria mais recomendado a utilização da hipótese 3 de aplicação, onde os elementos estruturais expostos ao ambiente (pilares do pilotis e vigas da laje do primeiro pavimento) são protegidos por tinta intumescente. Porém esta hipótese provavelmente será a mais onerosa.

7.8. Dimensionamento dos Pilares Externos dos Edifícios 1 e 2

Como pode ser visto na figura 7.6, o eixo dos pilares dos edifícios 1 e 2 estão afastados de uma distância de 750 mm dos eixos A' e B' da estrutura, ou seja, da fachada principal da edificação. Duas hipóteses foram adotadas para o dimensionamento das espessuras de material de proteção contra incêndio, quando necessário, para os pilares; são elas:

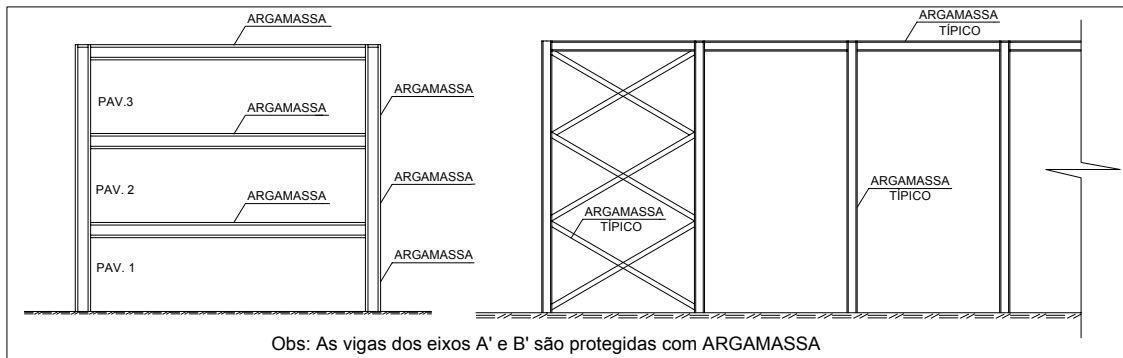


Figura 7.20 - Esquema da hipótese 1 de proteção adotada para os edifícios 1 e 2

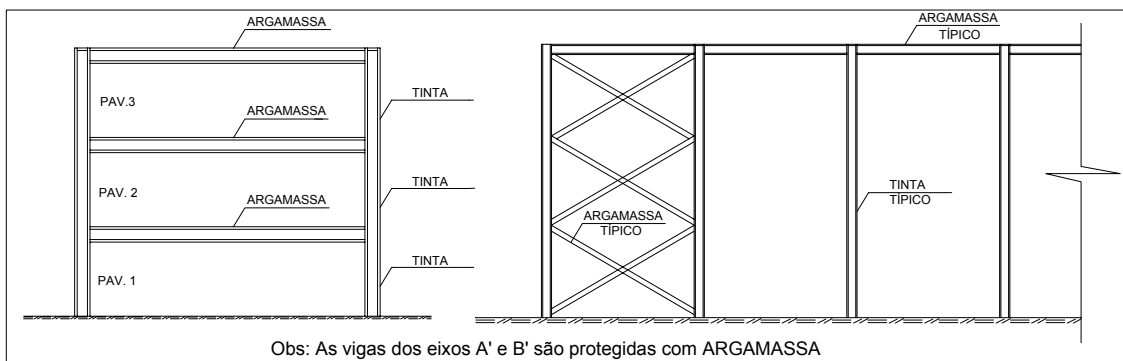


Figura 7.21 – Esquema da hipótese 2 de proteção adotada para os edifícios 1 e 2

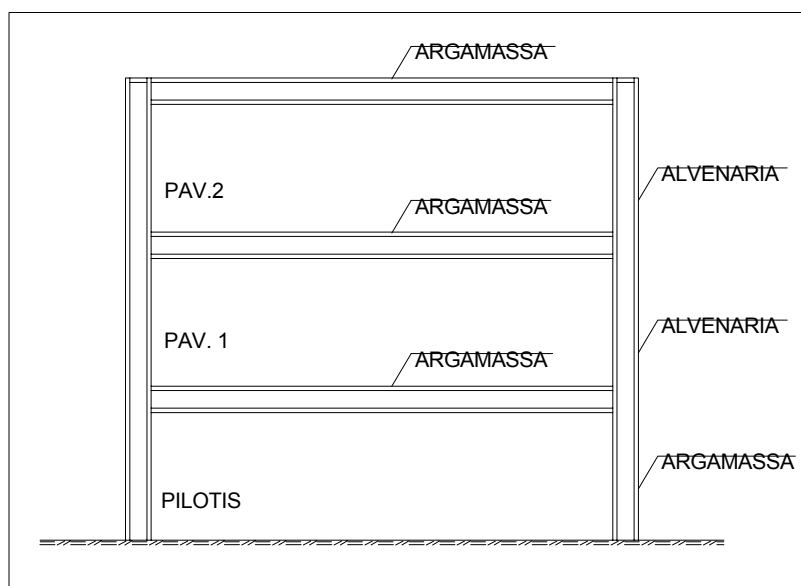


Figura 7.22 – Esquema da hipótese 1 de proteção adotada no edifício 3.

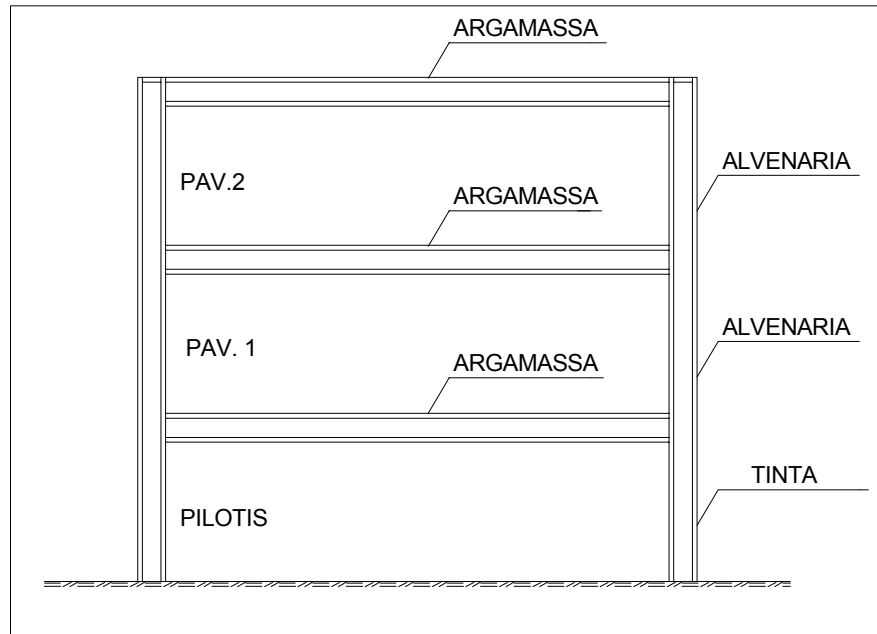


Figura 7.23 – Esquema da hipótese 2 de proteção adotada no edifício 3.

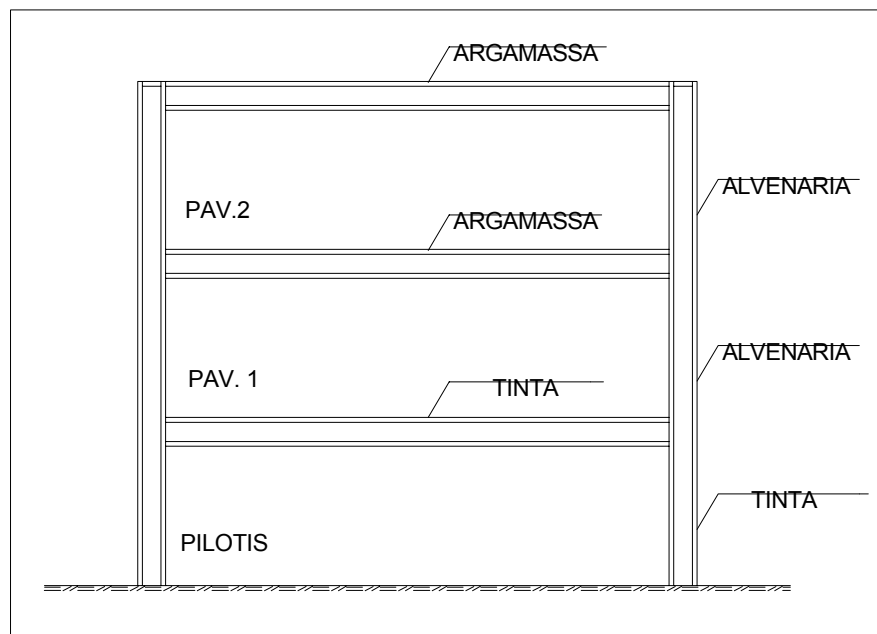


Figura 7.24 – Esquema da hipótese 3 de proteção adotada no edifício 3.

Hipótese 1: Verificação em situação de incêndio e dimensionamento das espessuras de materiais isolantes térmicos, considerando os pilares como estrutura interna, expostos ao fogo por todos os lados. Neste caso, o cálculo da elevação de temperatura do elemento estrutural é realizado conforme procedimentos descritos no item 8.5 da NBR 14323.

Hipótese 2: Verificação em situação de incêndio e dimensionamento das espessuras de materiais isolantes térmicos, considerando os pilares como estrutura externa.

O dimensionamento considerando os pilares como estrutura interna apesar de não corresponder a real situação, leva a um dimensionamento a favor da segurança. Na falta de uma norma para dimensionamento de estruturas externas em situação de incêndio, esta seria a medida mais conveniente. O cálculo dos pilares considerando-os como estrutura externa por se tratar da situação real, levará a uma economia em material de proteção contra incêndio.

A elevação de temperatura em estruturas de aço externas deve ser determinada levando-se em conta vários fatores, tais como (ABNT, 1999):

- O 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 convecção e por radiação da estrutura de aço para o ambiente;
- Os tamanhos e as posições dos elementos componentes da estrutura.

Por não fazer parte do escopo do presente trabalho, devido a falta de norma brasileira que trata do dimensionamento de estruturas externas em aço e também da grande complexidade dos cálculos necessários para se determinar a elevação de temperatura

nos elementos estruturais externos, a temperatura nestes elementos estruturais foi considerada constante, conforme resultados de um trabalho desenvolvido por SAKUMOTO e SAITO (1995) que será mostrado a seguir.

SAKUMOTO e SAITO (1995) realizaram um estudo para a determinação da temperatura atingida pelos pilares externos do edifício Tobihata mostrado na figura 6.10 do capítulo 6. Neste estudo, a intensidade do incêndio foi analisada pela quantidade de combustível e áreas das aberturas presentes nos pavimentos e previstos nos projetos. Ou seja, não foi baseado na curva temperatura-tempo do incêndio padrão e tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) previsto por normas para o tipo de edificação analisada (edifício de escritórios).

A figura 7.25 mostra a forma e dimensão das chamas calculadas pelos autores do estudo. A chama que possui uma largura de 1133mm é projetada para fora da fachada a uma distância de $\frac{2}{3}$ da altura da janela que é de 1700mm. A temperatura do incêndio dentro do compartimento foi calculada em 1158°C e a temperatura calculada para a extremidade da chama foi de 538°C. Além disso, determinou-se que a taxa de combustão foi de 720kg (de material combustível) por minuto e a duração do incêndio de 55 minutos.

Os pilares do edifício Tobihata ficam ao lado das janelas e a distância do centro destes até a fachada da edificação é de 575mm. Logo, os pilares estariam envolvidos na chama, o que resultaria em uma grande elevação da temperatura destes. Porém, como as janelas são espaçadas por 1400mm e os pilares ficam entre estas (como mostra a figura 7.25) estes não correm o risco de serem envolvidos pelas chamas. A figura 7.26 mostra a máxima temperatura atingida em quatro pontos dos pilares de aço. Observa-se que a máxima temperatura atingida pelo pilar foi de 542,5°C (para o tempo de 55 minutos).

Os edifícios 1 e 2 possuem o eixo de seus pilares distante de 750mm da fachada principal. Se considerarmos a elevação de temperatura-tempo padrão dos gases, após 30 e 60 minutos de incêndio, a temperatura dentro da edificação atingiria 841,8 e 945,3°C

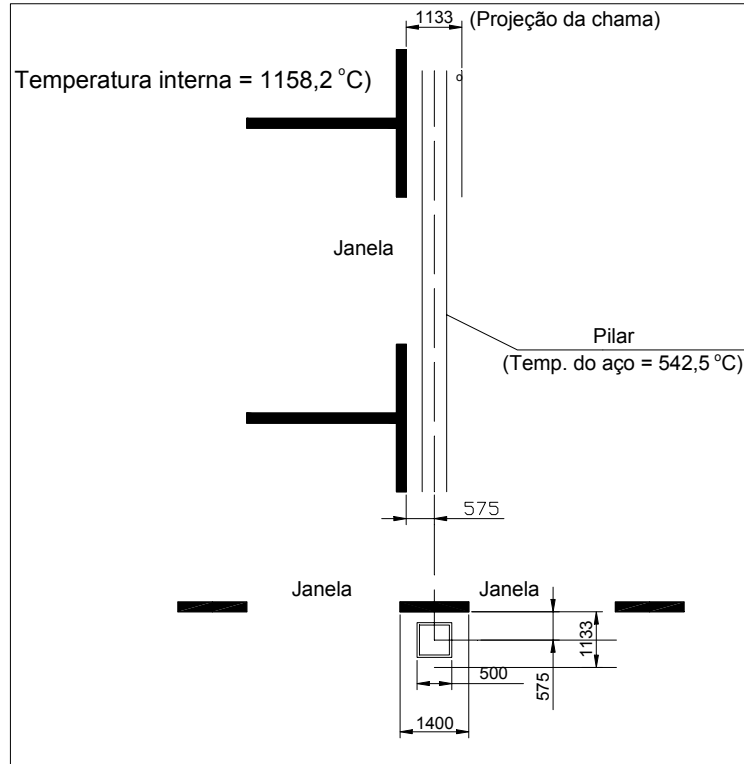


Figura 7.25 – Esquema da posição do pilar em relação à fachada e a projeção das chamas (SAKUMOTO e SAITO; 1995).

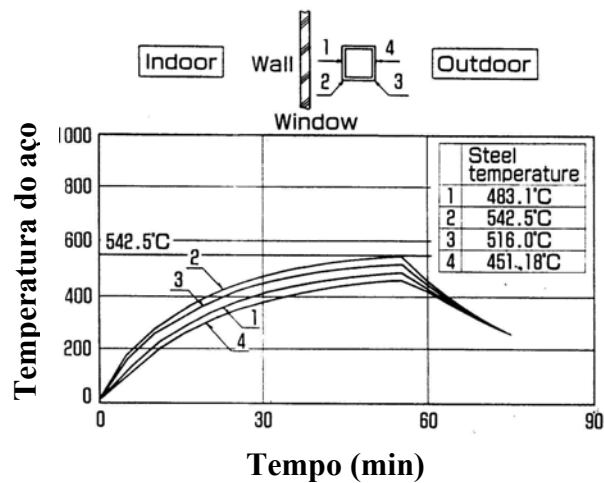


Figura 7.26 – Temperaturas máximas atingidas pela seção transversal durante o incêndio (SAKUMOTO e SAITO; 1995).

respectivamente. Observa-se que ambas as temperaturas são inferiores que a temperatura atingida, 1158°C , no caso mostrado.

Considerou-se que os pilares dos edifícios 1 e 2 também estão posicionados entre as janelas como mostra a figura 7.25, garantindo, portanto que estes não sejam envolvidos pelas chamas. Portanto, a consideração de que os pilares vão atingir uma temperatura de $542,5^{\circ}\text{C}$ é a favor da segurança e permitirá uma boa aproximação da realidade. Além disso, através dessa aproximação poderá ser determinado de forma bem segura e aproximada a economia em material de proteção contra incêndio que se pode obter quando a elevação da temperatura dos elementos estruturais externos é calculada considerando-os como tal.

Capítulo 8

Resultados e Discussão

8.1. Generalidades

Neste capítulo, será efetuada a comparação entre os resultados obtidos para os edifícios 1, 2 e 3 (item 7.4) e para cada hipótese de aplicação de proteção contra incêndio apresentada (item 7.7). Para cada edifício e hipótese analisada será feita uma discussão do desempenho dos aços utilizados (simulações A, B, C, D, E e F da tabela VII.1), os quais possuem propriedades mecânicas (f_y e E) diferentes, tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio.

O principal enfoque deste capítulo é analisar para cada edificação e hipótese de proteção as vantagens obtidas em termos de economia em consumo e custo com materiais de proteção quando se utiliza o aço resistente ao fogo. Será discutido também as eventuais vantagens de se utilizar os valores dos fatores de redução da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade obtidos experimentalmente (simulações C, D e E). Faz-se também uma abordagem sobre a utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente (simulações B, C e D).

As principais comparações a serem expostas neste capítulo e os objetivos destas serão:

- Simulação A x Simulação B: Determinar para o aço USI SAC 250 a influência da utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente (em relação ao valor mínimo especificado) no consumo de aço e de material de proteção contra incêndio.
- Simulação B x Simulação C: Determinar para o aço USI SAC 250 a influência da utilização das curvas experimentais dos fatores de redução da resistência ao

escoamento e do módulo de elasticidade (em relação às curvas previstas na NBR 14323) no consumo de material de proteção contra incêndio.

- Simulação C x Simulação D: Determinar a economia de material de proteção contra incêndio e massa total da estrutura proporcionada pela utilização do aço resistente ao fogo em relação ao aço estrutural convencional USI SAC 250, sendo que para ambas as simulações os valores de f_y , $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ foram obtidos experimentalmente.
- Simulação E x Simulação F: Determinar a economia em consumo e custo com material de proteção contra incêndio, gerada pela utilização do aço resistente ao fogo USI FIRE 300 em relação ao aço estrutural convencional USI SAC 300, sendo que neste caso ambos possuem à temperatura ambiente a mesma resistência ao escoamento especificada. Para o aço USI FIRE 300 utilizou-se os valores experimentais de $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$. Para o aço USI SAC 300 utilizou-se para estes parâmetros os valores recomendados pela NBR 14323.

8.2. Resultados do Dimensionamento Referentes aos Edifícios 1 e 2

Neste item mostra-se os resultados obtidos no dimensionamento dos edifícios 1 e 2 no que se refere aos perfis estruturais adotados, espessura de proteção contra incêndio necessária, bem como levantamento do consumo de aço para cada simulação e estrutura analisada. Será realizado também um comparativo do consumo e custo com proteção contra incêndio obtido para cada simulação.

8.2.1. Resultados referentes ao dimensionamento à temperatura ambiente

Neste item será exposto somente os resultados obtidos após o dimensionamento dos edifícios 1 e 2 à temperatura ambiente.

8.2.1.1. Solicitações de cálculo, perfis adotados e respectivas resistências de cálculo

Como visto no item 7.4, os edifícios 1 e 2 estão sujeitos aos mesmos carregamentos atuantes à temperatura ambiente. A tabela VIII.1 mostra os esforços solicitantes atuantes à temperatura ambiente em cada elemento estrutural. As tabelas VIII.2 a VIII.4 mostram para cada simulação os perfis adotados para cada um destes elementos estruturais e suas respectivas resistências de cálculo. Em alguns casos, serão adiantados dados referentes ao dimensionamento em situação de incêndio. O dimensionamento à temperatura ambiente foi realizado segundo a NBR 8800 (ABNT, 1986).

Para todas as estruturas a cantoneira (1) adotada foi uma cantoneira dupla de abas iguais com dimensões 76,2x76,2x8,0x9,5 (largura da mesa x largura da mesa x espessura da cantoneira x distância entre as cantoneiras em mm). Isto ocorreu, pois, apesar dos aços utilizados em cada simulação possuírem resistência ao escoamento diferente, o que determinou o dimensionamento dos contraventamentos foi o índice de esbeltez deste elemento (KL/r). O mesmo fato ocorreu no dimensionamento das escoras do beiral.

Nas tabelas VIII.2 a VIII.4, E_{q1} e E_{q2} referem-se respectivamente às equações para verificação das solicitações combinadas relacionadas com a verificação da resistência ao escoamento da seção transversal e resistência a flambagem global dos pilares (conforme item 5.6.1.3 da NBR 8800).

De acordo com a tabela VIII.2 observa-se que para a simulação A (com resistência ao escoamento de 250MPa indicada pelo fabricante) os perfis adotados tiveram uma altura de 50 a 100mm superior aos adotados para as simulações B e C (nas quais foi utilizada a resistência ao escoamento experimental de 340MPa para uma chapa de 12,5mm). Como conseqüência, os perfis adotados na simulação A são mais pesados que os adotados nas simulações B e C.

De acordo com a tabela VIII.3, comparando-se os perfis adotados para as simulações C ($f_y = 340\text{MPa}$) e D ($f_y = 370\text{MPa}$), observa-se que para as vigas mistas os perfis adotados para a simulação D foram um pouco mais leves do que os adotados para a

Tabela VIII.1 – Máximas solicitações de cálculo à temperatura ambiente atuantes nos elementos estruturais dos edifícios 1 e 2.

E. Estrutural	Solicitações de Cálculo - Temperatura Ambiente			
	N _{Sd} (kN)	M _{x,Sd} (kNxm)	M _{y,Sd} (kNxm)	V _{y,Sd} (kN)
VP1	*	314,53	*	221,85
VP2	*	493,53	*	385,15
VM1	*	418,56	*	172,60
VM2	*	283,06	*	102,40
VM3	*	189,31	*	96,74
VM4	*	221,85	*	91,49
VM5	*	140,15	*	47,69
VM6	*	362,29	*	187,65
P1	611,75	193,30	11,34	*
P2	881,89	280,21	2,56	*
P3	957,99	281,06	0,00	*
CV1	66,29	*	*	*
EB1	33,60	*	*	*

* Não considerado ou não aplicável.

Tabela VIII.2 – Perfis adotados quando realizadas as simulações A e B com suas respectivas resistências de cálculo.

Simulação A							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS550x64	*	354,34	*	382,93	*	*
VP2	VS 550x88	*	575,69	*	382,92	*	*
VM1	VS 400x49	*	454,50	*	324,04	*	*
VM2	VS 400x38	*	286,89	*	217,68	*	*
VM3	VS 400x28	*	239,57	*	217,68	*	*
VM4	VS 300x29	*	224,38	*	180,19	*	*
VM5	VS 300x23	*	155,11	*	184,30	*	*
VM6	VS 400x41	*	377,66	*	217,68	*	*
P1	CS 300x95	2230,78	345,10	135,04	*	0,87	0,97
P2	CS 350x112	2720,82	473,87	183,79	*	0,88	0,97
P3	CS 400x137	1775,92	607,98	240,08	*	0,71	1,02
CV1	Cantoneira (1)	89,94	*	*	*	*	*
EB1	VS 200x20	96,60	*	*	*	*	*
Simulação B							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS 450x51	*	327,56	*	446,57	*	*
VP2	VS 450x71	*	509,18	*	446,57	*	*
VM1	VS 350x39	*	455,98	*	253,85	*	*
VM2	VS 350x34	*	294,17	*	253,86	*	*
VM3	VS 250x24	*	193,11	*	204,07	*	*
VM4	VS 250x24	*	230,89	*	204,07	*	*
VM5	VS 200x22	*	142,93	*	160,47	*	*
VM6	VS 300x38	*	387,67	*	245,06	*	*
P1	CS 300x95	2878,69	465,07	183,65	*	0,64	0,73
P2	CS 300x95	2878,69	465,07	183,65	*	0,85	1,00
P3	CS 350x128	1625,94	744,30	296,80	*	0,57	1,00
CV1	Cantoneira (1)	92,93	*	*	*	*	*
EB1	PS 200x23	123,82	*	*	*	*	*

* Não considerado ou não aplicável.

Tabela VIII.3 – Perfis adotados quando realizadas as simulações C e D com suas respectivas resistências de cálculo.

Simulação C							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS 450X51	*	327,56	*	446,57	*	*
VP2	VS 450X71	*	509,18	*	446,57	*	*
VM1	VS 350X39	*	455,98	*	253,85	*	*
VM2	VS 350X34	*	294,17	*	253,86	*	*
VM3	VS 250X24	*	193,11	*	204,07	*	*
VM4	VS 250X24	*	230,89	*	204,07	*	*
VM5	VS 200X22	*	142,93	*	160,47	*	*
VM6	VS 300X38	*	387,67	*	245,06	*	*
P1	CS 300X76	2289,05	334,06	135,94	*	0,87	1,00
P2	CS 300X95	2878,69	465,07	183,65	*	0,85	1,00
P3	CS 350X128	1625,94	744,29	296,80	*	0,57	1,00
CV1	Cantoneira (1)	92,93	*	*	*	*	*
EB1	PS 200X23	123,82	*	*	*	*	*
Simulação D							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS 450X51	*	349,53	*	465,85	*	*
VP2	VS 450X71	*	554,11	*	465,85	*	*
VM1	VS 350X35	*	444,99	*	264,82	*	*
VM2	VS 350X30	*	290,88	*	264,82	*	*
VM3	VS 250X21	*	187,16	*	225,30	*	*
VM4	VS 250X21	*	219,53	*	225,30	*	*
VM5	VS 200X22	*	150,20	*	174,63	*	*
VM6	VS 300X34	*	388,11	*	264,82	*	*
P1	CS 300X76	2448,05	355,98	140,00	*	0,81	0,94
P2	CS 300X95	3079,69	501,23	199,85	*	0,79	0,93
P3	CS 350X128	957,99	281,06	0,00	*	0,53	0,96
CV1	Cantoneira (1)	93,65	*	*	*	*	*
EB1	PS 200x23	124,81	*	*	*	*	*

* Não considerado ou não aplicável.

Tabela VIII.4 – Perfis adotados quando realizadas as simulações E e F com suas respectivas resistências de cálculo.

Simulação E							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS 500x61	*	357,59	*	419,47	*	*
VP2	VS 500x73	*	505,89	*	419,47	*	*
VM1	VS 400x38	*	428,54	*	238,46	*	*
VM2	VS 400x32	*	288,14	*	238,46	*	*
VM3	VS 300x26	*	209,64	*	218,53	*	*
VM4	VS 300x25	*	232,62	*	221,15	*	*
VM5	VS 300x23	*	174,20	*	221,15	*	*
VM6	VS 350x38	*	380,05	*	238,45	*	*
P1	CS 300x95	2599,18	414,12	162,04	*	0,72	0,81
P2	CS 300x109	2991,45	476,48	192,42	*	0,84	0,95
P3	CS 350x135	1598,85	676,44	261,94	*	0,62	1,01
CV1	Cantoneira (1)	91,78	*	*	*	*	*
EB1	PS 200x23	99,67	*	*	*	*	*
Simulação F							
E. Estrutural	PERFIL	Resistência de Cálculo				Solicitações Combinadas	
		N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kNm)	$M_{y,Rd}$ (kNm)	$V_{y,Rd}$ (kN)	E_{q1}	E_{q2}
VP1	VS 500x61	*	357,59	*	419,47	*	*
VP2	VS 500x73	*	505,89	*	419,47	*	*
VM1	VS 400x38	*	428,54	*	238,46	*	*
VM2	VS 400x32	*	288,14	*	238,46	*	*
VM3	VS 300x26	*	209,64	*	218,53	*	*
VM4	VS 300x25	*	232,62	*	221,15	*	*
VM5	VS 300x23	*	174,20	*	221,15	*	*
VM6	VS 350x38	*	380,05	*	238,45	*	*
P1	CS 300x95	2599,18	414,12	162,04	*	0,72	0,81
P2	CS 300x109	2991,45	476,48	192,42	*	0,84	0,95
P3	CS 350x135	1598,85	676,44	261,94	*	0,62	1,01
CV1	Cantoneira (1)	91,78	*	*	*	*	*
EB1	PS 200x23	99,67	*	*	*	*	*

* Não considerado ou não aplicável.

simulação C. No caso da viga VM1, por exemplo a economia em massa linear de aço foi de 10% quando adotado o aço resistente ao fogo. Este valor é superior a 8,8%, que é o quanto à resistência ao escoamento do aço USI FIRE 300 (simulação D) é superior a resistência ao escoamento do aço USI SAC 250 (simulação C). No caso das vigas de pórtico (VP) e pilares (P) não ocorreu economia em massa de aço.

No geral, quando o aço resistente ao fogo da simulação D permitiu a adoção de perfis mais leves, estes foram de mesma altura e mesma largura de mesa que os adotados para as simulações B e C, possuindo porém, para a mesa e/ou alma uma chapa com espessura imediatamente inferior à adotada para o aço convencional. No caso da viga VM1, por exemplo, para o aço convencional (simulações B e C) foi necessário um perfil VS 350x39 (350x180x9,5x4,75). Já para o aço resistente ao fogo foi adotado o perfil VS 350x35 (350x180x8,0x4,75), o qual possui uma espessura de mesa menor.

Observa-se que o pilar P1 adotado para a simulação B (CS 300x95) é diferente do adotado para a simulação C (CS 300x76). No caso da simulação B (que utiliza os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323), não foi possível a utilização do perfil CS 300x76, pois ocorreria em situação de incêndio uma flambagem local da alma à compressão em regime inelástico, o que não é permitido nesta situação.

Observa-se através da tabela VIII.4 que para as simulações E e F foram adotados os mesmos perfis metálicos, já que ambos os aços possuem a mesma resistência ao escoamento especificada à temperatura ambiente. Comparando as tabelas VIII.2 e VIII.4, observa-se que para quase todos os elementos estruturais os aços das simulações E e F ($f_y = 300\text{MPa}$) permitiram a adoção de perfis estruturais mais leves que aqueles adotados para a simulação A ($f_y = 250\text{MPa}$), a qual também utiliza a resistência ao escoamento mínima especificada pelo fabricante. No caso da viga VP2, por exemplo, os aços das simulações E e F permitiram a adoção do perfil metálico VS 500x73, o qual gerou uma economia em massa linear de aço de 17%, quando comparado com o perfil metálico adotado pela simulação A (VS 550x88).

No caso das simulações B, C, D, E e F foi adotado para as escoras do beiral (EB1) o perfil PS 200x23 (200x130x6,3x6,3), pois para estas simulações ocorreria flambagem local da alma em regime inelástico caso fosse utilizado o perfil VS 200x20 (200x130x6,3x4,75) utilizado na simulação A. Isto ocorreu pois, devido ao fato dos aços possuírem alta resistência ao escoamento nestes casos, os parâmetros de esbeltez (λ_p e λ_r) são menores que os obtidos no caso da simulação A. Para economia de aço, neste caso optou-se por um perfil soldado com espessura da alma igual a 6,3mm.

8.2.1.2. Resultado total de massa de aço para cada edificação

As tabelas VIII.5 a VIII.7 mostram o cálculo da massa total de aço para cada simulação. A tabela VIII.8 mostra a massa total de aço obtida para cada simulação e as principais relações de consumo de aço entre as simulações A, B, C, D, E e F. A figura 8.1 mostra graficamente a massa total de aço obtida para cada simulação.

Através da análise das tabelas VIII.5 a VIII.8 e figura 8.1, observa-se que o consumo de aço em kg diminuiu à medida que ocorreu o aumento da resistência ao escoamento. No caso da simulação A (USI SAC 250 com $f_y=250\text{MPa}$) ocorreu o maior consumo de aço, obtendo-se uma massa total de 60.617,7kg. Para a simulação D (USI FIRE 300 com $f_y = 370\text{MPa}$) ocorreu o menor consumo de aço (51.323,8kg).

Fazendo-se uma comparação entre a simulação A com as demais (tabela VIII.8), observa-se que a maior diferença em consumo de aço acontece em relação a simulação D, onde neste caso o consumo foi 18,1% superior. Comparando-se com as simulações B e C, o maior consumo de aço devido à utilização da simulação A foi de 12,9 e 14,6% respectivamente. Comparando com as simulações E e F (as quais também possuem resistência ao escoamento especificada pelo fabricante) a simulação A gerou um aumento no consumo de aço de 9,5%. Comparando-se a simulação D com a simulação E (USI FIRE 300), observa-se que a utilização da resistência ao escoamento experimental (simulação D) permitiu uma economia de 7,3% em consumo de aço.

Tabela VIII.5 – Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações A e B, referentes aos edifícios 1 e 2.

Simulação A						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS550x64	63,5	2844,8	14725,8
VP2	12	1120	VS 550x88	88,4	11881,0	
VM1	14	970	VS 400X49	48,7	6613,5	20236,9
VM2	28	600	VS 400X38	38,1	6400,8	
VM3	2	1120	VS 400X28	28,3	633,9	
VM4	7	970	VS 300X29	28,4	1928,4	
VM5	14	600	VS 300X23	22,6	1898,4	
VM6	6	1120	VS 400X41	41,1	2761,9	
P1	4	1050	CS 300X95	95,3	4002,6	20164,2
P2	4	1050	CS 350X112	111,6	4687,2	
P3	8	1050	CS 400X137	136,6	11474,4	
CV1	24	695	Cantoneira	22,96	3827,6	3827,6
EB1	14	600	VS 200X20	19,8	1663,2	1663,2
Massa Total da Edificação					60617,7	
Simulação B						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS 450X51	51,1	2289,3	11818,2
VP2	12	1120	VS 450X71	70,9	9529,0	
VM1	14	970	VS 350X39	39,2	5323,4	17396,3
VM2	28	600	VS 350X34	33,2	5577,6	
VM3	2	1120	VS 250X24	23,8	533,1	
VM4	7	970	VS 250X24	23,8	1616,0	
VM5	14	600	VS 200X22	21,9	1839,6	
VM6	6	1120	VS 300X38	37,3	2506,6	
P1	4	1050	CS 300X95	95,3	4002,6	18732,0
P2	4	1050	CS 300X95	95,3	4002,6	
P3	8	1050	CS 350X128	127,7	10726,8	
CV1	24	695	Cantoneira	22,96	3827,6	3827,6
EB1	14	600	PS 200X23	23	1932,0	1932,0
Massa Total da Edificação					53706,1	

Tabela VIII.6 – Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações C e D, referentes aos edifícios 1 e 2.

Simulação C						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS 450X51	51,1	2289,3	11818,2
VP2	12	1120	VS 450X71	70,9	9529,0	
VM1	14	970	VS 350X39	39,2	5323,4	17396,3
VM2	28	600	VS 350X34	33,2	5577,6	
VM3	2	1120	VS 250X24	23,8	533,1	
VM4	7	970	VS 250X24	23,8	1616,0	
VM5	14	600	VS 200X22	21,9	1839,6	
VM6	6	1120	VS 300X38	37,3	2506,6	
P1	4	1050	CS 300X76	76,1	3196,2	17925,6
P2	4	1050	CS 300X95	95,3	4002,6	
P3	8	1050	CS 350X128	127,7	10726,8	
CV1	24	695	Cantoneira	22,96	3827,6	3827,6
EB1	14	600	PS 200X23	23	1932,0	1932,0
Massa Total da Edificação					52899,7	
Simulação D						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS 450X51	51,1	2289,3	11818,2
VP2	12	1120	VS 450X71	70,9	9529,0	
VM1	14	970	VS 350X35	35,1	4766,6	15820,4
VM2	28	600	VS 350X30	30,0	5040,0	
VM3	2	1120	VS 250X21	20,7	463,7	
VM4	7	970	VS 250X21	20,7	1405,5	
VM5	14	600	VS 200X22	21,9	1839,6	
VM6	6	1120	VS 300X34	34,3	2305,0	
P1	4	1050	CS 300X76	76,1	3196,2	17925,6
P2	4	1050	CS 300X95	95,3	4002,6	
P3	8	1050	CS 350X128	127,7	10726,8	
CV1	24	695	Cantoneira	22,96	3827,6	3827,6
EB1	14	600	PS 200x23	23	1932,0	1932,0
Massa Total da Edificação					51323,8	

Tabela VIII.7 – Massa de cada elemento e tipo de elemento estrutural para as simulações E e F, referentes ao Edifício 1.

Simulação E						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS 500x61	61,1	2737,3	12494,7
VP2	12	1120	VS 500x73	72,6	9757,4	
VM1	14	970	VS 400x38	38,1	5174,0	17204,3
VM2	28	600	VS 400x32	31,9	5359,2	
VM3	2	1120	VS 300x26	25,7	575,7	
VM4	7	970	VS 300x25	24,6	1670,3	
VM5	14	600	VS 300x23	22,6	1898,4	
VM6	6	1120	VS 350x38	37,6	2526,7	
P1	4	1050	CS 300x95	95,3	4002,6	19920,6
P2	4	1050	CS 300x109	109,0	4578,0	
P3	8	1050	CS 350x135	135,0	11340,0	
CV1	24	695	Cantoneira (1)	23,0	3827,6	3827,6
EB1	14	600	PS 200x23	23,0	1932,0	1932,0
Massa Total da Edificação					55379,3	
Simulação F						
Elemento	Quantidade	Comp. (cm)	Perfil	Massa (kg/m)	Massa elem. (kg)	M. Tipo Elem. (kg)
VP1	4	1120	VS 500x61	61,1	2737,3	12494,7
VP2	12	1120	VS 500x73	72,6	9757,4	
VM1	14	970	VS 400x38	38,1	5174,0	17204,3
VM2	28	600	VS 400x32	31,9	5359,2	
VM3	2	1120	VS 300x26	25,7	575,7	
VM4	7	970	VS 300x25	24,6	1670,3	
VM5	14	600	VS 300x23	22,6	1898,4	
VM6	6	1120	VS 350x38	37,6	2526,7	
P1	4	1050	CS 300x95	95,3	4002,6	19920,6
P2	4	1050	CS 300x109	109,0	4578,0	
P3	8	1050	CS 350x135	135,0	11340,0	
CV1	24	695	Cantoneira (1)	23,0	3827,6	3827,6
EB1	14	600	PS 200x23	23,0	1932,0	1932,0
Massa Total da Edificação					55379,3	

Tabela VIII.8 – Massa total de aço para cada simulação e principais relações de consumo de aço entre as simulações.

EDIFÍCIOS 1 e 2		
Simulação	Massa (kg)	
A	60.617,7	
B	53.706,1	
C	52.899,7	
D	51.323,8	
E	55.379,3	
F	55.379,3	
Relações (%)		Massa
I	$(A - B) / B$	12,9
II	$(C - B) / B$	-1,5
III	$(D - C) / C$	-3,0
IV	$(E - F) / F$	0,0

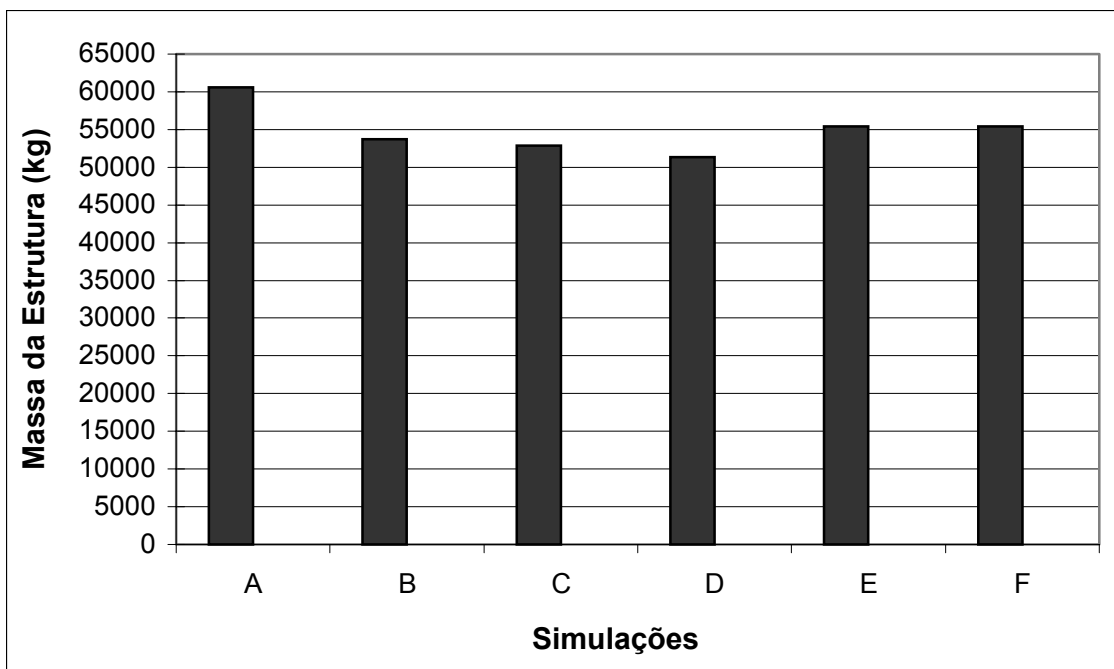


Figura 8.1 – Massa total de aço obtida para cada simulação de comportamento do aço.

Deve-se destacar que as simulações B, C e D foram realizadas utilizando-se as resistências ao escoamento experimentais obtidas para uma chapa de 12,5mm. Para as simulações A, E e F, as resistências ao escoamento adotadas foram as mínimas especificadas pelo fabricante. Portanto, caso se conheça a resistência ao escoamento para cada espessura de chapa, é interessante a utilização destas para se obter uma economia na massa final da estrutura, principalmente em edificações com baixos carregamentos. Observa-se através da figura 7.1 que a resistência ao escoamento de uma chapa de 7,4mm ($f_y = 449\text{MPa}$) do aço USI FIRE 300 é 21% superior a resistência ao escoamento de uma chapa de 12,5mm ($f_y = 370\text{MPa}$).

Observa-se que devido à utilização do perfil CS 300x95 para o pilar P1 da simulação B, (tabela VIII.5), ocorreu um acréscimo de massa de cerca de 800kg (1,5%) de aço em relação a massa da estrutura da simulação C. Esta foi a única diferença que ocorreu entre as simulações B e C no dimensionamento a temperatura ambiente.

Devido à utilização do aço resistente ao fogo (Simulação D), ocorreu uma redução de massa total da estrutura de cerca de 3,0% (970kg) quando comparado com a simulação C. Como a resistência ao escoamento do aço USI FIRE 300 (simulação D) é superior a resistência ao escoamento do aço USI SAC 250 (simulação C) em 8,8% observa-se que a economia total em massa de estrutura não é proporcional ao aumento da resistência ao escoamento. O mesmo ocorre quando é feita uma comparação entre as simulações A e B. O aço da simulação B possui uma resistência ao escoamento 36% superior ao aço da simulação A, porém a economia em massa total de estrutura foi de 11,4%.

Isto ocorreu pois o aumento da resistência ao escoamento diminui os parâmetros de esbeltez (λ_p e λ_r) dos elementos que compõe os perfis metálicos, tornando-se muitas vezes necessária a adoção de perfis com chapas mais espessas que o esperado para se evitar flambagem local da mesa e da alma tanto à temperatura ambiente quanto em situação de incêndio. Como exemplo, um perfil VS 200X19 submetido à flexão, no caso da simulação A possui parâmetros de esbeltez correspondente ao início da plastificação (λ_p) da mesa e da alma iguais 10,9 e 100,2 respectivamente. Caso fosse utilizado o aço da simulação B os valores de λ_p para a mesa e alma seriam iguais a 9,3 e 85,9

respectivamente. Observa-se, portanto, que ocorreu uma redução de cerca de 15% dos valores de λ_p .

8.2.2. Verificação das edificações 1 e 2 em situação de incêndio

A tabela VIII.9 mostra os esforços solicitantes em situação de incêndio atuantes nas edificações 1 e 2. Como as duas edificações estão submetidas aos mesmos carregamentos, esta tabela é válida para todas as hipóteses de cálculo referentes às duas edificações.

8.2.2.1. Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para a hipótese 1, quando os pilares são verificadas como elementos estruturais internos

Este item mostra os resultados da verificação dos elemento estruturais em situação de incêndio, onde foi considerado como material de proteção apenas a argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais descrita no item 7.6.1. No cálculo dos resultados considerou-se os pilares como estruturas internas.

a) Resultados obtidos para o Edifício 1 (TRRF = 30 minutos)

As tabelas VIII.10 a VIII.15 mostram os resultados referentes às resistências de cálculo em situação de incêndio, espessura de material de proteção necessária, e volume final de material de proteção para cada simulação. Nestas tabelas, $E_{q1,t}$ e $E_{q2,t}$ referem-se às equações para verificação das solicitações combinadas em situação de incêndio relacionadas com a resistência ao escoamento da seção transversal e resistência a flambagem global do pilar respectivamente, conforme item 8.4.4 da NBR 14323.

Fazendo-se uma análise das tabelas VIII.10 a VIII.15, observa-se que a área superficial de aplicação de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais (área superficial total dos elementos estruturais a serem protegidos) diminuiu à medida que aumentou a resistência ao escoamento. A estrutura referente à simulação A possui a maior área superficial a ser protegida (1671,8m²). A estrutura referente à simulação D possui uma

Tabela VIII.9 – Máximas solicitações de cálculo em situação de incêndio atuantes nos elementos estruturais dos edifícios 1 e 2.

E. Estrutural	Solicitações de Cálculo - Situação de Incêndio			
	$N_{fi,Sd}$ (kN)	$M_{x,fi,Sd}$ (kNxm)	$M_{y,fi,Sd}$ (kNxm)	$V_{y,fi,Sd}$ (kN)
VP1	*	171,14	*	132,49
VP2	*	260,03	*	220,88
VM1	*	233,63	*	96,34
VM2	*	165,16	*	61,94
VM3	*	143,08	*	73,14
VM4	*	166,59	*	68,70
VM5	*	105,52	*	36,00
VM6	*	272,35	*	141,35
P1	391,60	106,30	2,96	*
P2	550,47	160,20	1,21	*
P3	595,05	154,04	0,00	*
CV1	36,92	*	*	*
EB1	18,30	*	*	*

* Não considerado ou não aplicável.

Tabela VIII.10 – Resultados obtidos para a simulação A. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Continuas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	49,75	*	52,40	*	*	832,7	
VP2	*	85,87	*	53,35	*	*	828,2	
VM1	*	51,01	*	34,04	*	*	830,9	
VM2	*	34,49	*	21,42	*	*	831,0	
VM3	*	28,11	*	21,09	*	*	834,9	
VM4	*	24,63	*	18,89	*	*	831,3	
VM5	*	19,09	*	18,94	*	*	835,0	
VM6	*	41,83	*	21,43	*	*	831,0	
P1	195,27	37,87	17,92	*	4,28	7,22	822,5	
P2	241,09	50,31	22,83	*	4,80	7,47	822,4	
P3	148,52	64,79	26,41	*	3,74	7,22	819,8	
CV1	6,98	*	*	*	*	*	833,0	
EB1	7,43	*	*	*	*	*	835,5	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Continuas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	229,34	*	308,38	*	*	6	597,7
VP2	*	371,45	*	275,64	*	*	4	622,5
VM1	*	238,83	*	155,85	*	*	5	607,4
VM2	*	175,50	*	122,81	*	*	5	610,3
VM3	*	153,96	*	143,31	*	*	8	581,2
VM4	*	183,56	*	144,58	*	*	7	518,7
VM5	*	122,22	*	129,38	*	*	9	547,8
VM6	*	318,63	*	156,83	*	*	7	511,8
P1	1133,54	187,84	106,53	*	0,81	0,99	4	559,78
P2	1415,81	290,42	126,49	*	0,82	0,99	4	559,22
P3	1128,15	518,45	202,57	*	0,46	0,84	5	475,58
CV1	46,16	*	*	*	*	*	8	561,1
EB1	80,39	*	*	*	*	*	29	213,3
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m²/m)	As total (m²)	Espessura (mm)	Volume (m³)	
VP1	4	1120	VS550x64	2,1	93,6	6	0,6	
VP2	12	1120	VS550x88	2,1	280,9	4	1,1	
VM1	14	970	VS400x49	1,6	215,9	5	1,1	
VM2	28	600	VS400x38	1,4	240,2	5	1,2	
VM3	2	1120	VS400x28	1,4	30,2	8	0,2	
VM4	7	970	VS300x29	1,1	72,7	7	0,5	
VM5	14	600	VS300x23	1,1	89,9	9	0,8	
VM6	6	1120	VS400x41	1,5	101,5	7	0,7	
P1	4	1050	CS300x95	1,8	74,8	4	0,3	
P2	4	1050	CS350x112	2,1	87,4	4	0,3	
P3	8	1050	CS400x137	2,4	199,9	5	1,0	
CV1	24	685	Cantoneira	0,7	108,4	8	0,9	
EB1	14	600	VS200x20	0,9	76,4	29	2,2	

Obs: A simulação A totalizou 11,0m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1671,8m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.11 – Resultados obtidos para a simulação B. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	46,21	*	61,10	*	*	832,8	
VP2	*	75,89	*	62,18	*	*	828,4	
VM1	*	51,80	*	34,98	*	*	831,0	
VM2	*	43,31	*	34,96	*	*	831,1	
VM3	*	25,21	*	29,67	*	*	833,0	
VM4	*	25,41	*	29,67	*	*	833,0	
VM5	*	20,94	*	23,33	*	*	833,0	
VM6	*	44,02	*	34,98	*	*	831,0	
P1	248,59	41,90	22,84	*	3,63	6,26	822,5	
P2	248,59	41,90	22,84	*	5,23	12,09	822,5	
P3	134,53	81,64	38,25	*	2,95	7,50	816,9	
CV1	7,18	*	*	*	*	*	833,0	
EB1	9,53	*	*	*	*	*	834,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	214,34	*	377,08	*	*	6	598,9
VP2	*	325,60	*	337,59	*	*	4	624,6
VM1	*	240,02	*	199,63	*	*	5	608,7
VM2	*	187,40	*	195,69	*	*	5	612,4
VM3	*	147,51	*	186,22	*	*	7	562,4
VM4	*	186,69	*	204,07	*	*	8	522,7
VM5	*	119,34	*	146,43	*	*	7	562,4
VM6	*	270,78	*	202,05	*	*	6	557,1
P1	1425,64	246,87	126,10	*	0,61	0,77	4	559,8
P2	1928,56	330,63	173,05	*	0,66	0,82	5	495,5
P3	1315,21	744,30	296,80	*	0,33	0,67	11	258,7
CV1	68,70	*	*	*	*	*	16	318,3
EB1	45,84	*	*	*	*	*	8	573,2
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	VOLUME (m ³)	
VP1	4	1120	VS 450X51	1,69	75,7	6	0,5	
VP2	12	1120	VS 450X71	1,69	227,1	4	0,9	
VM1	14	970	VS 350X39	1,41	191,5	5	1,0	
VM2	28	600	VS 350X34	1,25	210,0	5	1,1	
VM3	2	1120	VS 250X24	0,97	21,7	7	0,2	
VM4	7	970	VS 250X24	0,97	65,9	8	0,5	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	7	0,5	
VM6	6	1120	VS 300X38	1,31	88,0	6	0,5	
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	4	0,3	
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	5	0,4	
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,7	11	1,9	
CV1	24	695	Cantoneira	0,65	108,4	16	1,7	
EB1	14	600	PS200X23	0,95	79,8	8	0,6	

Obs: A simulação B totalizou 10,1m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1465,5m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.12 – Resultados obtidos para a simulação C. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	68,12	*	98,26	*	*	833	
VP2	*	101,55	*	96,43	*	*	828	
VM1	*	69,61	*	57,17	*	*	831	
VM2	*	57,97	*	57,14	*	*	831	
VM3	*	33,99	*	40,19	*	*	833	
VM4	*	34,35	*	40,19	*	*	833	
VM5	*	28,19	*	31,60	*	*	833	
VM6	*	59,16	*	48,54	*	*	831	
P1	304,41	53,63	24,73	*	3,03	3,77	828	
P2	386,39	67,92	32,15	*	3,42	4,31	823	
P3	340,28	109,32	52,62	*	2,22	3,33	817	
CV1	22,55	*	*	*	*	*	833	
EB1	29,78	*	*	*	*	*	835	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	189,00	*	272,60	*	*	5	647,9
VP2	*	317,57	*	301,55	*	*	4	624,6
VM1	*	292,40	*	247,48	*	*	6	557,1
VM2	*	182,19	*	191,60	*	*	5	612,4
VM3	*	157,43	*	200,01	*	*	8	522,7
VM4	*	182,09	*	204,07	*	*	9	487,1
VM5	*	110,76	*	134,58	*	*	7	562,4
VM6	*	293,03	*	245,06	*	*	7	511,6
P1	1222,02	222,72	100,01	*	0,72	0,86	5	558,6
P2	1520,63	284,26	134,56	*	0,82	0,97	4	559,8
P3	1149,82	522,81	251,65	*	0,46	0,82	4	521,8
CV1	44,47	*	*	*	*	*	5	653,8
EB1	*	*	*	*	*	*	*	*
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	Volume (m ³)	
VP1	4	1120,00	VS 450X51	1,69	75,7	5	0,4	
VP2	12	1120,00	VS 450X71	1,69	227,1	4	0,9	
VM1	14	970	VS 350X39	1,41	191,5	6	1,1	
VM2	28	600	VS 350X34	1,25	210,0	5	1,1	
VM3	2	1120	VS 250X24	0,97	21,7	8	0,2	
VM4	7	970	VS 250X24	0,97	65,9	9	0,6	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	7	0,5	
VM6	6	1120	VS 300X38	1,31	88,0	7	0,6	
P1	4	1050,00	CS 300X76	1,78	74,8	5	0,4	
P2	4	1050,00	CS 300X95	1,78	74,8	4	0,3	
P3	8	1050,00	CS 350X128	2,08	174,7	4	0,7	
CV1	24	695,00	Cartoneira	0,65	108,4	5	0,5	
EB1	14	600,00	PS200X23	0,95	79,8	0	0,0	

Obs: A simulação C totalizou 7,3m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1385,7m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.13 – Resultados obtidos para a simulação D. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
CV1	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	87,03	*	125,52	*	*	832,8	
VP2	*	129,73	*	123,18	*	*	828,4	
VM1	*	79,07	*	73,32	*	*	832,8	
VM2	*	66,36	*	73,30	*	*	833,0	
VM3	*	37,54	*	51,81	*	*	835,0	
VM4	*	37,98	*	51,81	*	*	835,0	
VM5	*	35,78	*	40,37	*	*	833,0	
VM6	*	69,41	*	61,99	*	*	831,0	
P1	400,81	68,51	31,59	*	2,37	2,78	828,1	
P2	508,86	86,76	41,07	*	2,68	3,16	822,5	
P3	494,52	139,65	67,22	*	1,74	2,38	816,9	
CV1	36,32	*	*	*	*	*	833,0	
EB1	47,83	*	*	*	*	*	835,5	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	168,88	*	243,54	*	*	4	700,3
VP2	*	271,64	*	257,94	*	*	3	694,2
VM1	*	266,71	*	253,68	*	*	5	649,8
VM2	*	207,28	*	246,94	*	*	5	652,7
VM3	*	142,31	*	208,62	*	*	7	621,2
VM4	*	173,09	*	225,30	*	*	8	583,1
VM5	*	109,93	*	133,45	*	*	5	654,9
VM6	*	280,98	*	259,63	*	*	5	610,3
P1	1403,67	253,21	108,46	*	0,63	0,75	4	620,6
P2	1626,46	310,91	147,17	*	0,75	0,90	3	638,0
P3	1163,00	582,62	280,44	*	0,42	0,79	3	602,7
CV1	*	*	*	*	*	*	0	*
EB1	*	*	*	*	*	*	0	*
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	Volume (m ³)	
VP1	4	1120,00	VS 450X51	1,69	75,7	4	0,3	
VP2	12	1120,00	VS 450X71	1,69	227,1	3	0,7	
VM1	14	970	VS 350X35	1,41	191,5	5	1,0	
VM2	28	600	VS 350X30	1,25	210,0	5	1,1	
VM3	2	1120	VS 250X21	0,97	21,7	7	0,2	
VM4	7	970	VS 250X21	0,97	65,9	8	0,5	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	5	0,4	
VM6	6	1120	VS 300X34	1,23	82,7	5	0,4	
P1	4	1050,00	CS 300X76	1,78	74,8	4	0,3	
P2	4	1050,00	CS 300X95	1,78	74,8	3	0,2	
P3	8	1050,00	CS 350X128	2,08	174,7	3	0,5	
CV1	24	695,00	Cartoneira	0,65	108,4	0	0,0	
EB1	14	600,00	PS200X23	0,95	79,8	0	0,0	

Obs: A simulação D totalizou 5,5m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1271,9m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.14 – Resultados obtidos para a simulação E. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
CV1	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	95,57	*	57,42	*	*	832,6	
VP2	*	118,07	*	112,83	*	*	830,6	
VM1	*	75,47	*	48,68	*	*	831,0	
VM2	*	61,92	*	48,81	*	*	833,0	
VM3	*	41,52	*	36,09	*	*	833,0	
VM4	*	39,99	*	36,33	*	*	834,9	
VM5	*	36,25	*	36,33	*	*	835,0	
VM6	*	66,70	*	42,47	*	*	832,8	
P1	424,46	70,35	33,30	*	2,30	2,63	822,5	
P2	492,77	82,13	40,07	*	2,83	3,26	817,0	
P3	451,62	117,63	55,21	*	2,05	2,70	813,6	
CV1	34,23	*	*	*	*	*	833,0	
EB1	37,99	*	*	*	*	*	834,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	192,97	*	229,41	*	*	4	697,5
VP2	*	372,12	*	355,62	*	*	4	659,3
VM1	*	307,68	*	186,05	*	*	5	610,3
VM2	*	196,53	*	161,08	*	*	5	652,7
VM3	*	167,51	*	154,60	*	*	6	606,5
VM4	*	183,94	*	171,19	*	*	8	581,2
VM5	*	107,83	*	113,04	*	*	6	661,8
VM6	*	284,90	*	186,82	*	*	6	599,9
P1	1384,98	252,09	119,33	*	0,64	0,75	3	638,0
P2	1839,43	341,87	166,78	*	0,68	0,80	3	603,3
P3	1139,09	513,95	241,23	*	0,47	0,83	3	586,9
CV1	37,52	*	*	*	*	*	2	798,6
EB1	*	*	*	*	*	*	0	*
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	Volume (m ³)	
VP1	4	1120	VS 500x61	1,99	89,2	4	0,4	
VP2	12	1120	VS 500x73	1,99	267,5	4	1,1	
VM1	14	970	VS 400x38	1,43	194,2	5	1,0	
VM2	28	600	VS 400x32	1,35	226,8	5	1,1	
VM3	2	1120	VS 300x26	1,07	24,0	6	0,1	
VM4	7	970	VS 300x25	1,15	78,1	8	0,6	
VM5	14	600	VS 300x23	1,07	89,9	6	0,5	
VM6	6	1120	VS 350x38	1,49	100,1	6	0,6	
P1	4	1050	CS 300x95	1,78	74,8	3	0,2	
P2	4	1050	CS 300x109	1,78	74,8	3	0,2	
P3	8	1050	CS 350x135	2,08	174,7	3	0,5	
CV1	24	695	Cantoneira (1)	0,65	108,4	2	0,2	
EB1	14	600	PS 200x23	0,95	79,8	0	0,0	

Obs: A simulação E totalizou 6,6m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1502,3m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.15 – Resultados obtidos para a simulação F. Edifício 1, TRRF = 30 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
CV1	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	50,00	*	57,43	*	*	832,6	
VP2	*	72,48	*	57,90	*	*	830,6	
VM1	*	47,86	*	26,06	*	*	831,0	
VM2	*	39,31	*	25,60	*	*	833,0	
VM3	*	26,29	*	22,70	*	*	833,0	
VM4	*	25,09	*	22,74	*	*	834,9	
VM5	*	22,86	*	22,73	*	*	835,0	
VM6	*	42,12	*	23,30	*	*	832,8	
P1	231,09	37,43	21,22	*	4,07	6,54	822,5	
P2	271,31	44,42	26,22	*	4,95	8,87	817,0	
P3	133,98	77,26	36,13	*	3,11	7,30	813,6	
CV1	7,10	*	*	*	*	*	833,0	
EB1	7,66	*	*	*	*	*	834,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	231,53	*	345,90	*	*	6	595,3
VP2	*	333,36	*	338,36	*	*	5	600,8
VM1	*	294,25	*	164,84	*	*	6	558,8
VM2	*	181,79	*	125,89	*	*	6	604,2
VM3	*	155,32	*	131,37	*	*	7	562,4
VM4	*	168,82	*	144,58	*	*	9	545,9
VM5	*	121,35	*	114,76	*	*	8	583,1
VM6	*	316,94	*	168,66	*	*	8	515,8
P1	1338,11	221,12	118,32	*	0,69	0,84	4	559,8
P2	1851,80	307,77	183,54	*	0,71	0,87	4	522,4
P3	919,00	560,02	257,24	*	0,43	0,94	4	505,2
CV1	37,02	*	*	*	*	*	7	561,2
EB1	20,52	*	*	*	*	*	6	653,2
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	Volume (m ³)	
VP1	4	1120	VS 500x61	1,99	89,2	6	0,5	
VP2	12	1120	VS 500x73	1,99	267,5	5	1,3	
VM1	14	970	VS 400x38	1,43	194,2	6	1,2	
VM2	28	600	VS 400x32	1,35	226,8	6	1,4	
VM3	2	1120	VS 300x26	1,07	24,0	7	0,2	
VM4	7	970	VS 300x25	1,15	78,1	9	0,7	
VM5	14	600	VS 300x23	1,07	89,9	8	0,7	
VM6	6	1120	VS 350x38	1,49	100,1	8	0,8	
P1	4	1050	CS 300x95	1,78	74,8	4	0,3	
P2	4	1050	CS 300x109	1,78	74,8	4	0,3	
P3	8	1050	CS 350x135	2,08	174,7	4	0,7	
CV1	24	695	Cantoneira (1)	0,65	108,4	7	0,8	
EB1	14	600	PS 200x23	0,95	79,8	6	0,5	

Obs: A simulação F totalizou 9,3m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1582,1m² de perfil estrutural.

área superficial a ser protegida de 1271,9m², ocorrendo, portanto, uma redução de 24,0% em área superficial de aplicação de argamassa neste caso. As estruturas referentes às simulações B, C, E e F apresentam valores de áreas superficiais intermediários àqueles obtidos para as simulações A e D.

Observa-se, portanto, que a utilização da resistência ao escoamento experimental além de reduzir a massa dos elementos estruturais, reduz também a área superficial destes. Isto leva a uma redução do custo de aplicação das proteções de argamassa à base de cimento, gesso e fibras minerais. Pois o custo desta proteção é calculado em função da área de aplicação do perfil e do volume de argamassa aplicada neste.

Em relação às simulações B e C, a utilização do aço resistente ao fogo (simulação D) reduziu a área superficial total da edificação em 13,2 e 8,2% respectivamente, por proporcionar a utilização de um maior número de elementos estruturais (elementos CV1 e EB1) sem proteção no caso do Edifício 1.

Fazendo-se uma comparação entre as simulações A e B (tabela VIII.10 e VIII.11 respectivamente) que utilizam os fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade sugerido pela NBR 14323, observa-se que a espessura de proteção contra incêndio dos elementos estruturais não variou muito. As maiores diferenças ocorreram para os elementos P3, CV1 e EB1, onde no caso da simulação B, os dois primeiros elementos necessitaram de uma maior quantidade de proteção para se evitar a flambagem local dos elementos componentes da seção transversal em caso de incêndio. O mesmo ocorreu para o elementos EB1 no caso da simulação A.

Comparando-se os resultados das simulações B e C (tabelas VIII.11 e VIII.12), que possuem fatores de redução ($k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$) sugeridos pela NBR 14323 e obtidos experimentalmente respectivamente, observa-se que no caso da simulação C a espessura de material de proteção contra incêndio foi aproximadamente igual à obtida para a simulação B (exceto no caso dos elementos P3, CV1 e EB1). No caso das vigas VM1 e VM4, por exemplo, a utilização do aço da simulação B proporcionou uma economia em termos de espessura de proteção de cerca de 16 e 11% respectivamente. No caso dos

elementos estruturais VP1 e P2, para a simulação B foi necessário uma espessura de proteção superior em 20 e 25% respectivamente, quando comparado com a simulação C. A simulação C, permitiu a utilização do elemento EB1 sem proteção contra incêndio.

Era esperado que no caso da simulação B o consumo de proteção contra incêndio fosse inferior ao consumo da simulação C. Como pode ser visto na figura 7.3, o fator de redução da resistência ao escoamento utilizado na simulação B (NBR 14323) está acima da curva dos fatores de redução da resistência ao escoamento utilizada na simulação C até aproximadamente 600°C, o que significa uma maior resistência mecânica nestas temperaturas. Porém, a partir de 600°C a curva da resistência ao escoamento da simulação B passa a ter valores ligeiramente inferiores à da simulação C. Como a temperatura crítica dos perfis variou entre 550 e 650°C, alguns elementos estruturais da simulação B acabaram necessitando de uma maior espessura de proteção contra incêndio.

Outro fator que contribui para um maior, ou menor, consumo de proteção para alguns elementos estruturais da simulação B é que a sua relação $(k_{E,\theta}/k_{y,0})^{1/2}$ é sempre inferior a do aço da simulação C (figura 8.2). Isto significa que no caso de dois elementos estruturais com mesma seção transversal, solicitados à flexão, trabalhando a mesma temperatura e possuindo as mesmas propriedades mecânicas (f_y e E) à temperatura ambiente, aquele que possui um comportamento como o da simulação B possui parâmetros de esbeltez $\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$ inferiores aos do perfil cujo comportamento é igual ao da simulação C. Portanto, o mesmo elemento estrutural, com esbeltez de mesa (λ_{mesa}) e alma (λ_{alma}) constantes, no caso da simulação B pode estar trabalhando em regime inelástico ($\lambda_{p,fi} < \lambda \leq \lambda_{r,fi}$) enquanto no caso da simulação C o perfil pode estar trabalhando em regime plástico ($\lambda < \lambda_{p,fi}$). Sabendo-se que em regime plástico a resistência do perfil é superior à resistência no regime inelástico, a utilização da simulação C pode ser mais favorável. Ou seja, pode apresentar uma resistência à flexão em situação de incêndio superior e conseqüentemente necessitar de menos material de proteção contra incêndio. O mesmo pode ocorrer para seções submetidas à força cortante.

Outro fator pode ser observado no caso de elementos comprimidos como os pilares, contraventamentos e escoras do beiral. Neste caso, como pode ser visto na figura 8.3, a relação $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{1/2}$ no caso da simulação B (NBR 14323) é sempre superior a relação da simulação C. Isto significa que no caso de dois pilares de mesma seção transversal, mesma altura, mesmas condições de contorno, possuindo as mesmas propriedades mecânicas (f_y e E) a temperatura ambiente e trabalhando a mesma temperatura em situação de incêndio, aquele cujo aço possui um comportamento semelhante ao da simulação B, possui um parâmetro de esbeltez para barras comprimidas em situação de incêndio ($\bar{\lambda}_{\theta}$) superior ao do pilar que possui um aço com comportamento semelhante ao da simulação C. Como consequência, o fator de redução da resistência do pilar em situação de incêndio (ρ_{fi}) será menor no primeiro caso. Se a diferença dos valores de $k_{y,\theta}$ não for muito significativa, o pilar utilizando aço como o da simulação B possuirá uma resistência em situação de incêndio inferior ao pilar cujo comportamento mecânico seja igual ao do aço da simulação C. O que significa uma maior necessidade de proteção contra incêndio para a proteção do pilar da simulação B.

Assim, no caso de elementos estruturais cuja temperatura crítica seja superior a 600°C, aquele feito em aço com comportamentos igual ao da simulação C, provavelmente possuirá resistência mecânica superior ao elemento cujo aço possui um comportamento como o da simulação B. Verifica-se, acima de 600°C, uma grande diferença entre os valores das relações $(k_{E,\theta}/k_{y,\theta})^{1/2}$ e $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{1/2}$ para os aços das simulações B e C (figuras 8.2 e 8.3).

Observa-se que, caso seja adotado para dois elementos estruturais submetidos à flexão o mesmo perfil metálico, para temperaturas acima de 600°C, aquele cujo aço possui um comportamento como o da simulação C, possuirá parâmetros de esbeltez maiores ($\lambda_{p,fi}$ e $\lambda_{r,fi}$) que o perfil cujo aço possui um comportamento como o da simulação B, podendo o primeiro trabalhar em regime plástico e o segundo em regime inelástico. Conseqüentemente, o primeiro possuirá maior resistência a altas temperaturas, o que leva a uma menor espessura de proteção. Neste caso, os valores de $k_{y,\theta}$ pouco influenciariam na redução da resistência do perfil a altas temperaturas, pois para

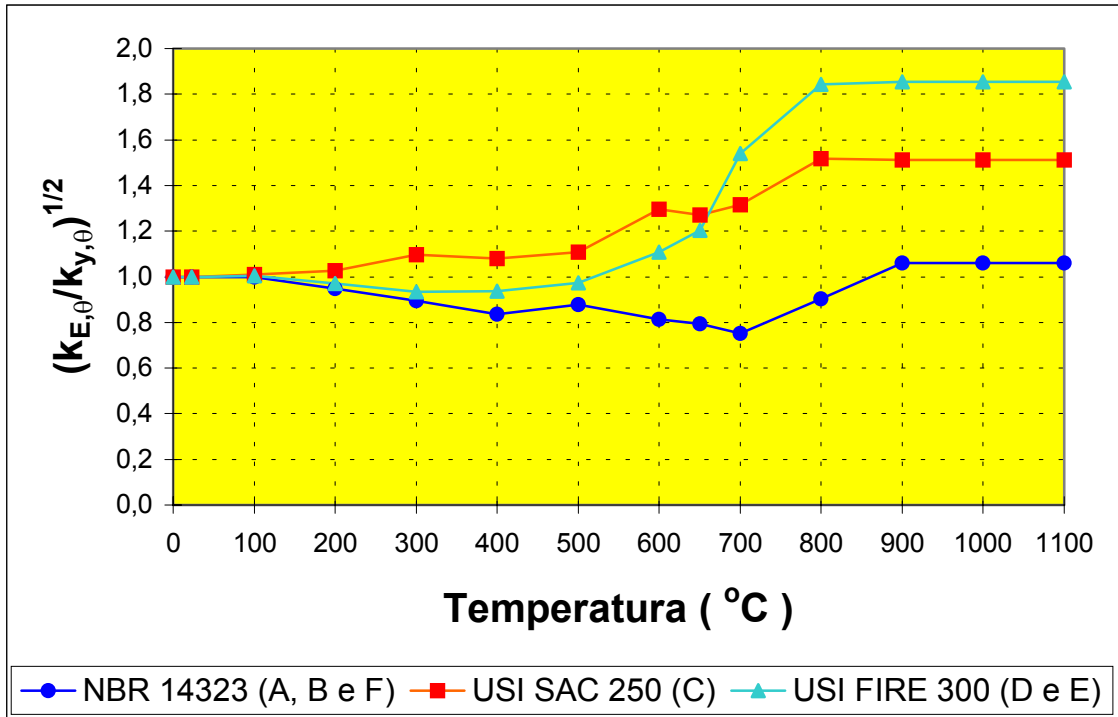


Figura 8.2 – Relação $(k_{E,\theta}/k_{y,\theta})^{1/2}$ para os aços de todas as simulações

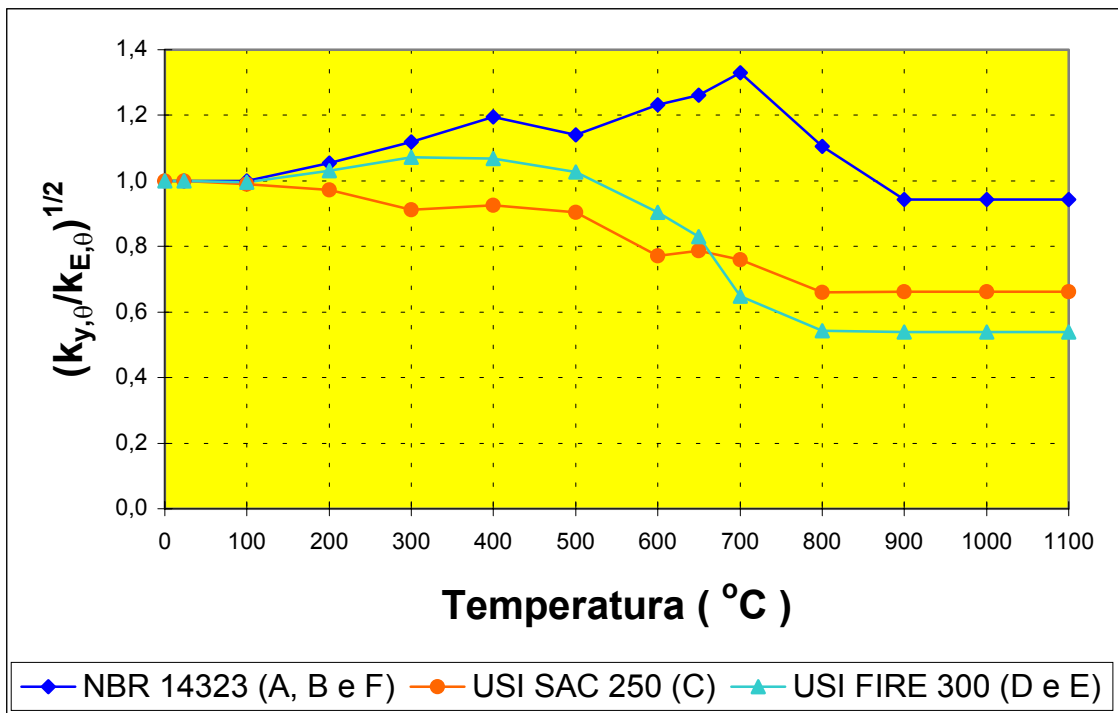


Figura 8.3 – Relação $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{1/2}$ para os aços de todas as simulações.

temperaturas acima de 600°C, estes valores são muito próximos para os aços das simulações B e C.

O mesmo é observado para perfis submetidos à compressão. Para temperaturas acima de 600°C, aqueles cujo aço possui um comportamento como o da simulação C, possuiriam um menor parâmetro de esbeltez ($\bar{\lambda}_\theta$) em situação de incêndio. Conseqüentemente, o fator de redução da resistência do pilar em situação de incêndio (ρ_{fi}) seria maior. O que levaria a uma maior resistência à compressão a altas temperaturas, levando a uma menor necessidade de material de proteção contra incêndio.

As observações realizadas nos cinco parágrafos anteriores sobre as simulações B e C, são também válidas quando se compara a simulação D com as simulações C e B, e quando se compara a simulação E com as simulações A e F.

Portanto, conclui-se que para temperaturas acima de 600°C, a utilização dos fatores de redução da resistência ao escoamento e fatores de redução do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente (simulações C, D e E), pode levar a uma grande redução da necessidade de proteção contra incêndio.

Por outro lado, para elementos estruturais cujas temperaturas críticas sejam pequenas, inferiores a 400°C por exemplo, a utilização dos fatores de redução ($k_{y,\theta}$ e $k_{E,\theta}$) sugeridos pela norma NBR 14323 pode resultar em uma menor quantidade de material de proteção contra incêndio do que aquela realmente necessária. Observa-se que para esta faixa de temperatura as relações $(k_{E,\theta}/k_{y,\theta})^{1/2}$ e $(k_{y,\theta}/k_{E,\theta})^{1/2}$ não variam muito entre os aços das simulações realizadas (figuras 8.2 e 8.3). Neste caso, a redução da resistência do elemento estrutural será maior devido ao valor do fator de redução da resistência ao escoamento, $k_{y,\theta}$. Para temperaturas nesta faixa, a diferença entre os valores de $k_{y,\theta}$ é bem significativa quando se compara os valores sugeridos pela NBR 14323 e os obtidos experimentalmente para os aços das simulações C, D e E (figura 7.3).

Portanto, vários fatores são determinantes na maior ou menor resistência de um elemento estrutural em situação de incêndio, e conseqüentemente a espessura de proteção contra incêndio necessária para a sua proteção.

Comparando-se os resultados obtidos para as simulações C e D (tabelas VIII.12 e VIII.13) observa-se que para todos os casos (exceto viga VM2) a utilização do aço resistente ao fogo permitiu a redução da espessura de material de proteção contra incêndio. A menor economia foi observada no caso do elemento VM4 onde a utilização deste aço permitiu uma redução de 11,1% em termos de espessura de proteção. A maior economia ocorreu para os elementos estruturais VM5 e VM6, onde a utilização do aço resistente ao fogo permitiu uma redução de 28,6% em termos de espessura de proteção contra incêndio. Assim como na simulação C, a utilização do aço resistente ao fogo (simulação D) possibilitou a utilização das escoras do beiral sem proteção contra incêndio. Ocorreu uma grande economia em proteção contra incêndio devido à utilização do aço USI FIRE 300 (simulação D) pois, neste caso, foi possível também a utilização dos contraventamentos sem proteção.

Nota-se através das tabelas VIII.14 e VIII.15 que para todos os elementos estruturais a simulação E (aço resistente ao fogo) gerou economia em espessura de proteção contra incêndio quando comparado com aquelas obtidas pela utilização do aço USI SAC 300 (simulação F). No caso da viga da viga VM5, por exemplo, esta economia foi de 25%. No caso dos contraventamentos, a economia em espessura de proteção gerada pela utilização do aço USI FIRE 300 foi de 71%. O aço resistente ao fogo, neste caso, permitiu uma grande economia em material de proteção por permitir a utilização das escoras do beiral sem proteção contra incêndio.

Observa-se portanto que, tanto no caso da simulação D quanto no caso da simulação E, a utilização do aço resistente ao fogo permitiu uma redução das espessuras de proteção em argamassa projetada em relação aquelas obtidas para as simulações C e F respectivamente. Além disso, permitiu a utilização de um maior número de elementos estruturais sem proteção contra incêndio, por proporcionar uma maior resistência aos elementos estruturais à alta temperatura.

b) Resultados obtidos para o Edifício 2 (TRRF = 60 minutos)

As tabelas VIII.16 a VIII.19 mostram os resultados referentes às resistências de cálculo em situação de incêndio, espessuras de material de proteção contra incêndio necessárias, e volume total de material de proteção para a proteção de toda edificação.

Fazendo-se uma comparação entre as simulações A (Tabela VIII.16) e B (Tabela VIII.17), observa-se que a espessura de proteção contra incêndio dos elementos estruturais não variou muito. As maiores diferenças ocorreram para os elementos P3, CV1 e EB1 onde, no caso da simulação B, os dois primeiros elementos necessitaram de uma maior quantidade de proteção para se evitar a flambagem local dos elementos componentes da seção transversal em caso de incêndio. O mesmo ocorreu para o elemento EB1 no caso da simulação A.

Comparando-se as simulações B e C (tabelas VIII.17 e VIII.18) observou-se o mesmo fato ocorrido no edifício 1, ou seja, para alguns elementos estruturais a simulação B foi mais econômica em termos de espessura de material de proteção contra incêndio que a simulação C. Como no caso do edifício 1, os elementos estruturais P3 e CV1 necessitaram de uma expressiva camada de proteção contra incêndio para a simulação B, para se evitar a flambagem local dos elementos componentes da seção transversal. No caso da simulação C, foi possível a utilização das escoras do beiral sem proteção contra incêndio o que gerou uma grande economia em material de proteção.

A utilização do aço resistente ao fogo da simulação D (tabela VIII.19) reduziu sensivelmente a espessura de proteção contra incêndio para a maioria dos elementos estruturais quando comparado com a simulação C. Nos elementos estruturais onde o aço resistente ao fogo permitiu uma diminuição da espessura de proteção esta economia variou de 15,4% no caso da viga VP1 a 41,7% no caso dos contraventamentos. Isto comprova que efetivamente o aço resistente ao fogo permite uma redução da espessura de proteção contra incêndio devido às menores reduções da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade que ocorrem com o aumento da temperatura neste caso.

Tabela VIII.16 – Resultados obtidos para a simulação A. Edifício 2, TRRF = 60 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sól. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{f,Rd}$ (kN)	$M_{k,f,Rd}$ (kNm)	$M_{y,f,Rd}$ (kNm)	$V_{y,f,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	29,35	*	32,60	*	*	942,0	
VP2	*	46,47	*	32,78	*	*	940,6	
VM1	*	27,97	*	26,07	*	*	941,4	
VM2	*	21,76	*	18,57	*	*	941,4	
VM3	*	15,68	*	18,49	*	*	942,8	
VM4	*	13,52	*	14,49	*	*	941,5	
VM5	*	10,66	*	14,75	*	*	942,8	
VM6	*	22,93	*	18,58	*	*	941,4	
P1	107,86	20,00	9,47	*	8,10	18,57	939,2	
P2	131,82	27,52	12,87	*	8,88	17,14	939,2	
P3	92,30	36,33	15,84	*	6,86	13,78	938,7	
CV1	4,76	*	*	*	*	*	942,1	
EB1	5,10	*	*	*	*	*	943,0	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sól. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{f,Rd}$ (kN)	$M_{k,f,Rd}$ (kNm)	$M_{y,f,Rd}$ (kNm)	$V_{y,f,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	174,29	*	238,58	*	*	13	642,1
VP2	*	353,03	*	262,13	*	*	10	631,0
VM1	*	255,29	*	236,26	*	*	13	595,1
VM2	*	185,27	*	183,28	*	*	13	598,5
VM3	*	155,04	*	202,79	*	*	19	579,4
VM4	*	173,61	*	180,19	*	*	16	531,3
VM5	*	113,87	*	168,37	*	*	20	561,9
VM6	*	273,38	*	217,68	*	*	15	546,9
P1	1143,00	189,29	107,43	*	0,80	0,99	10	568,4
P2	1427,48	292,88	127,64	*	0,81	0,99	10	557,7
P3	1053,59	479,86	188,96	*	0,50	0,90	11	504,5
CV1	37,78	*	*	*	*	*	17	555,8
EB1	80,13	*	*	*	*	*	51	216,4
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	VOLUME (m ³)	
VP1	4	1120	VS550x64	2,09	93,6	13	1,2	
VP2	12	1120	VS550x88	2,09	280,9	10	2,8	
VM1	14	970	VS400x49	1,59	215,9	13	2,8	
VM2	28	600	VS400x38	1,43	240,2	13	3,1	
VM3	2	1120	VS400x28	1,35	30,2	19	0,6	
VM4	7	970	VS300x29	1,07	72,7	16	1,2	
VM5	14	600	VS300x23	1,07	89,9	20	1,8	
VM6	6	1120	VS400x41	1,51	101,5	15	1,5	
P1	4	1050	CS300x95	1,78	74,8	10	0,7	
P2	4	1050	CS350x112	2,08	87,4	10	0,9	
P3	8	1050	CS400x137	2,38	199,9	11	2,2	
CV1	24	695	Cantoneira	0,65	108,4	17	1,8	
EB1	14	600	VS200x20	0,91	76,4	51	3,9	

Obs: A simulação A totalizou 24,6m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1671,8m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.17 – Resultados obtidos para a simulação B. Edifício 2, TRRF = 60 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	27,02	*	38,02	*	*	942,0	
VP2	*	41,09	*	38,22	*	*	940,6	
VM1	*	28,42	*	21,66	*	*	941,4	
VM2	*	23,91	*	21,66	*	*	941,5	
VM3	*	13,98	*	16,37	*	*	942,1	
VM4	*	14,05	*	16,37	*	*	942,1	
VM5	*	11,64	*	12,88	*	*	942,1	
VM6	*	24,16	*	19,72	*	*	941,4	
P1	139,24	27,20	12,88	*	5,96	13,79	939,2	
P2	139,24	27,20	12,88	*	8,54	53,65	939,2	
P3	86,09	43,30	20,84	*	5,61	15,15	938,2	
CV1	4,94	*	*	*	*	*	942,1	
EB1	6,56	*	*	*	*	*	942,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{fi,Rd}$ (kN)	$M_{k,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	192,45	*	340,50	*	*	14	617,7
VP2	*	308,70	*	320,08	*	*	10	667,9
VM1	*	255,70	*	213,58	*	*	13	596,6
VM2	*	171,62	*	178,59	*	*	12	628,4
VM3	*	150,49	*	191,47	*	*	17	557,0
VM4	*	175,64	*	204,07	*	*	18	536,2
VM5	*	109,31	*	133,60	*	*	16	579,0
VM6	*	283,98	*	214,64	*	*	15	546,6
P1	1184,00	216,16	97,63	*	0,75	0,97	9	593,5
P2	1694,36	291,40	151,35	*	0,75	0,94	11	526,5
P3	1310,50	744,30	296,80	*	0,33	0,67	24	262,5
CV1	68,58	*	*	*	*	*	33	319,9
EB1	46,70	*	*	*	*	*	19	570,6
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m²/m)	As total (m²)	Espessura (mm)	Volume (m³)	
VP1	4	1120	VS 450X51	1,69	75,7	14	1,1	
VP2	12	1120	VS 450X71	1,69	227,1	10	2,3	
VM1	14	970	VS 350X39	1,41	191,5	13	2,5	
VM2	28	600	VS 350X34	1,25	210,0	12	2,5	
VM3	2	1120	VS 250X24	0,97	21,7	17	0,4	
VM4	7	970	VS 250X24	0,97	65,9	18	1,2	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	16	1,2	
VM6	6	1120	VS 300X38	1,31	88,0	15	1,3	
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	9	0,7	
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	11	0,8	
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,7	24	4,2	
CV1	24	695	Cartoneira	0,65	108,4	33	3,6	
EB1	14	600	PS200X23	0,95	79,8	19	1,5	

Obs: A simulação B totalizou 23,2m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1465,5m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.18 – Resultados obtidos para a simulação C. Edifício 2, TRRF = 60 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{k,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	47,86	*	69,03	*	*	942,0	
VP2	*	70,88	*	67,31	*	*	940,6	
VM1	*	48,90	*	40,06	*	*	941,4	
VM2	*	40,91	*	40,05	*	*	941,5	
VM3	*	23,99	*	28,25	*	*	942,1	
VM4	*	24,18	*	28,25	*	*	942,1	
VM5	*	19,93	*	22,21	*	*	942,1	
VM6	*	41,55	*	34,01	*	*	941,4	
P1	212,38	37,42	17,25	*	4,34	5,70	940,5	
P2	266,93	46,92	22,21	*	4,95	6,67	939,2	
P3	232,49	74,69	35,95	*	3,25	5,01	938,2	
CV1	15,85	*	*	*	*	*	942,1	
EB1	20,98	*	*	*	*	*	942,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{k,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	194,12	*	280,00	*	*	13	643,4
VP2	*	302,66	*	320,08	*	*	10	633,4
VM1	*	245,57	*	206,89	*	*	13	596,6
VM2	*	168,11	*	176,35	*	*	12	628,4
VM3	*	149,55	*	190,15	*	*	18	536,2
VM4	*	169,70	*	204,07	*	*	19	516,5
VM5	*	112,22	*	137,63	*	*	17	557,0
VM6	*	280,46	*	239,12	*	*	16	523,9
P1	1184,00	216,16	97,63	*	0,75	0,88	12	567,0
P2	1694,36	291,40	151,35	*	0,82	0,97	10	558,4
P3	1089,98	467,82	225,18	*	0,52	0,89	9	550,8
CV1	38,20	*	*	*	*	*	12	677,5
EB1	*	*	*	*	*	*	0	*
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural		Dados do perfil				Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m²/m)	As total (m²)	Espessura (mm)	Volume (m³)	
VP1	4	1120	VS 450X51	1,69	75,7	13	1,0	
VP2	12	1120	VS 450X71	1,69	227,1	10	2,3	
VM1	14	970	VS 350X39	1,41	191,5	13	2,5	
VM2	28	600	VS 350X34	1,25	210,0	12	2,5	
VM3	2	1120	VS 250X24	0,97	21,7	18	0,4	
VM4	7	970	VS 250X24	0,97	65,9	19	1,3	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	17	1,2	
VM6	6	1120	VS 300X38	1,31	88,0	16	1,4	
P1	4	1050	CS 300X76	1,78	74,8	12	0,9	
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	10	0,7	
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,7	9	1,6	
CV1	24	695	Cartoneira	0,65	108,4	12	1,3	
EB1	14	600	PS200X23	0,95	79,8	0	0,0	

Obs: A simulação C totalizou 17,1m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1385,7m² de perfil estrutural.

Tabela VIII.19 – Resultados obtidos para a simulação D. Edifício 2, TRRF = 60 min.

RESISTÊNCIA DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
CV1	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	61,14	*	88,19	*	*	942,0	
VP2	*	90,55	*	85,98	*	*	940,6	
VM1	*	55,70	*	51,52	*	*	942,0	
VM2	*	47,00	*	51,51	*	*	942,1	
VM3	*	26,58	*	36,52	*	*	942,8	
VM4	*	26,82	*	36,51	*	*	942,8	
VM5	*	25,34	*	28,37	*	*	942,1	
VM6	*	48,78	*	43,45	*	*	941,4	
P1	279,64	47,80	22,04	*	3,40	4,10	940,5	
P2	351,54	59,94	28,37	*	3,87	4,74	939,2	
P3	337,87	95,41	45,93	*	2,55	3,55	938,2	
CV1	25,53	*	*	*	*	*	942,1	
EB1	33,69	*	*	*	*	*	942,7	
RESISTÊNCIA DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,i,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
VP1	*	172,83	*	249,28	*	*	11	698,6
VP2	*	373,10	*	354,28	*	*	9	667,9
VM1	*	271,86	*	258,03	*	*	13	645,8
VM2	*	166,81	*	195,13	*	*	12	676,2
VM3	*	153,40	*	225,30	*	*	18	601,7
VM4	*	173,62	*	225,30	*	*	19	581,4
VM5	*	111,75	*	136,98	*	*	13	652,0
VM6	*	293,58	*	264,82	*	*	13	598,5
P1	1104,43	201,64	90,85	*	0,80	0,95	9	663,3
P2	1667,45	319,84	151,40	*	0,73	0,88	8	632,4
P3	1079,96	504,35	242,76	*	0,48	0,87	7	633,5
CV1	37,18	*	*	*	*	*	7	824,4
EB1	*	*	*	*	*	*	0	*
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)	Espessura (mm)	Volume (m ³)	
VP1	4	1120	VS 450X51	1,69	75,7	11	0,8	
VP2	12	1120	VS 450X71	1,69	227,1	9	2,0	
VM1	14	970	VS 350X35	1,41	191,5	13	2,5	
VM2	28	600	VS 350X30	1,25	210,0	12	2,5	
VM3	2	1120	VS 250X21	0,97	21,7	18	0,4	
VM4	7	970	VS 250X21	0,97	65,9	19	1,3	
VM5	14	600	VS 200X22	0,87	73,1	13	1,0	
VM6	6	1120	VS 300X34	1,23	82,7	13	1,1	
P1	4	1050	CS 300X76	1,78	74,8	9	0,7	
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,8	8	0,6	
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,7	7	1,2	
CV1	24	695	Cartoneira	0,65	108,4	7	0,8	
EB1	14	600	PS 200X23	0,95	79,8	0	0,0	

Obs: A simulação D totalizou 14,8m³ de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada numa área superficial total de 1380,3m² de perfil estrutural.

Exceto no caso dos elementos VM1, VM2, VM3 e VM4, não foi observado uma economia em proteção contra incêndio (quando utilizado o aço resistente ao fogo). Observa-se porém, que para os elementos mencionados, a utilização do aço resistente ao fogo (Simulação D) permitiu a utilização de um perfil estrutural mais leve do que aquele obtido para a simulação C (aço comum).

No caso da viga VM1, por exemplo, para a simulação D foi necessário um perfil VS 350x35 o qual foi protegido com uma espessura de 13mm de argamassa apresentando uma resistência ao momento fletor de 271,86kN a uma temperatura de 645,8°C. No caso da simulação C, foi necessário um perfil VS 350x39, o qual também protegido por 13mm de proteção contra incêndio para resistir à solicitação de cálculo, apresentou uma resistência de cálculo ao momento fletor de 245,57kN a uma temperatura de 596,6°C.

Portanto, para a viga VM1, o aço resistente ao fogo permitiu uma economia de 10% em massa linear de viga. Além disso, permitiu uma resistência a alta temperatura superior em 11% aquela obtida para a simulação C. Isto a uma temperatura 50°C acima daquela obtida para a simulação C. Este fato também foi observado para os demais elementos estruturais. Diante destes resultados, pode-se dizer que o aço resistente ao fogo possui uma eficiência superior quando comparado com o aço comum.

c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio.

As tabelas VIII.20 e VIII.21 comparam os resultados obtidos para a hipótese 1 (item 7.7.1) de aplicação de proteção contra incêndio realizada para cada simulação (tabela VII.1), aplicadas aos edifícios 1 e 2 (itens 7.4.1 e 7.4.2).

Nas tabelas VIII.20 e VIII.21, os valores representados por C_A , C_V e C_T referem-se respectivamente ao custo de aplicação da argamassa (depende somente da área de aplicação), custo do volume de argamassa utilizado na proteção do edifício e o custo total resultante.

Tabela VIII.20 – Quantitativo de área superficial de aplicação de proteção ($A_{s,tot}$), volume total de argamassa para proteção da estrutura (V_{tot}), e custos de aplicação da proteção.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos					
Simulação	$A_{s,tot}$ (m ²)	V_{tot} (m ³)	C_A (US\$)	C_V (US\$)	C_T (US\$)
A	1671,8	11,0	6.191,51	3.023,96	9.215,47
B	1465,5	10,1	5.427,48	2.772,72	8.200,20
C	1385,7	7,3	5.131,94	2.011,04	7.142,98
D	1271,9	5,5	4.710,48	1.515,50	6.225,98
E	1502,3	6,6	5.563,77	1.827,79	7.391,56
F	1582,1	9,3	5.859,31	2.570,52	8.429,83
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos					
Simulação	$A_{s,tot}$ (m ²)	V_{tot} (m ³)	C_A (US\$)	C_V (US\$)	C_T (US\$)
A	1671,8	24,6	6.191,51	6.775,41	12.966,92
B	1465,5	23,2	5.427,48	6.387,46	11.814,94
C	1385,7	17,1	5.131,94	4.708,06	9.840,00
D	1380,3	14,8	5.111,94	4.082,15	9.194,09

Tabela VIII.21 – Principais relações de consumo e custos com proteção contra incêndio.

PRINCIPAIS RELAÇÕES ENTRE AS SIMULAÇÕES (em %)						
EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
RELAÇÕES		$A_{s,tot}$	V_{tot}	C_A	C_V	C_T
I	(A-B)/B	14,08	9,05	14,08	9,06	12,38
II	(C-B)/B	-5,45	-27,53	-5,45	-27,47	-12,89
III	(D-C)/C	-8,21	-24,55	-8,21	-24,64	-12,84
IV	(E-F)/F	-5,04	-29,03	-5,04	-28,89	-12,32
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
RELAÇÕES		$A_{s,tot}$	V_{tot}	C_A	C_V	C_T
V	(A-B)/B	14,08	6,03	14,08	6,07	9,75
VI	(C-B)/B	-5,45	-26,29	-5,45	-26,29	-16,72
VII	(D-C)/C	-0,39	-13,45	-0,39	-13,29	-6,56

Observa-se, através da tabela VIII.20, que a área de aplicação de proteção contra incêndio ($A_{s,tot}$) para as simulações A, B e C não variou entre os edifícios 1 e 2. Para a simulação D, o aumento da área de proteção do edifício 1 para o edifício 2 ocorreu pois para o último apenas as escoras do beiral (EB1) foram utilizadas sem proteção contra incêndio, enquanto para o edifício 1 os contraventamentos (CV1) também foram utilizados sem proteção. Nota-se também, através da Tabela VIII.20 e Figura 8.4, que a simulação A necessitou de um maior volume de proteção contra incêndio para a proteção da estrutura enquanto a simulação D permitiu um menor consumo de proteção contra incêndio. Este fato foi observado tanto para o edifício 1 quanto para o edifício 2. As simulações B, C, E e F necessitaram de um volume de proteção intermediário. O mesmo fato ocorre para o custo da proteção contra incêndio como pode ser visto na figura 8.5.

Através da tabela VIII.21, observa-se que para o edifício 1 a utilização da simulação A aumentou o consumo de volume de material de proteção contra incêndio e o custo total de aplicação da proteção respectivamente em 9,05 e 12,38% quando comparado com a simulação B. Para o edifício 2 os aumentos correspondentes foram 6,03 e 9,75%. Portanto, a utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente para o aço USI SAC 250 (simulação B), permitiu além de uma redução na massa total da estrutura também uma redução no consumo e custo com proteção.

Comparando-se as simulações B e C (relações II e VI da tabela VIII.21), observa-se que a utilização dos fatores experimentais de redução da resistência ao escoamento para o aço USI SAC 250 (simulação C) permitiu uma redução do consumo de proteção contra incêndio em torno de 27% quando comparado com a simulação B (fatores de redução da resistência ao escoamento sugeridos pela NBR 14323), tanto para o edifício 1 quanto para o edifício 2. O mesmo ocorreu para o custo total de proteção, onde esta redução foi de 12,89% no caso do edifício 1 e 16,72% no caso do edifício 2.

O mesmo fato se observa, quando é feita uma comparação entre as simulações C (aço comum) e D (aço resistente ao fogo), relações III e VII da tabela VIII.21. Neste caso, a utilização do aço resistente ao fogo permitiu uma redução de 24,55 e 13,45% em

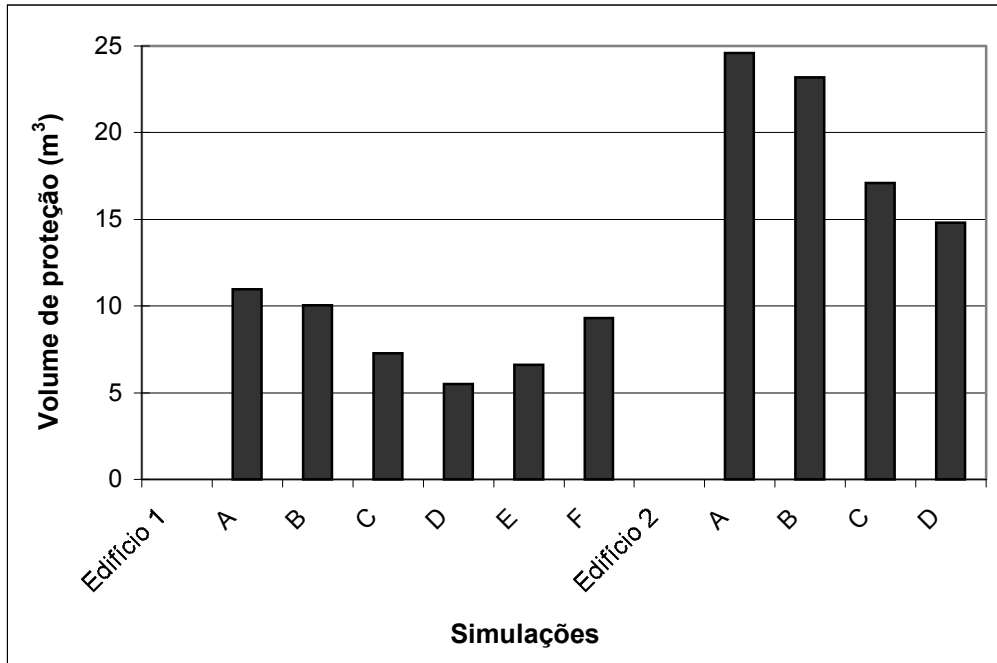


Figura 8.4 – Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para as simulações A, B, C, D, E e F dos edifícios 1 e 2.

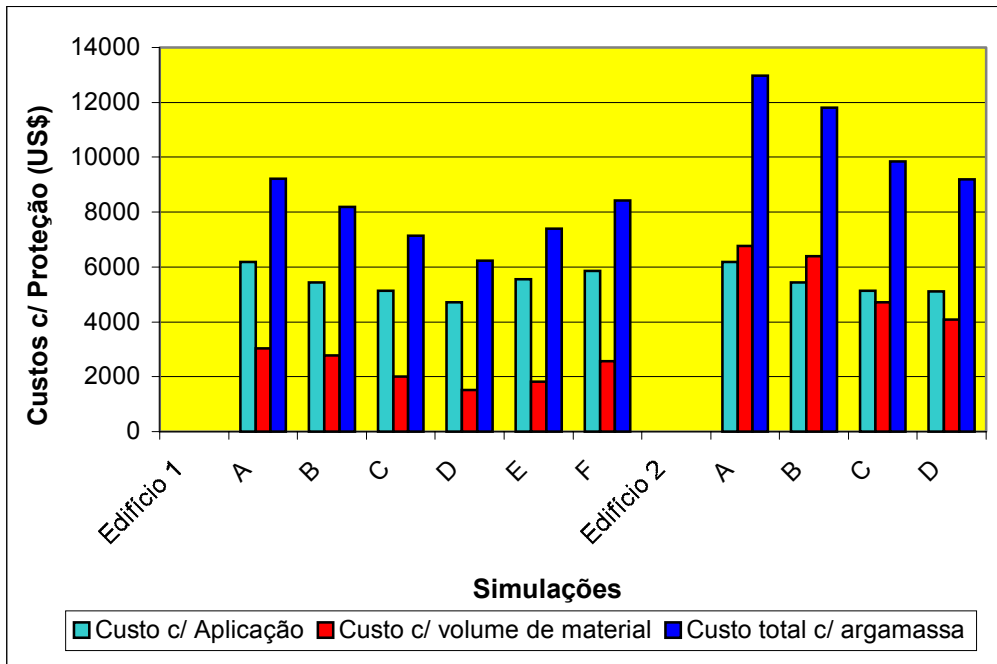


Figura 8.5 – Custo de proteção com argamassa, C_A , C_V e C_T , para as simulações A, B, C, D, E e F e edifícios 1 e 2.

volume de proteção contra incêndio para os edifícios 1 e 2 respectivamente. A economia em custo total de aplicação da proteção foi respectivamente de 12,84 e 6,56% para os edifícios 1 e 2.

Nota-se portanto, que a utilização da resistência ao escoamento (f_y) e dos fatores $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ obtidos experimentalmente contribuíram para a redução do consumo e custo com material de proteção contra incêndio. O mesmo ocorreu quando utilizado o aço resistente ao fogo. Na prática, o dimensionamento de uma edificação em aço resistente ao fogo utilizando os valores experimentais de f_y , $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ (simulação D) pode resultar em uma grande economia em massa final da estrutura, consumo e custo com proteção.

Fazendo-se a comparação entre as simulações E (USI FIRE 300) e F (USI SAC 300), relação IV da tabela VIII.21, observa-se que o aço resistente ao fogo permitiu uma redução de 29,03% no consumo de argamassa projetada, o que gerou uma economia de 12,32% no custo final com proteção. Observa-se portanto que, quando se utiliza as resistências ao escoamento especificadas pelo fabricante, o aço resistente ao fogo também permitiu uma economia em volume de argamassa projetada e custo final dessa.

Através da figura 8.4, observa-se que o edifício 2 necessitou de uma quantidade expressivamente maior de proteção contra incêndio que a necessária à proteção do edifício 1. Isto ocorreu devido ao maior tempo requerido de resistência ao fogo exigido para esta edificação (60 minutos).

Através da figura 8.5, nota-se que o aumento do custo final com proteção contra incêndio do edifício 2 (quando comparado com o edifício 1) se deu apenas na parcela referente ao volume de material de proteção. Observa-se que o custo de aplicação da argamassa é o mesmo nos dois edifícios (exceto para simulação D), devido ao fato de possuírem a mesma área superficial de aplicação de proteção.

A figura 8.6 mostra o acréscimo de volume de proteção contra incêndio e custo final com proteção quando se relaciona o edifício 2 (TRRF de 60 minutos) com o edifício 1 (TRRF de 30 minutos). Observa-se que, em função do volume de proteção contra

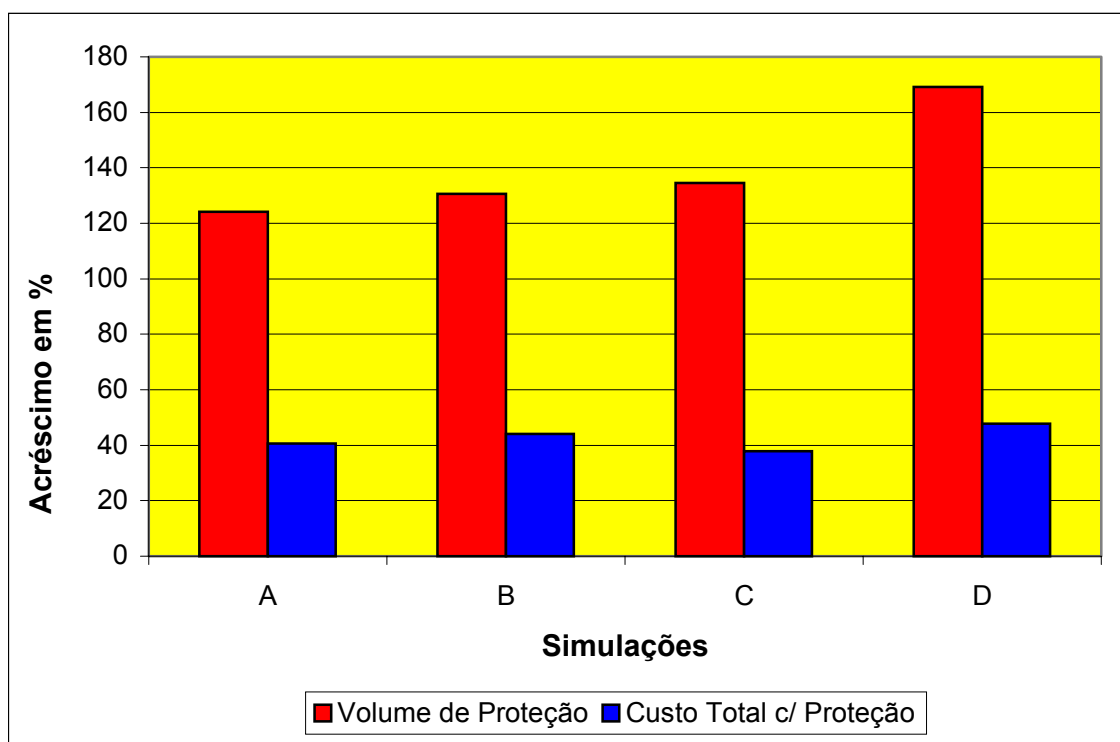


Figura 8.6 – Acréscimo de volume de proteção contra incêndio e custo final de proteção contra incêndio (em %), para as simulações A, B, C e D, quando comparado os edifícios 1 e 2.

incêndio aumentar abruptamente (120 a 170%), o custo devido ao volume de proteção aumentou na mesma proporção. Entretanto, o aumento do custo total com proteção aumentou de 38 a 48% aproximadamente. Isto ocorre, pois tanto para a edificação 1 quanto para a edificação 2, uma parte expressiva do custo de proteção se deve à área de aplicação, como pode ser visto na tabela VIII.20 e figura 8.5.

No caso da simulação D, por exemplo, para o edifício 1 o custo com proteção devido à área de aplicação de argamassa é 211% superior ao custo do volume de argamassa necessária à proteção da edificação. Para o edifício 2 esta relação cai para 25%. Portanto, pode-se dizer que para edificações com baixos TRRF, 30 minutos por exemplo, a parcela do custo devido à área superficial total de aplicação de proteção contra incêndio, é preponderante na determinação do custo final.

8.2.2.2. Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para a hipótese 1 (item 7.7.1), quando os pilares são verificadas como elementos estruturais externos

Este item mostra os resultados da verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio, onde foi considerado como material de proteção contra incêndio apenas a argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais descrita no item 7.6.1. No cálculo dos resultados considerou-se os pilares como estruturas externas (item 7.8).

Como descrito no capítulo 7, apenas os pilares foram calculados como estrutura externa. O dimensionamento da proteção foi realizado considerando-se que para os edifícios 1 e 2 os pilares atingem ao final do TRRF uma temperatura de 542,5°C, como descrito no item 7.8. Caso a esta temperatura os pilares não resistam à solicitação de cálculo em situação de incêndio (sendo necessário, portanto, a utilização de materiais isolantes térmicos) estes são novamente calculados como estrutura interna.

Resultados obtidos para os edifícios 1 e 2

As tabelas VIII.22 e VIII.23 mostram para os edifícios 1 e 2 os resultados obtidos para os pilares P1, P2 e P3 das simulações A, B, C, D, E e F. A verificação destes foi realizada considerando-os como elementos estruturais externos.

Observa-se através das tabelas VIII.22 e VIII.23 que apenas os pilares P3 da simulação A (P3A), os pilares P2 e P3 da simulação B (P2B e P3B) e os pilares P3 da simulação F (P3F) não resistiram à solicitação de cálculo em situação de incêndio a 542,5°C, necessitando portanto da aplicação de proteção contra incêndio. O dimensionamento da proteção contra incêndio destes pilares foi realizado considerando-os como estrutura interna, sujeito ao TRRF específico de cada edificação.

Foi necessário aumentar a espessura da alma do perfil P3 da simulação B (P3B), pois na verificação como pilar externo o perfil CS 350x128 (350x350x19x9,5) sofreria flambagem local da alma a compressão em regime inelástico em situação de incêndio à 542,5°C. Adotou-se, portanto, o perfil PS 350x135 (350x350x19x12,5). Esta modificação ocasionou um aumento de massa de aço da estrutura da simulação B de cerca de 588kg.

A tabela VIII.24 mostra o resumo de consumo de proteção contra incêndio e custo com a proteção para os edifícios 1 e 2. Devido a não necessidade de proteção contra incêndio nos pilares das simulações C, D e E, pode-se concluir que, no caso específico deste exemplo, a utilização das curvas dos fatores experimentais de redução da resistência ao escoamento e módulo de elasticidade contribuiu para uma maior resistência em situação de incêndio dos pilares P1, P2 e P3 à 542,5°C. Conseqüentemente, contribuiu para a redução do volume de material de proteção contra incêndio e custo final com proteção.

Nota-se que as simulações C, D e E necessitaram de um menor volume de proteção contra incêndio quando comparado com as simulações A, B e F (tabela VIII.24). As relações II e VI da tabela VIII.25 mostram que o aço da simulação C permitiu uma economia de cerca de 31% em volume de proteção contra incêndio quando comparado

Tabela VIII.22 – Cálculo da resistência dos pilares do edifício 1 quando calculados como estruturas externas. Determinação da espessura de proteção para os elementos estruturais que não resistiram à solicitação de cálculo a uma temperatura de 542,5°C.

RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{ki,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
P1A	1242.32	205.23	117.25	*	0.74	0.90	542.5	
P2A	1544.86	317.65	139.18	*	0.75	0.91	542.5	
P3A	865.74	400.78	155.56	*	0.60	1.09	542.5	
P1B	1565.30	270.00	139.23	*	0.56	0.70	542.5	
P2B	1565.30	270.00	139.23	*	0.81	1.03	542.5	
P3B	722.00	454.67	229.47	*	0.50	1.13	542.5	
P1C	1293.94	235.10	104.42	*	0.68	0.81	542.5	
P2C	1617.08	304.90	144.33	*	0.76	0.91	542.5	
P3C	1107.51	483.52	232.74	*	0.50	0.87	542.5	
P1D	1766.12	292.32	125.70	*	0.53	0.63	542.5	
P2D	2205.60	366.39	199.85	*	0.60	0.72	542.5	
P3D	1246.28	704.11	322.99	*	0.34	0.71	542.5	
P1E	1902.60	361.02	162.04	*	0.45	0.53	542.5	
P2E	2178.41	415.45	192.42	*	0.56	0.66	542.5	
P3E	1199.99	589.30	261.94	*	0.41	0.77	542.5	
P1F	1467.32	241.77	130.47	*	0.63	0.76	542.5	
P2F	1680.98	280.23	167.5	*	0.78	0.96	542.5	
P3F	754.06	405.34	214.34	*	0.56	1.19	542.5	
RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sd. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{ki,Rd}$ (kNm)	$M_{y,i,Rd}$ (kNm)	$V_{y,i,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
P3A	948.17	435.48	170.24	*	0.56	1.00	5	525.8
P2B	1592.63	274.53	141.80	*	0.79	1.01	5	539.1
P3B	873.91	504.93	257.41	*	0.45	1.01	4	519.6
P3F	919	560.02	257.24	*	0.43	0.94	4	505.2
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	A_s (m ² /m)	$A_{s\text{total}}$ (m ²)	Espessura (mm)	Vdume (m ³)	
P3A	8	1050	CS 400x137	2.38	199.92	5	1.0	
P2B	4	1050	CS 300x95	1.78	74.76	5	0.4	
P3B	8	1050	PS 350x135	2.08	174.72	4	0.7	
P3F	8	1050	PS 350x135	2.08	174.72	4	0.7	

Tabela VIII.23 – Cálculo da resistência dos pilares do edifício 2 quando calculados como estruturas externas. Determinação da espessura de proteção para os elementos estruturais que não resistiram à solicitação de cálculo a uma temperatura de 542,5°C.

RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO SEM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		θ_a (°C)	
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
P1A	1242,32	205,23	117,25	*	0,74	0,90	542,5	
P2A	1544,86	317,65	139,18	*	0,75	0,91	542,5	
P3A	865,74	400,78	155,56	*	0,60	1,09	542,5	
P1B	1565,29	270,00	139,23	*	0,56	0,70	542,5	
P2B	1565,29	270,00	139,23	*	0,81	1,03	542,5	
P3B	722,00	454,67	229,47	*	0,50	1,13	542,5	
P1C	1293,94	235,10	104,42	*	0,68	0,81	542,5	
P2C	1617,08	304,90	144,33	*	0,76	0,91	542,5	
P3C	1107,51	483,52	232,74	*	0,50	0,87	542,5	
P1D	1766,12	292,32	125,70	*	0,53	0,63	542,5	
P2D	2205,60	366,39	199,85	*	0,60	0,72	542,5	
P3D	1246,28	704,11	322,99	*	0,34	0,71	542,5	
RESISTÊNCIAS DE CÁLCULO COM PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
E. Estrutural	Resistências de Cálculo - Situação de Incêndio				Sol. Combinadas		t_m (mm)	θ_a (°C)
	$N_{i,Rd}$ (kN)	$M_{x,fi,Rd}$ (kNm)	$M_{y,fi,Rd}$ (kNm)	$V_{y,fi,Rd}$ (kN)	Eq1,t	Eq2,t		
P3A	1053,59	479,86	188,96	*	0,50	0,90	11	504,5
P2B	1694,36	291,40	151,35	*	0,75	0,94	11	526,49
P3B	873,91	504,93	257,41	*	0,45	1,00	10	519,97
CONSUMO DE PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO								
Elemento Estrutural			Dados do perfil			Proteção		
Nome	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m²/m)	As total (m²)	Espessura (mm)	Volume (m³)	
P3A	8	1050	CS 400X137	2,38	199,9	11	2,2	
P2B	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	11	0,82	
P3B	8	1050	PS 350X135	2,08	174,72	10	1,75	

Tabela VIII.24 – Quantitativo de área superficial de aplicação de proteção ($A_{s,tot}$), volume total de argamassa para proteção da estrutura (V_{tot}) e custos de aplicação da proteção contra incêndio.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos					
Simulação	$A_{s,tot}$ (m ²)	V_{tot} (m ³)	C_A (US\$)	C_V (US\$)	C_T (US\$)
A	1509,7	10,3	5.591,25	2.845,17	8.436,42
B	1390,7	8,5	5.150,57	2.353,08	7.503,64
C	1061,5	5,9	3.931,08	1.632,85	5.563,93
D	947,7	4,5	3.509,62	1.226,70	4.736,32
E	1178,1	5,7	4.363,02	1.559,60	5.922,62
F	1432,6	8,7	5.305,63	2.405,63	7.711,26
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos					
Simulação	$A_{s,tot}$ (m ²)	V_{tot} (m ³)	C_A (US\$)	C_V (US\$)	C_T (US\$)
A	1509,7	23,0	5.591,25	6.328,44	11.919,69
B	1390,7	20,1	5.150,57	5.527,56	10.678,13
C	1061,5	13,9	3.931,08	3.821,06	7.752,14
D	1056,1	12,3	3.911,16	3.394,55	7.305,71

Tabela VIII.25 – Principais relações de consumo e custos de proteção entre as simulações.

PRINCIPAIS RELAÇÕES ENTRE AS SIMULAÇÕES (em %)						
EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
RELAÇÕES		$A_{s,tot}$	V_{tot}	C_A	C_V	C_T
I	(A-B)/B	8,56	20,98	8,56	20,91	12,43
II	(C-B)/B	-23,68	-30,60	-23,68	-30,61	-25,85
III	(D-C)/C	-10,72	-24,83	-10,72	-24,87	-14,87
IV	(E-F)/F	-17,77	-34,48	-17,77	-35,17	-23,20
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
RELAÇÕES		$A_{s,tot}$	V_{tot}	C_A	C_V	C_T
V	(A-B)/B	8,56	14,46	8,56	14,49	11,63
VI	(C-B)/B	-23,68	-30,87	-23,68	-30,87	-27,40
VII	(D-C)/C	-0,51	-11,18	-0,51	-11,16	-5,76

com a simulação B. Neste caso, a economia em custo final com proteção foi de mais de 25% tanto para o edifício 1 quanto para o edifício 2.

O aço resistente ao fogo (simulação D) neste caso proporcionou para os edifícios 1 e 2, respectivamente, uma economia de 24,83 e 11,18% (relações III e VII da tabela VIII.25) em volume de material de proteção contra incêndio quando comparado com o aço da simulação C. A economia em custo final de aplicação proporcionada pelo aço resistente ao fogo foi de 14,87% no caso do edifício 1 e de 5,76% no caso do edifício 2.

Comparando-se as simulações E e F (relação IV da tabela VIII.25), observa-se que neste caso o aço resistente ao fogo permitiu economias de 17,77% e 34,48% em área de aplicação de proteção e volume de proteção contra incêndio respectivamente. Isto gerou uma economia de 23,2% no custo final com proteção. Portanto, efetivamente, o aço resistente ao fogo, tanto no caso da simulação D quanto no caso da simulação E, permitiu uma significativa economia com material isolante térmico.

A tabela VIII.26 e a figura 8.7 mostram quanto que o dimensionamento dos pilares como estruturas externas economizou em volume de material de proteção contra incêndio e custo total de proteção quando comparado com o dimensionamento considerando-os como pilares internos. Nota-se que, no caso das simulações C, D e E, obteve-se as maiores economias quando os pilares foram verificados como estrutura externa (devido a não necessidade de proteção dos pilares). A maior economia em volume de proteção (19,1%) ocorreu para a simulação D no edifício 1. A maior economia em custo final de proteção contra incêndio foi de 23,9% e também ocorreu para a simulação D no caso do edifício 1.

Portanto, caso uma edificação possua elementos estruturais externos, o dimensionamento destes em situação de incêndio como tal acarretará uma considerável economia com proteção. Na prática, um projeto arquitetônico que valorize a utilização de elementos estruturais externos contribuirá para a economia com proteção.

Tabela VIII.26 – Economia de volume e custo final de proteção contra incêndio devido ao dimensionamento dos pilares como estrutura externa.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
Simulação	Pilar - Interno		Pilar - Externo		Economia (%)	
	V_{tot} (m ³)	C_T (US\$)	V_{tot} (m ³)	C_T (US\$)	V_{tot}	C_T
A	11.0	9.215.47	10.3	8.436.42	-5.9	-8.5
B	10.1	8.200.20	8.5	7.503.64	-15.2	-8.5
C	7.3	7.142.98	5.9	5.563.93	-18.8	-22.1
D	5.5	6.225.98	4.5	4.736.32	-19.1	-23.9
E	6.6	7.391.56	5.7	5.922.62	-13.6	-19.9
F	9.3	8.429.83	8.7	7.711.26	-6.5	-8.5

EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
Simulação	Pilar - Interno		Pilar - Externo		Economia (%)	
	V_{tot} (m ³)	C_T (US\$)	V_{tot} (m ³)	C_T (US\$)	V_{tot}	C_T
A	24.6	12.966.92	23.0	11.919.69	-6.5	-8.1
B	23.2	11.814.94	20.1	10.678.13	-13.4	-9.6
C	17.1	9.840.00	13.9	7.752.14	-18.7	-21.2
D	14.8	9.149.09	12.3	7.305.71	-16.9	-20.1

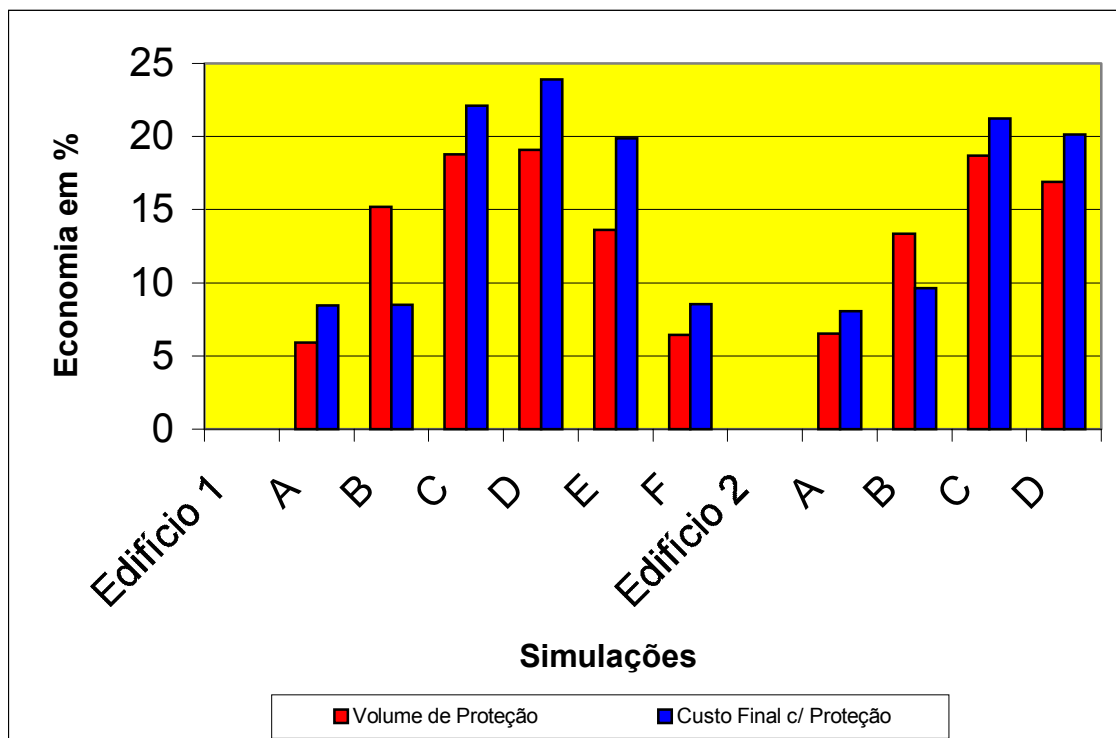


Figura 8.7 – Economia de proteção contra incêndio devido a verificação dos pilares como elementos estruturais externos em situação de incêndio.

8.2.2.3. Consumo e custo com proteção contra incêndio para a hipótese 2 de aplicação de proteção (item 7.7.1), considerando os pilares como estrutura interna.

Este item mostra os resultados da verificação dos elementos estruturais em situação de incêndio, onde foi considerado como material de proteção contra incêndio uma argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais aplicada às vigas, contraventamentos e escoras dos beirais. A proteção dos pilares foi feita através da aplicação de tintas intumescentes, conforme a hipótese 2 de aplicação de materiais de proteção descrita no item 7.7.1.

A espessura de proteção em argamassa aplicada às vigas, contraventamentos e escoras dos beirais é a mesma apresentada no caso da hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio. Portanto, neste item será apresentado apenas o cálculo final da espessura de tinta intumescente e o consumo e custo final de proteção em argamassa projetada e tinta intumescente para a hipótese 2. No cálculo dos resultados, considerou-se os pilares como estruturas internas (item 7.8).

a) Resultados obtidos para o edifício 1 (TRRF = 30 minutos)

A tabela VIII.27 mostra a temperatura crítica de cada pilar para todas as simulações e a espessura (DFT) de tinta intumescente aplicada a cada um deles. A tabela VIII.28 refere-se ao cálculo do consumo de tinta intumescente (em quilograma), tinta de acabamento e solvente (em litros) necessários para a proteção de cada pilar. A Tabela VIII.29 apresenta o consumo total de tinta intumescente, tinta de acabamento e solvente, além do custo final de aplicação da proteção em tinta intumescente para cada simulação.

b) Resultados obtidos para o Edifício 2 (TRRF = 60 minutos).

A tabela VIII.30 mostra a espessura de tinta intumescente aplicada a cada elemento estrutural e o cálculo do consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento e solvente necessários para a proteção de cada pilar no caso do edifício 2. As temperaturas críticas dos elementos estruturais do edifício 2 são as mesmas obtidas para o edifício 1,

mostradas na tabela VIII.27. A tabela VIII.31 apresenta o consumo total de tinta intumescente, tinta de acabamento e solventes, além do custo final de aplicação da proteção em tinta intumescente para cada simulação realizada.

Como esperado, com o aumento do TRRF, deu-se o aumento da espessura de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares. No caso do pilar P3 da simulação D, por exemplo, a espessura de tinta intumescente para o edifício 1 foi de 0,2mm enquanto que para o edifício 2 foi de 0,53mm. O aumento em espessura de proteção contra incêndio neste caso foi de 165%.

Através das tabelas VIII.27 e VIII.30, observa-se que os pilares das simulações D e E necessitaram de espessuras de proteção contra incêndio mais finas, quando comparado com as simulações C e F respectivamente, tanto no caso do edifício 1 quanto para o edifício 2. Isto significa que o aço resistente ao fogo também contribui para a redução do consumo de tinta intumescente em relação ao aço comum. Esta diminuição da espessura de tinta intumescente se deve a maior temperatura crítica dos pilares que seguem o comportamento das simulações D e E. A temperatura crítica do pilar P2, por exemplo, no caso da simulação D, foi superior em 98°C aquela encontrada para o caso da simulação C.

Observa-se, através da tabela VIII.27, que a temperatura crítica dos pilares da simulação C foram superiores às temperaturas críticas dos pilares da simulação B, o que resultou em uma diminuição de espessura de proteção contra incêndio no primeiro caso. Observa-se, portanto, que no caso deste exemplo a utilização dos fatores experimentais de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade contribuiu para uma redução da espessura de tinta intumescente.

Nota-se através das tabelas VIII.29 e VIII.31, que as simulações D e E (aço resistente ao fogo) foram as que tiveram o menor consumo e custo final com proteção contra incêndio em tinta intumescente, devido à maior resistência mecânica que este aço proporciona aos elementos estruturais à temperatura elevada.

Tabela VIII.27 – Temperatura crítica dos pilares de cada simulação e respectivas espessuras (DFT) de proteção à base de tinta intumescente. (Edifício 1).

DADOS DO PILAR			DADOS DO PERFIL			θ_{cr}	DFT(mm)
PILAR	Quantidade	L (cm)	Perfil	As (m ² /m)	As total (m ²)		
SIMULAÇÃO A							
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	561,2	0,47
P2	4	1050	CS 350X112	2,08	87,36	559,2	0,47
P3	8	1050	CS 400X137	2,38	199,92	525,8	0,35
SIMULAÇÃO B							
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	559,8	0,47
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	539,1	0,51
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,72	270,7	0,63
SIMULAÇÃO C							
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	597,83	0,41
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	567,68	0,46
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,72	589,36	0,28
SIMULAÇÃO D							
P1	4	1050	CS 300X76	1,78	74,76	669,11	0,29
P2	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	665,30	0,30
P3	8	1050	CS 350X128	2,08	174,72	663,16	0,20
SIMULAÇÃO E							
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	673,89	0,28
P2	4	1050	CS 300X109	1,78	74,76	650,19	0,21
P3	8	1050	CS 350X135	2,08	174,72	644,81	0,22
SIMULAÇÃO F							
P1	4	1050	CS 300X95	1,78	74,76	587,05	0,43
P2	4	1050	CS 300X109	1,78	74,76	550,16	0,32
P3	8	1050	CS 350X135	2,08	174,72	518,84	0,35

Tabela VIII.28 - Espessura de tinta intumescente (DFT) aplicada em cada um dos pilares para cada simulação e o consumo de tinta intumescente e solvente necessários para sua aplicação. (Edifício 1).

PILAR	DFT (mm)	CONSUMO / m ²			CONSUMO POR PILAR		
		TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)
SIMULAÇÃO A							
P1	0,47	0,95	0,3	0,02	70,80	22,43	1,50
P2	0,47	0,95	0,3	0,02	82,73	26,21	1,75
P3	0,35	0,71	0,3	0,02	140,99	59,98	4,00
SIMULAÇÃO B							
P1	0,47	0,95	0,3	0,02	70,80	22,43	1,50
P2	0,51	1,03	0,3	0,02	76,83	22,43	1,50
P3	0,63	1,27	0,3	0,02	221,80	52,42	3,49
SIMULAÇÃO C							
P1	0,41	0,83	0,3	0,02	61,76	22,43	1,50
P2	0,46	0,93	0,3	0,02	69,30	22,43	1,50
P3	0,28	0,56	0,3	0,02	98,58	52,42	3,49
SIMULAÇÃO D							
P1	0,29	0,58	0,3	0,02	43,69	22,43	1,50
P2	0,30	0,60	0,3	0,02	45,19	22,43	1,50
P3	0,20	0,40	0,3	0,02	70,41	52,42	3,49
SIMULAÇÃO E							
P1	0,28	0,56	0,3	0,02	42,18	22,43	1,50
P2	0,21	0,42	0,3	0,02	31,63	22,43	1,50
P3	0,22	0,44	0,3	0,02	77,45	52,42	3,49
SIMULAÇÃO F							
P1	0,43	0,87	0,3	0,02	64,78	22,43	1,50
P2	0,32	0,64	0,3	0,02	48,21	22,43	1,50
P3	0,35	0,71	0,3	0,02	123,22	52,42	3,49

Tabela VIII.29 - Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e o custo final de aplicação desta proteção para cada simulação do edifício 1.

Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO			As _{total} (m ²)	CUSTO (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)		
A	294,53	108,61	7,24	362,04	5456,08
B	369,43	97,27	6,48	324,24	5808,95
C	229,64	97,27	6,48	324,24	4588,28
D	159,29	97,27	6,48	324,24	3974,03
E	151,27	97,27	6,48	324,24	3903,98
F	236,20	97,27	6,48	324,24	4645,63

Tabela VIII.30 - Espessura de tinta intumescente (DFT) aplicada em cada um dos pilares para cada simulação e o consumo de tinta intumescente e solventes necessários para sua aplicação. (Edifício 2).

PILAR	DFT (mm)	CONSUMO / m ²			CONSUMO POR PILAR		
		TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)
SIMULAÇÃO A							
P1	1,23	2,48	0,3	0,02	185,29	22,43	1,50
P2	1,24	2,50	0,3	0,02	218,28	26,21	1,75
P3	0,90	1,81	0,3	0,02	362,55	59,98	4,00
SIMULAÇÃO B							
P1	1,24	2,50	0,3	0,02	186,80	22,43	1,50
P2	1,30	2,62	0,3	0,02	195,83	22,43	1,50
P3	1,26	2,54	0,3	0,02	443,60	52,42	3,49
SIMULAÇÃO C							
P1	1,12	2,26	0,3	0,02	168,72	22,43	1,50
P2	1,21	2,44	0,3	0,02	182,28	22,43	1,50
P3	0,67	1,35	0,3	0,02	235,88	52,42	3,49
SIMULAÇÃO D							
P1	0,89	1,79	0,3	0,02	134,07	22,43	1,50
P2	0,90	1,81	0,3	0,02	135,58	22,43	1,50
P3	0,53	1,07	0,3	0,02	186,59	52,42	3,49

Tabela VIII.31 - Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e o custo final de aplicação desta proteção para cada simulação do edifício 2.

Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO			As _{total} (m ²)	CUSTO (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)		
A	766,12	108,61	7,24	362,04	9574,04
B	826,23	97,27	6,48	324,24	9797,73
C	586,88	97,27	6,48	324,24	7707,72
D	456,24	97,27	6,48	324,24	6567,01

A tinta intumescente é um material de proteção que possui um custo bem superior aos demais materiais, em especial quando é comparado com as argamassas projetadas. Caso em um projeto seja adotado a tinta intumescente como proteção de toda ou parte da estrutura, a utilização do aço resistente ao fogo pode reduzir significativamente o custo com essa proteção.

c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio nos edifícios 1 e 2

A tabela VIII.32 mostra os resultados finais em volume e custo com proteção de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais, massa e custo com proteção de tinta intumescente e custo final da proteção aplicada à estrutura dos edifícios 1 e 2 quando considerada a hipótese 2 de aplicação de proteção. A tabela VIII.33 mostra as principais relações entre as simulações realizadas.

Nota-se, através da tabela VIII.32, que o consumo em volume de argamassa, massa de tinta intumescente e custos de proteção são maiores no caso da edificação 2, ou seja, aumentaram com o aumento do tempo requerido de resistência ao fogo. As figuras 8.8 e 8.9 mostram respectivamente os consumos de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais (m^3) e massa de tinta intumescente utilizados para a proteção dos edifícios 1 e 2. A massa de tinta intumescente refere-se a proteção dos pilares somente, enquanto os demais elementos foram protegidos com argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.

Observa-se, através da tabela VIII.32 e figura 8.9, que em termos de massa de tinta intumescente o maior consumo para os edifícios 1 e 2 foi o da simulação B. Neste caso, isto ocorreu devido ao fato do pilar P3 possuir uma temperatura crítica muito baixa, necessitando portanto de uma grande espessura de tinta intumescente quando comparado com os demais pilares.

Nota-se que a simulação C (fatores de redução da resistência ao escoamento obtidos experimentalmente) necessitou de menor quantidade de proteção contra incêndio que a

Tabela VIII.32 – Resultados do consumo e custo com proteção em argamassa e tinta intumescente.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos					
Simulação	V _{arg} (m ³)	M _{tinta} (kg)	C _{arg} (US\$)	C _{tinta} (US\$)	C _{total} (US\$)
A	9,3	294,5	7.420,42	5.456,08	12.876,50
B	7,5	369,4	6.283,95	5.808,95	12.092,90
C	5,9	229,6	5.563,74	4.588,28	10.152,02
D	4,5	159,3	4.736,32	3.974,03	8.710,35
E	5,7	151,3	5.922,62	3.903,98	9.826,60
F	8,0	236,2	6.871,51	4.645,63	11.517,14
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos					
Simulação	V _{arg} (m ³)	M _{tinta} (kg)	C _{arg} (US\$)	C _{tinta} (US\$)	C _{total} (US\$)
A	20,8	766,1	10.572,98	9.574,04	20.147,02
B	17,5	826,2	9.045,74	9.797,73	18.843,47
C	13,9	586,9	7.751,96	7.707,72	15.459,68
D	12,3	456,2	7.305,71	6.567,01	13.872,72

Tabela VIII.33 – Principais relações entre as simulações realizadas.

PRINCIPAIS RELAÇÕES ENTRE AS SIMULAÇÕES (em %)						
EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
RELAÇÕES		V _{arg}	M _{tinta}	C _{arg}	C _{tinta}	C _{total}
I	(A-B)/B	24,93	-20,27	18,09	-6,07	6,48
II	(C-B)/B	-20,64	-37,84	-11,46	-21,01	-16,05
III	(D-C)/C	-24,83	-30,63	-14,87	-13,39	-14,20
IV	(E-F)/F	-28,75	-35,96	-13,81	-15,96	-14,68
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
RELAÇÕES		V _{arg}	M _{tinta}	C _{arg}	C _{tinta}	C _{total}
V	(A-B)/B	18,71	-7,27	16,88	-2,28	6,92
VI	(C-B)/B	-20,71	-28,97	-14,30	-21,33	-17,96
VII	(D-C)/C	-11,18	-22,26	-5,76	-14,80	-10,27

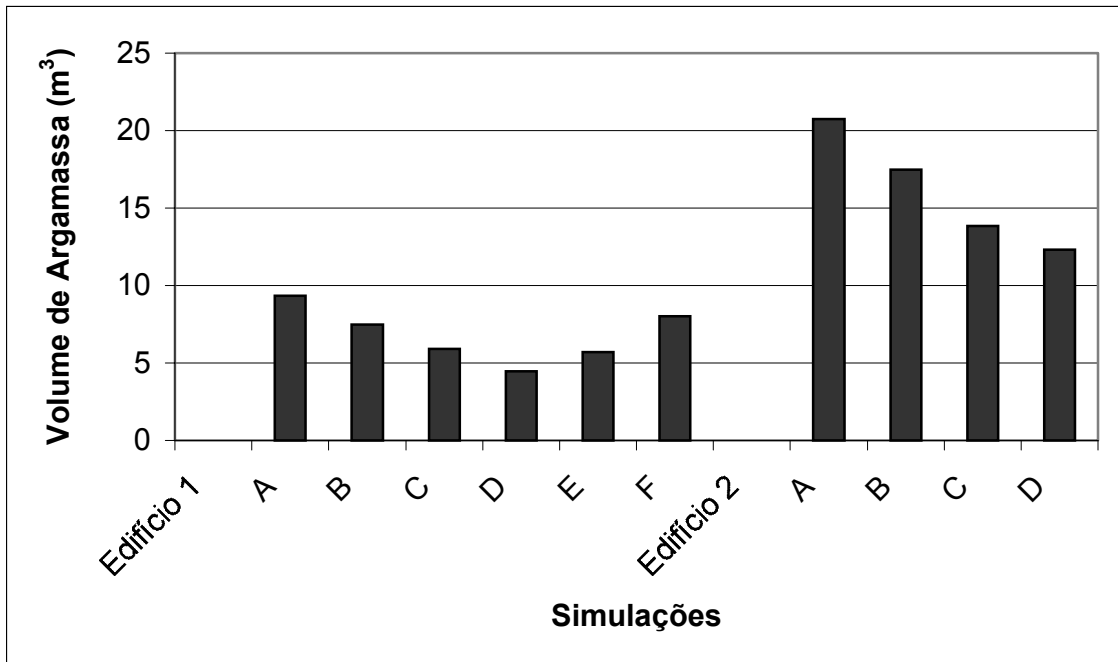


Figura 8.8 – Consumo de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.

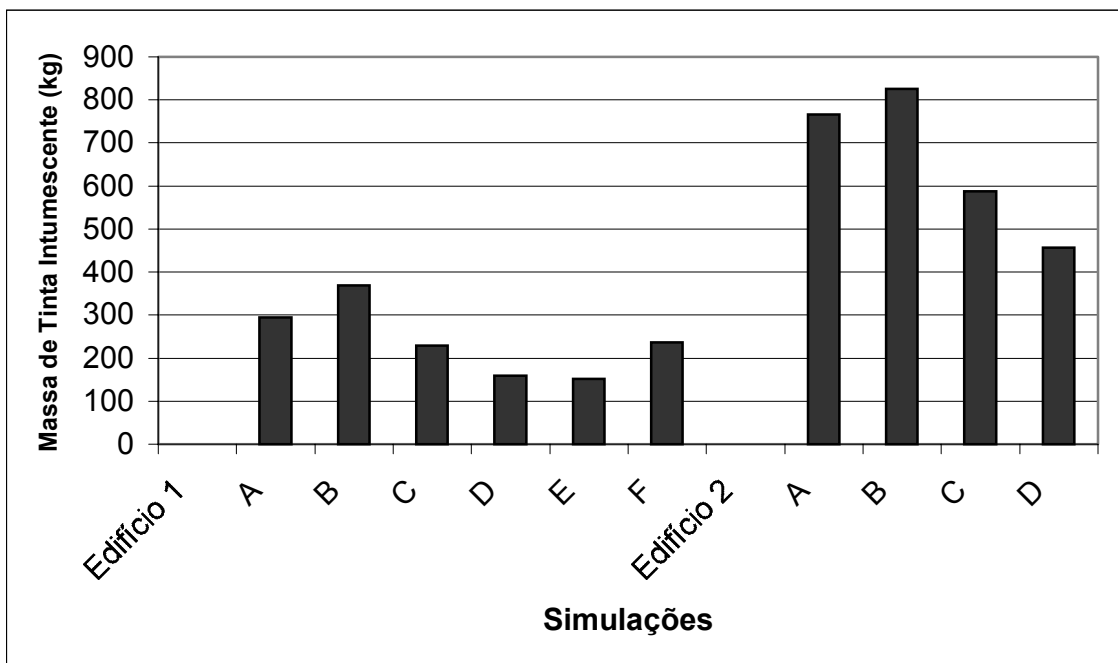


Figura 8.9 – Massa de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares dos edifícios 1 e 2 para todas simulações realizadas.

simulação B para as duas edificações. O mesmo ocorre quando se compara as simulações C (aço comum) e D (aço resistente ao fogo), onde para a última o consumo de proteção foi menor. A simulação E (USI FIRE 300) também necessitou de um menor consumo de proteção contra incêndio que a simulação F (USI SAC 300).

A figura 8.10 mostra o custo de proteção com argamassa, o custo com proteção de tinta intumescente e o custo final com proteção para cada simulação dos edifícios 1 e 2. Observa-se através da figura 8.10 que o custo final com proteção contra incêndio foi maior para a simulação A e menor para a simulação D, estando os custos das simulações B, C, E e F em valores intermediários. É interessante notar que apesar da simulação B ter necessitado de um maior consumo de tinta intumescente que a simulação A (figura 8.9), o custo final da primeira foi menor. Isto ocorreu, pois a área superficial total dos pilares é pequena quando comparada com a área total dos demais elementos (protegidos com argamassa projetada). Portanto, neste caso, o custo devido à proteção com argamassa projetada foi preponderante.

Confirmando o que foi notado nos exemplos anteriores, a edificação cujo aço seguiu a simulação C gerou uma maior economia em proteção contra incêndio quando comparado com a simulação B. Por sua vez, a simulação D foi mais econômica que as duas primeiras, como pode ser observado na tabela VIII.33 e figura 8.10.

Nota-se que o custo de proteção com tinta intumescente, foi inferior ao custo com proteção em argamassa para os dois edifícios e para todas as simulações (figura 8.10). Porém, deve-se ressaltar que a área de aplicação da tinta intumescente é pequena, quando comparada com a área onde foi aplicada argamassa à base de cimento, gesso e fibras minerais.

A tabela VIII.33 confirma a tendência observada nos exemplos anteriores. Observa-se que a utilização do aço da simulação A gerou um aumento de cerca de 6,5% no custo final com proteção quando comparado com o aço da simulação B. Nota-se através da tabela VIII.33, que a utilização do aço da simulação C economizou em massa de tinta intumescente cerca de 37,84 e 28,97% nos edifícios 1 e 2, respectivamente, quando

comparado com os resultados obtidos para a simulação B. O custo total com proteção contra incêndio da simulação C foi cerca de 16,05% inferior ao da simulação B no caso do edifício 1 e cerca de 17,96% inferior no caso do edifício 2 (relações II e VI). A utilização do aço conforme simulação D, gerou uma economia no custo final de 14,20% no caso do edifício 1, quando comparado com a simulação C, e de 10,27% no caso do edifício 2 (relações III e VII). Observa-se que a simulação E gerou uma economia de 35,96 e 14,68% em consumo de tinta intumescente e custo final com proteção respectivamente, quando comparado com a simulação F.

Isto mostra que o uso da curva experimental dos fatores de redução da resistência ao escoamento do aço da simulação C, gerou uma economia em proteção contra incêndio, quando comparado com a curva sugerida pela NBR 14323, utilizada pela simulação B. Mostra também, que a utilização do aço resistente ao fogo (simulações D e E), efetivamente contribui para a redução do consumo e custo final de proteção contra incêndio, quando comparado com um aço convencional similar (simulações C e F). Esta redução foi observada tanto para proteção a base de argamassa, quanto para a proteção em tinta intumescente.

A tabela VIII.34 mostra o custo com cada proteção e suas respectivas áreas de aplicação. Nota-se, através desta, que a relação entre custo de aplicação de argamassa e área de aplicação desta é sempre inferior à relação entre o custo de aplicação de tinta intumescente e sua área de aplicação, ou seja, o “custo benefício” da tinta intumescente, em termos apenas de proteção, é menor. Assim, o uso das tintas intumescente deve ser feito com cautela para não onerar demais o custo total da estrutura. Portanto, um bom projeto estrutural, no caso de estruturas que devem ser verificadas em situação de incêndio, deve minimizar o número de perfis metálicos aparentes.

A figura 8.11 mostra, para as simulações A, B, C e D, o quanto o aumento do tempo requerido de resistência ao fogo (de 30 para 60 minutos) contribuiu percentualmente para o aumento do volume de argamassa, massa de tinta intumescente e custos de proteção contra incêndio, quando é feita a relação dos valores mencionados obtidos para os edifícios 1 e 2.

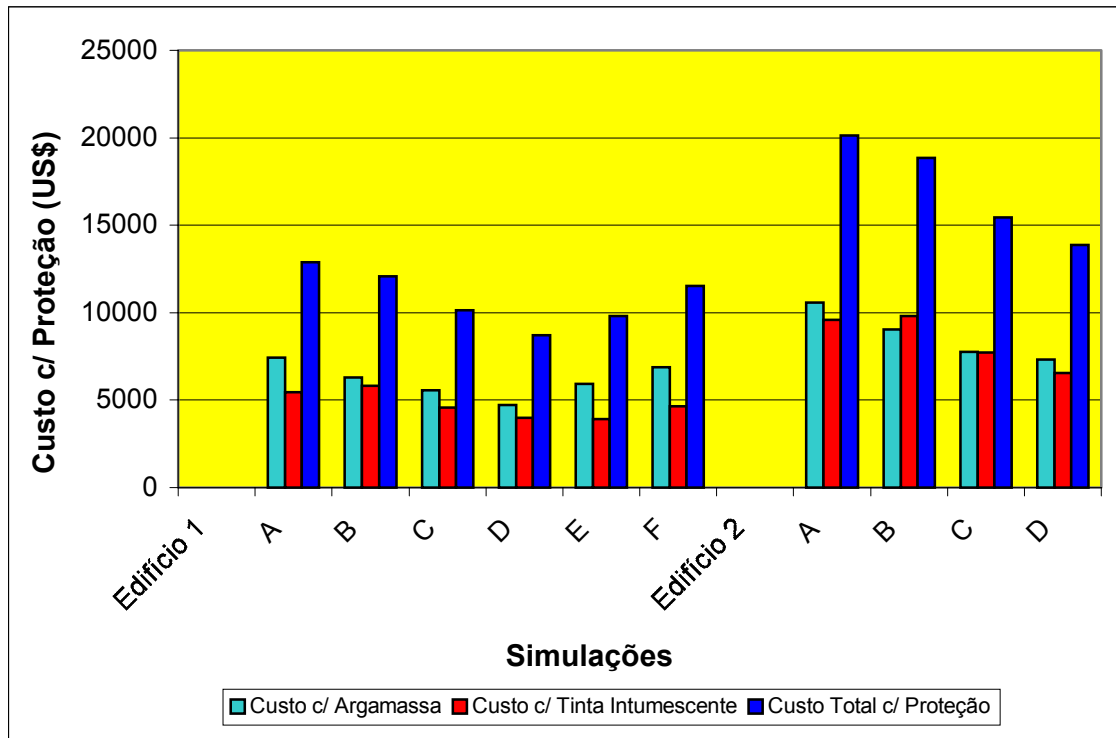


Figura 8.10 – Custos de proteção em argamassa, tinta intumescente e custo final com proteção (em US\$) de todas as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.

Tabela VIII.34 – Relações custo/área de aplicação para a proteção com argamassa e tinta intumescente.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
Simulação	C_{arg} (US\$)	$A_{S,arg}$ (m ²)	C_{tinta} (US\$)	$A_{S,tinta}$ (m ²)	$C_{arg}/A_{S,arg}$ (US\$/m ²)	$C_{tinta}/A_{S,tinta}$ (US\$/m ²)
A	7.420,42	1309,8	5.456,08	362,1	5,67	15,07
B	6.283,95	1141,2	5.808,95	324,3	5,51	17,91
C	5.563,74	1061,4	4.588,28	324,3	5,24	14,15
D	4.736,32	947,7	3.974,03	324,3	5,00	12,25
E	5.922,62	1178,1	3.903,98	324,3	5,03	12,04
F	6.871,51	1257,9	4.645,63	324,3	5,46	14,33
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
Simulação	C_{arg} (US\$)	$A_{S,arg}$ (m ²)	C_{tinta} (US\$)	$A_{S,tinta}$ (m ²)	$C_{arg}/A_{S,arg}$ (US\$/m ²)	$C_{tinta}/A_{S,tinta}$ (US\$/m ²)
A	10.572,98	1309,8	9.574,04	362,1	8,07	26,44
B	9.045,74	1141,2	9.797,73	324,3	7,93	30,21
C	7.751,96	1061,4	7.707,72	324,3	7,30	23,77
D	7.305,71	1056,1	6.567,01	324,3	6,92	20,25

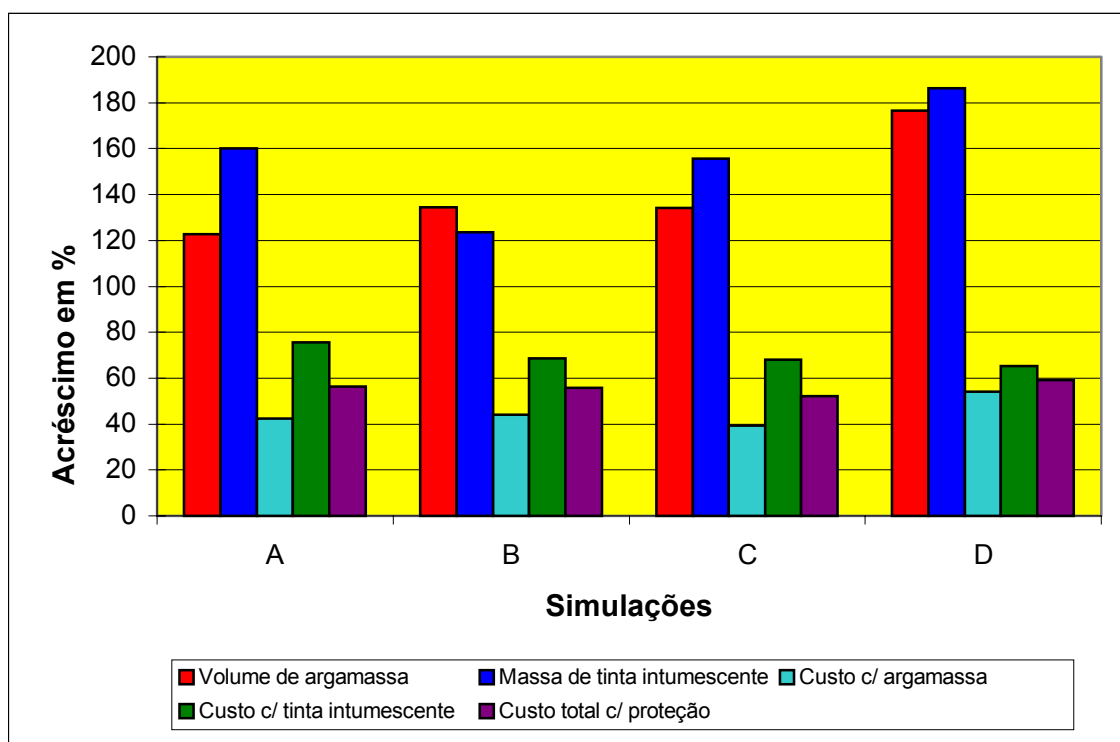


Figura 8.11 – Acréscimo no consumo de material de proteção contra incêndio e custos com proteção devido ao aumento do TRRF de 30 minutos (Edifício 1) para 60 minutos (Edifício 2).

Observa-se (figura 8.11) que os acréscimos no consumo de proteção contra incêndio e custos com proteção variou muito pouco entre as simulações. Os acréscimos em consumos de argamassa e tinta intumescentes foram superiores a 120% para todas as simulações, sendo próximo de 180% para a simulação D. O aumento do custo com argamassa ficou entre 40 e 60%, e o aumento do custo da tinta intumescente ficou entre 60 e 80%. Isto demonstra que a tinta intumescente possui um desempenho melhor para edificações com tempo requerido de resistência ao fogo menor. No geral, o aumento do custo final com proteção contra incêndio ficou entre 50 e 60% devido a um aumento de 30 minutos do tempo requerido de resistência ao fogo.

8.2.2.4. Consumo e custo com proteção contra incêndio para a hipótese 2 de aplicação de proteção (item 7.7.1), considerando os pilares como estrutura externa

A tabela VIII.35 mostra a espessura de tinta intumescente e consumo de tinta e solvente para as simulações A, B e F dos Edifícios 1 e 2. Os pilares das demais simulações não necessitaram de proteção contra incêndio. A tabela VIII.36 mostra o consumo de tinta intumescente e custo devido à aplicação desta para cada simulação. A tabela VIII.37 mostra o consumo de argamassa (m^3) e tinta intumescente (kg), seus respectivos custos e custo final de proteção contra incêndio para todas as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2. A tabela VIII.38 mostra as principais relações entre as simulações realizadas.

Os valores de espessura de tinta intumescente mostrados na tabela VIII.36 correspondem às mesmas espessuras calculadas quando os pilares foram considerados como estruturas internas. Observa-se através das tabelas VIII.37 e VIII.38 que as simulações A, B e F tiveram um custo final de proteção contra incêndio bem superior aos valores das simulações C, D e E, devido a necessidade de aplicação de tinta intumescente em alguns de seus pilares.

Nota-se que a utilização do aço da simulação A, no caso do edifício 1, consumiu 24,9% mais em volume de argamassa e 52,8% a menos em massa de tinta intumescente que o aço da simulação B. Neste caso a utilização do aço da simulação A gerou uma economia

Tabela VIII.35 – Espessura de tinta intumescente e consumo de tinta e solventes para os pilares que necessitaram de proteção contra incêndio.

PILAR	DFT (mm)	CONSUMO / m ²			CONSUMO POR PILAR		
		TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)
EDIFÍCIO 1							
SIMULAÇÃO A							
P3	0,35	0,71	0,3	0,02	140,99	59,98	4,00
SIMULAÇÃO B							
P2	0,51	1,03	0,3	0,02	76,83	22,43	1,50
P3	0,63	1,27	0,3	0,02	221,80	52,42	3,49
SIMULAÇÃO F							
P3	0,35	0,71	0,30	0,02	123,22	52,42	3,49
EDIFÍCIO 2							
SIMULAÇÃO A							
P3	0,90	1,81	0,3	0,02	362,55	59,98	4,00
SIMULAÇÃO B							
P2	1,30	2,62	0,3	0,02	195,83	22,43	1,50
P3	1,26	2,54	0,3	0,02	443,60	52,42	3,49

Tabela VIII.36 – Consumo de tinta intumescente e solventes para cada simulação realizada para os edifícios 1 e 2, e respectivos custos com proteção de tinta intumescente.

EDIFÍCIO 1					
Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO			A _{S,tot} (m ²)	CUSTO (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)		
A	140,99	59,98	4,00	199,9	2823,73
B	298,63	74,84	4,99	249,5	4595,25
C	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00
D	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00
E	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00
F	123,22	52,42	3,49	174,7	2467,78
EDIFÍCIO 2					
Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO			A _{S,tot} (m ²)	CUSTO (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)		
A	362,55	59,98	4,00	199,9	4758,41
B	639,43	74,84	4,99	249,5	7571,17
C	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00
D	0,00	0,00	0,00	0,0	0,00

Tabela VIII.37 – Consumo de argamassa e tinta intumescente, respectivos custos com proteção e custo final para proteção dos edifícios 1 e 2.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos					
Simulação	V_{arg} (m ³)	M_{tinta} (kg)	C_{arg} (US\$)	C_{tinta} (US\$)	C_{total} (US\$)
A	9,3	141,0	7.420,42	2.823,73	10.244,15
B	7,5	298,6	6.283,95	4.595,25	10.879,20
C	5,9	0,0	5.563,74	-	5.563,74
D	4,5	0,0	4.736,32	-	4.736,32
E	5,7	0,0	5.922,62	-	5.922,62
F	8,0	123,22	6.871,51	2.467,78	9.339,29
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos					
Simulação	V_{arg} (m ³)	M_{tinta} (kg)	C_{arg} (US\$)	C_{tinta} (US\$)	C_{total} (US\$)
A	20,8	362,6	10.572,98	4.758,41	15.331,39
B	17,5	639,4	9.045,74	7.571,17	16.616,91
C	13,9	0,0	7.751,96	-	7.751,96
D	12,3	0,0	7.305,71	-	7.305,71

Tabela VIII.38 – Principais relações entre as simulações realizadas para os edifícios 1 e 2.

PRINCIPAIS RELAÇÕES ENTRE AS SIMULAÇÕES (em %)						
EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
RELAÇÕES		V_{arg}	M_{tinta}	C_{arg}	C_{tinta}	C_{total}
I	(A-B)/B	24,93	-52,79	18,09	-38,55	-5,84
II	(C-B)/B	-20,64	-100,00	-11,46	-100,00	-48,86
III	(D-C)/C	-24,83	-	-14,87	-	-14,87
IV	(E-F)/F	-28,75	-100,00	-13,81	-100,00	-36,58
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
RELAÇÕES		V_{arg}	M_{tinta}	C_{arg}	C_{tinta}	C_{total}
V	(A-B)/B	18,71	-43,30	16,88	-37,15	-7,74
VI	(C-B)/B	-20,71	-100,00	-14,30	-100,00	-53,35
VII	(D-C)/C	-11,18	-	-5,76	-	-5,76

de 5,84% em custo final de proteção contra incêndio. No caso do edifício 2 esta economia foi de cerca de 7,74%. Isto aconteceu devido ao fato de a simulação B necessitar de um maior número de pilares protegidos com tinta intumescente (pilares P2 e P3) do que a simulação A (pilares P3), o que fez com que nesta situação a simulação A resultasse mais econômica.

Comparando-se os resultados obtidos para as simulações B e C (relações II e VI da tabela VIII.38), observa-se que a utilização da simulação C gerou uma economia de cerca de 20 e 100% em termos de consumo de argamassa (m^3) e tinta intumescente (kg) respectivamente. Em termos de custo final com proteção contra incêndio o aço da simulação C gerou uma economia de 49 e 53% nos edifícios 1 e 2 respectivamente. No caso do edifício 2, esta percentagem equivale a uma economia de aproximadamente US\$ 9.000,00.

A utilização do aço resistente ao fogo da simulação D, gerou uma economia de 25 e 11% em consumo de argamassa nos edifícios 1 e 2 respectivamente, quando comparado com a simulação C. O que levou a uma economia de aproximadamente 15 e 6% do custo final de proteção para os edifícios 1 e 2 respectivamente.

Quando comparados os resultados obtidos para as simulações E e F (relação IV da tabela VIII.38), observa-se que a utilização do aço resistente ao fogo gerou uma economia de 29 e 100% (devido a não necessidade de proteção dos pilares) em consumo de argamassa e tinta intumescente, respectivamente. Neste caso, a economia em custo final de proteção gerada pela utilização do aço resistente ao fogo foi de 36,58%.

Neste exemplo, a utilização dos fatores experimentais de redução da resistência ao escoamento também contribuiu para uma redução da necessidade de proteção contra incêndio e, no caso específico das simulações C, D e E, proporcionou a eliminação da necessidade de proteção em tinta intumescente nos pilares. O aço resistente ao fogo da simulação D foi efetivamente mais eficaz que o aço convencional chegando a economizar cerca de US\$ 830,00 quando comparado com a simulação C e mais de US\$ 9000,00 quando comparado com a simulação B, neste caso gerando uma economia de

56% em custo final de proteção contra incêndio. O aço resistente ao fogo da simulação E gerou uma economia em custo final com proteção de quase US\$ 3500,00 em relação ao resultado obtido para a simulação F.

8.2.2.5. Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio, considerando os pilares como estrutura externa e interna.

A figura 8.12 mostra qual a percentagem (em termos de custo final de proteção) a verificação dos pilares como estrutura externa gerou em economia para cada simulação realizada para as edificações 1 e 2. Observa-se que tanto para o edifício 1 quanto para o edifício 2, as maiores economias ocorreram para as simulações C, D e E, para as quais não foi necessária a aplicação de tinta intumescente nos pilares. Neste caso, a economia proporcionada pela verificação dos pilares como estruturas externas foi de mais de 40% tanto no edifício 1 quanto no edifício 2.

Portanto, o dimensionamento em situação de incêndio dos elementos estruturais externos a edificação, como tal, reduz significativamente o custo final em proteção contra incêndio. Esta redução será tanto maior, quanto maior for o número de elementos estruturais externos e o afastamento destes da fachada. Quanto menor a temperatura atingida por estes, menor será a necessidade de proteção contra incêndio.

8.2.2.6. Resumo do custo final com proteção para as hipóteses 1 e 2 de aplicação de proteção contra incêndio

A tabela VIII.39 mostra, para os edifícios 1 e 2, o custo final de proteção contra incêndio para cada hipótese de aplicação de material de proteção e dimensionamento dos pilares analisada. Observa-se que para todas as simulações e todas as hipóteses de aplicação de proteção contra incêndio, quando os pilares foram calculados como estrutura externa teve-se uma redução significativa no custo total com proteção.

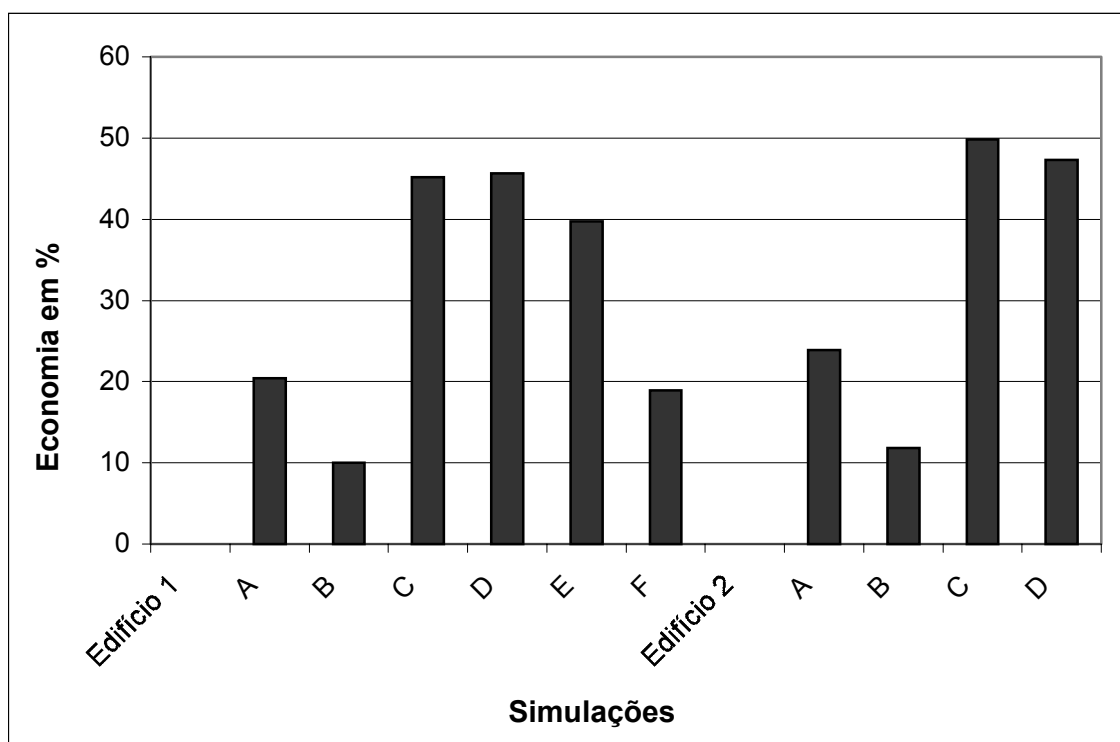


Figura 8.12 – Economia gerada para cada simulação e edificação devido à verificação dos pilares como estrutura externa em relação à verificação como estrutura interna.

Tabela VIII.39 – Custo final de proteção contra incêndio para cada hipótese analisada para os edifícios 1 e 2.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos				
Simulações	Hipótese 1		Hipótese 2	
	Pilar Interno	Pilar Externo	Pilar Interno	Pilar Externo
	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)
A	9.215,47	8.436,42	12.876,50	10.244,15
B	8.200,20	7.503,64	12.092,90	10.879,20
C	7.142,98	5.563,93	10.152,02	5.563,74
D	6.225,98	4.736,32	8.710,35	4.736,32
E	7.391,56	5.922,62	9.826,60	5.922,62
F	8.429,83	7.711,26	11.517,14	9.339,29
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos				
Simulações	Hipótese 1		Hipótese 2	
	Pilar Interno	Pilar Externo	Pilar Interno	Pilar Externo
	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)	C _{prot} (US\$)
A	12.966,92	11.919,69	20.147,02	15.331,39
B	11.814,94	10.678,13	18.843,47	16.616,91
C	9.840,00	7.752,14	15.459,68	7.751,96
D	9.149,09	7.305,71	13.872,72	7.305,71

Para as simulações A, B e F, a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio considerando os pilares como estrutura externa é a mais econômica para as duas edificações. Porém, a utilização da hipótese 2 seria a mais recomendada por proporcionar um acabamento melhor para a edificação.

No caso das simulações C, D e E, por não necessitarem de proteção nos pilares quando estes são calculados como estrutura externa, as hipóteses 1 e 2 proporcionam o mesmo custo final com proteção. Isto ocorre, pois, para as duas hipóteses, somente as vigas, contraventamentos e escoras do beiral são protegidas (e com a mesma espessura de argamassa). Este fato foi observado para as duas edificações.

8.3. Resultados do Dimensionamento Referentes ao Edifício 3

Devido ao maior número de elementos estruturais no caso do edifício 3 serão apresentados apenas os resultados finais. No cálculo da espessura de material de proteção contra incêndio a base de cimento, gesso e fibras minerais para os elementos estruturais do edifício 3, foi considerado a aplicação de proteção em espessuras múltiplas de 5mm. Algumas vezes a quantidade de material de proteção obtido permitiu uma resistência de cálculo um pouco superior à solicitação de cálculo em situação de incêndio. O edifício 3 foi calculado considerando-se a situação mais real possível, e na prática, a argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais é aplicada em espessuras múltiplas de 10mm.

8.3.1. Resultados obtidos para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio (item 7.7.2)

Os itens *a* e *b* mostram os resultados obtidos quando foi considerado a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio, onde foi considerado a aplicação de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais em todos os elementos estruturais da edificação.

a) Lista de materiais e proteção contra incêndio para a simulação C

As tabelas VIII.40 a VIII.44 mostram os perfis adotados para cada viga (após efetuado o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio), a espessura de proteção contra incêndio (necessária para que os elementos estruturais resistam às solicitações de cálculo) e a temperatura atingida pelas vigas estando elas sem e com proteção contra incêndio. A tabela VIII.45 apresenta os mesmos resultados para os pilares.

b) Lista de materiais e proteção contra incêndio para a simulação D

As tabelas VIII.46 a VIII.50 mostram os perfis adotados para cada viga (após efetuado o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio), a espessura de proteção contra incêndio (necessária para que os elementos estruturais resistam às solicitações de cálculo) e a temperatura atingida pelas vigas estando elas sem e com proteção contra incêndio. A tabela VIII.51 apresenta os mesmos resultados para os pilares.

c) Comparação dos resultados obtidos para a hipótese 1

Nota-se que, para a maioria das vigas, a utilização do aço resistente ao fogo possibilitou uma redução da espessura de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais. No caso das vigas V73 e V90, por exemplo, esta redução foi de 33 e 20% respectivamente. No caso dos pilares, só ocorreu redução na espessura de proteção para os pilares P18 e P22. Neste caso a redução foi de 50%.

A tabela VIII.52 mostra os resultados obtidos para as simulações C e D quando se considerou a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio. A tabela VIII.53 apresenta a economia gerada pelo aço resistente ao fogo (simulação D) em relação ao aço convencional (simulação C) em termos de massa de estrutura, área de aplicação de proteção contra incêndio, volume de proteção contra incêndio e custos para a proteção de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais. A figura 8.13 mostra o custo

Tabela VIII.40 –Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C)

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V73 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V78 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V83 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V86B (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V120 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V125 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V130 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V133B (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V167 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V172 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V177 (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V180B (1)	VS 200X19	15	942,77	667,49
V14 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V14B (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V15 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V16 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V37 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V37B (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V38 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V39 (1)	VS 600X125	10	937,10	475,19
V118 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V119 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V121 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V122 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V123 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V124 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V126 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V127 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V128 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V129 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V131 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V132 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V133A (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V134 (1)	VS 400X28	20	942,75	559,89
V71 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V72 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V74 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V75 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V76 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V77 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V79 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V80 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V81 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V82 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V84 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V85 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V86A (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60

(1) Vigas mistas

Tabela VIII.41 –Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C)

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V87 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V58 (1)	VS 500X61	20	941,33	442,18
V62 (1)	VS 500X61	20	941,33	442,18
V95 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V96 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V99 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V100 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V88 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V89 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V90 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V91 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V102 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V103 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V104 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V105 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V106 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V142 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V143 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V149 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V150 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V151 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V152 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V153 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V135 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V138 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V136 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V137 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V146 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V147 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V190 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V191 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V197 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V198 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V199 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V200 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V201 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V183 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V186 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V194 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V195 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V184 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V13 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V17 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V36 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V40 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V203 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V204 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92

(1) Vigas mistas.

Tabela VIII.42 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V205 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V206 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V108 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V109 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V110 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V111 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V155 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V156 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V157 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V158 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V9 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,35
V10 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,35
V32 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,35
V33 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,35
V55 (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V1 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V2 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V21 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V22 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V24 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V25 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V44 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V45 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V47 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V48 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V66 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V67 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V11 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V34 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V56 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V49 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V50 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V3 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V4 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V26 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V27 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V165 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V166 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V168 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V169 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V170 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V171 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V172 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V173 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V174 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V175 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V176 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52

(1) Vigas mistas

Tabela VIII.43 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C)

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V178 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V179 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V180A (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V182 (1)	VS 300X23	25	942,77	475,52
V8 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V31 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V54 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,35
V51 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V52 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V53 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V59 (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V59B (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V60 (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V61 (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V5 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V6 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V7 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V28 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V29 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V30 (1)	VS 350X39	15	941,39	546,60
V18	VS 200x19	20	942,98	584,85
V19	VS 200x19	20	942,98	584,85
V41	VS 200x19	20	942,98	584,85
V42	VS 200x19	20	942,98	584,85
V57	VS 500x61	10	941,94	724,25
V65	VS 500x61	10	941,94	724,25
V163A	VS 500x61	10	941,94	724,25
V189	VS 500x61	10	941,94	724,25
V69A	VS 600x95	5	940,86	835,18
V94	VS 600x95	5	940,86	835,18
V20	VS 600x95	5	940,86	835,18
V12	VS 600x95	5	940,86	835,18
V116A	VS 600x95	5	940,86	835,18
V43	VS 600x95	5	940,86	835,18
V141	VS 600x95	5	940,86	835,18
V35	VS 600x95	5	940,86	835,18
V69B	VS 600x95	10	940,86	649,62
V70	VS 600x95	10	940,86	649,62
V101	VS 600x95	10	940,86	649,62
V116B	VS 600x95	10	940,86	649,62
V117	VS 600x95	10	940,86	649,62
V148	VS 600x95	10	940,86	649,62
V112	VS 200x19	20	942,98	689,90
V113	VS 200x19	20	942,98	689,90
V114	VS 200x19	20	942,98	689,90
V115	VS 200x19	20	942,98	689,90
V97	VS 200x19	20	942,98	689,90

(1) Vigas mistas.

Tabela VIII.44 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V98	VS 200x19	20	942,98	689,90
V159	VS 200x19	20	942,98	689,90
V160	VS 200x19	20	942,98	689,90
V161	VS 200x19	20	942,98	689,90
V162	VS 200x19	20	942,98	689,90
V144	VS 200x19	20	942,98	689,90
V145	VS 200x19	20	942,98	689,90
V192	VS 200x19	20	942,98	689,90
V193	VS 200x19	20	942,98	689,90
V139	VS 250x27	50	942,33	197,84
V140	VS 250x27	50	942,33	197,84
V154	VS 250x27	50	942,33	197,84
V187	VS 250x27	50	942,33	197,84
V188	VS 250x27	50	942,33	197,84
V202	VS 250x27	50	942,33	197,84
V92	VS 250x27	50	942,33	197,84
V93	VS 250x27	50	942,33	197,84
V107	VS 250x27	50	942,33	197,84
V163B	VS 500x61	15	941,34	589,24
V164	VS 500x61	15	941,34	589,24
V196	VS 500x61	15	941,34	589,24

Tabela VIII.45 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação C).

Pilares Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
P1	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P2	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P3	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P4	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P5	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P6	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P7	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P8	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P9	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P10	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P11	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P12	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P13	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P14	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P15	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P16	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P17	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P18	CS 350x175	10,00	935,14	420,06
P19	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P20	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P21	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P22	CS 350x175	10,00	935,14	420,06
P23	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P24	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P25	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P26	CS 350x112	10,00	939,19	557,71

Tabela VIII.46 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D)

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V73 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V78 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V83 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V86B (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V120 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V125 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V130 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V133B (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V167 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V172 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V177 (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V180B (1)	VS 200X19	10	942,77	790,34
V14 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V14B (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V15 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V16 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V37 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V37B (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V38 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V39 (1)	VS 600X111	10	938,44	524,85
V118 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V119 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V121 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V122 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V123 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V124 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V126 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V127 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V128 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V129 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V131 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V132 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V133A (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V134 (1)	VS 350X26	20	942,75	559,89
V71 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V72 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V74 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V75 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V76 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V77 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V79 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V80 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V81 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V82 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V84 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V85 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V86A (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V87 (1)	VS 350X36	15	941,41	548,48
V58 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,34
V62 (1)	VS 500X61	15	941,33	542,34

(1) Vigas mistas.

Tabela VIII.47 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D)

Vigas		Proteção	Temperatura	
Nome	Perfil		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)
V95 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V96 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V99 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V100 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V88 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V89 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V90 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V91 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V102 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V103 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V104 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V105 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V106 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V142 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V143 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V149 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V150 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V151 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V152 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V153 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V135 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V138 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V136 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V137 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V146 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V147 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V190 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V191 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V197 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V198 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V199 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V200 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V201 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V183 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V186 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V194 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V195 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V184 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V13 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V17 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V36 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V40 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V203 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V204 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V205 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V206 (1)	VS 200X19	20	942,77	561,92
V108 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V109 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V110 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92
V111 (1)	VS 300X23	20	942,77	561,92

(1) Vigas mistas.

Capítulo 8 – Resultados e Discussão

Tabela VIII.48 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V155 (1)	VS 300X26	15	942,09	602,06
V156 (1)	VS 300X26	15	942,09	602,06
V157 (1)	VS 300X26	15	942,09	602,06
V158 (1)	VS 300X26	15	942,09	602,06
V9 (1)	VS 450X60	10	940,10	604,43
V10 (1)	VS 450X60	10	940,10	604,43
V32 (1)	VS 450X60	10	940,10	604,43
V33 (1)	VS 450X60	10	940,10	604,43
V55 (1)	VS 500X86	10	938,52	527,97
V1 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V2 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V21 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V22 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V24 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V25 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V44 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V45 (1)	VS 600X95	5	939,99	801,70
V47 (1)	VS 500X61	5	941,33	852,61
V48 (1)	VS 500X61	5	941,33	852,61
V66 (1)	VS 500X61	5	941,33	852,61
V67 (1)	VS 500X61	5	941,33	852,61
V11 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V34 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V56 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V49 (1)	VS 300X23	15	942,77	667,49
V50 (1)	VS 300X23	15	942,77	667,49
V3 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V4 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V26 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V27 (1)	VS 350X30	15	942,06	599,39
V165 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V166 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V168 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V169 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V170 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V171 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V172 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V173 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V174 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V175 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V176 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V178 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V179 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V180A (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V182 (1)	VS 250X24	15	942,09	602,06
V8 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V31 (1)	VS 600X95	10	939,99	598,28
V54 (1)	VS 500X61	10	941,33	680,34
V51 (1)	VS 300X23	15	942,77	667,49
V52 (1)	VS 300X23	15	942,77	667,49

(1) Vigas mistas.

Tabela VIII.49 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D)

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V53 (1)	VS 300X23	15	942,77	667,49
V59 (1)	VS 500X73	10	940,04	600,75
V59B (1)	VS 500X73	10	940,04	600,75
V60 (1)	VS 500X73	10	940,04	600,75
V61 (1)	VS 500X73	10	940,04	600,75
V5 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V6 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V7 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V28 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V29 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V30 (1)	VS 350X36	10	941,41	686,26
V18	VS 200x19	15	942,98	689,90
V19	VS 200x19	15	942,98	689,90
V41	VS 200x19	15	942,98	689,90
V42	VS 200x19	15	942,98	689,90
V57	VS 500x61	10	941,94	724,25
V65	VS 500x61	10	941,94	724,25
V163A	VS 500x61	10	941,94	724,25
V189	VS 500x61	10	941,94	724,25
V69A	VS 600x95	5	940,86	835,18
V94	VS 600x95	5	940,86	835,18
V20	VS 600x95	5	940,86	835,18
V12	VS 600x95	5	940,86	835,18
V116A	VS 600x95	5	940,86	835,18
V43	VS 600x95	5	940,86	835,18
V141	VS 600x95	5	940,86	835,18
V35	VS 600x95	5	940,86	835,18
V69B	VS 600x95	10	940,86	649,62
V70	VS 600x95	10	940,86	649,62
V101	VS 600x95	10	940,86	649,62
V116B	VS 600x95	10	940,86	649,62
V117	VS 600x95	10	940,86	649,62
V148	VS 600x95	10	940,86	649,62
V112	VS 200x19	15	942,98	689,90
V113	VS 200x19	15	942,98	689,90
V114	VS 200x19	15	942,98	689,90
V115	VS 200x19	15	942,98	689,90
V97	VS 200x19	15	942,98	689,90
V98	VS 200x19	15	942,98	689,90
V159	VS 200x19	15	942,98	689,90
V160	VS 200x19	15	942,98	689,90
V161	VS 200x19	15	942,98	689,90
V162	VS 200x19	15	942,98	689,90
V144	VS 200x19	15	942,98	689,90
V145	VS 200x19	15	942,98	689,90
V192	VS 200x19	15	942,98	689,90
V193	VS 200x19	15	942,98	689,90
V139	VS 250x27	20	942,33	519,01
V140	VS 250x27	20	942,33	519,01
V154	VS 250x27	20	942,33	519,01

(1) Vigas mistas

Tabela VIII.50 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).

Vigas Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
V187	VS 250x27	20	942,33	519,01
V188	VS 250x27	20	942,33	519,01
V202	VS 250x27	20	942,33	519,01
V92	VS 250x27	20	942,33	519,01
V93	VS 250x27	20	942,33	519,01
V107	VS 250x27	20	942,33	519,01
V163B	VS 500x61	15	941,34	589,24
V164	VS 500x61	15	941,34	589,24
V196	VS 500x61	15	941,34	589,24

Tabela VIII.51 – Perfis estruturais adotados, espessura necessária de material de proteção contra incêndio e temperaturas atingidas pelo elemento estrutural sem e com proteção contra incêndio. (Simulação D).

Pilar Nome	Perfil	Proteção	Temperatura	
		Espessura (mm)	θ_a (s/ proteção)	θ_a (c/ proteção)
P1	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P2	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P3	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P4	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P5	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P6	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P7	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P8	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P9	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P10	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P11	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P12	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P13	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P14	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P15	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P16	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P17	CS 300x76	10,00	940,53	628,69
P18	CS 350x175	5,00	935,14	641,27
P19	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P20	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P21	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P22	CS 350x175	5,00	935,14	641,27
P23	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P24	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P25	CS 350x112	10,00	939,19	557,71
P26	CS 350x112	10,00	939,19	557,71

Tabela VIII.52 – Resultados de massa da estrutura, área de aplicação de proteção contra incêndio, volume de proteção e custos para a proteção em argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais.

EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos						
Simulação	Massa (kg)	$A_{S, tot}$ (m ²)	V_{tot} (m ³)	C_A (US\$)	C_V (US\$)	C_T (US\$)
C	89960,73	2437,68	33,92	9.027,95	9.350,84	18.378,78
D	87621,06	2395,11	28,41	8.870,29	7.833,09	16.703,38

Tabela VIII.53 – Relações dos resultados obtidos para as simulações C e D.

PRINCIPAIS RELAÇÕES ENTRE AS SIMULAÇÕES (em%)							
EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos							
RELAÇÕES		Massa	$A_{S, tot}$	V_{tot}	C_A	C_V	C_T
I	(D/C)	-2,60	-1,75	-16,26	-1,75	-16,23	-9,12

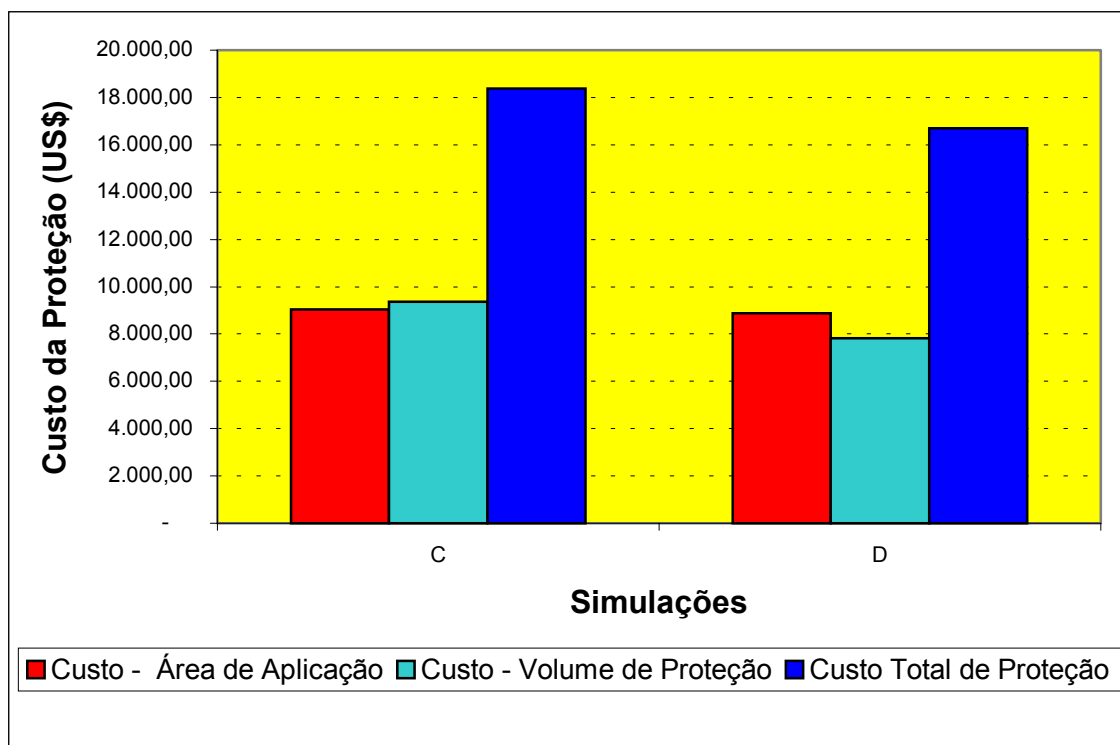


Figura 8.13 – Custos relativos à proteção contra incêndio para as simulações C e D.

devido à área de aplicação da proteção, ao volume de proteção contra incêndio e o custo final com proteção de argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais para as simulações C e D.

Observa-se através das tabelas VIII.52 e VIII.53 que o consumo de aço para as simulações C e D foram muito próximos, tendo a estrutura em aço resistente ao fogo economizado cerca de 3% em massa total quando comparado com o aço convencional (simulação C). Como consequência, a área total de aço para ser protegida também foi muito próxima, tendo a estrutura em aço resistente ao fogo uma área de aplicação de proteção contra incêndio de apenas 1,75% inferior a área referente ao aço convencional.

Devido a isto, a parcela do custo da proteção contra incêndio (que leva em conta apenas a área de aplicação de proteção) para a simulação D, foi apenas 1,75% inferior a este custo referente a simulação C. Porém, o aço resistente ao fogo permitiu uma redução de 16,2% de volume de argamassa quando comparado com o aço convencional. Conseqüentemente, o custo devido ao volume de proteção contra incêndio também reduziu em 16,2% quando foi utilizado o aço resistente ao fogo. Isto significa que os elementos estruturais em aço resistente ao fogo necessitaram de uma menor quantidade de proteção contra incêndio devido a sua menor redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura. No custo final de proteção contra incêndio da hipótese 1, o aço resistente ao fogo permitiu uma economia de 9,1% quando comparado com o aço convencional, ou seja, uma economia de US\$ 1675,40.

8.3.2. Resultados obtidos para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio (item 7.7.2).

Neste item, serão mostrados os resultados obtidos para as simulações C e D quando se adota a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio. Nesta, todos os vigamentos são protegidos com argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais e apenas os pilares do pilotis são protegidos com tintas intumescentes. A espessura de proteção em argamassa para as vigas são as mesmas obtidas para a hipótese 1.

As tabelas VIII.54 e VIII.55 mostram a espessura de tinta intumescente (DFT) necessária para a proteção dos pilares bem como a temperatura crítica de cada um deles para as simulações C e D respectivamente. As tabelas VIII.56 e VIII.57 mostram o cálculo do consumo de tinta intumescente para cada pilar das simulações C e D respectivamente.

Observa-se, através das tabelas VIII.54 e VIII.55, que todos os pilares da simulação D tiveram uma temperatura crítica superior aos pilares da simulação C. Conseqüentemente, a espessura de tinta intumescente para a proteção dos pilares em aço resistente ao fogo foi inferior à necessária para a proteção dos pilares em aço convencional.

No caso do pilar P1, por exemplo, a temperatura crítica e a espessura de tinta intumescente necessária para a simulação C foram de 650,3°C e 0,95mm respectivamente, enquanto para a simulação D estes valores foram de 698,4°C e 0,79mm. Portanto, o pilar P1 da simulação D resistiu à mesma solicitação de cálculo em situação de incêndio, à uma temperatura 50°C superior à da simulação C. E ainda economizou em termos de espessura de proteção contra incêndio aproximadamente 17%.

Conforme as tabelas VIII.56 e VIII.57, tem-se que, no caso da simulação C, para a proteção dos pilares, foram necessários 305,67kg de tinta intumescente, 47,30L de tinta de acabamento TS 615 e 3,15L de solvente TS. Para a simulação D, foram necessários 241,35kg de tinta intumescente, 47,30L de tinta de acabamento TS 615 e 3,15L de solvente TS. Os mesmos valores de solvente e tinta de acabamento para as simulações C e D se deve ao fato de que o consumo destas são calculados em relação à área de aplicação de proteção contra incêndio, que não variou muito no caso dos pilares.

Tabela VIII.54 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares da simulação C.

DADOS DO PILAR		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
PILAR	L (cm)	Perfil	u/A (m^{-1})	As (m^2/m)	As total (m^2)		
P1	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95
P2	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	625,69	1,03
P3	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	625,69	1,03
P4	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	573,11	1,20
P5	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	573,11	1,20
P6	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95
P7	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	652,68	0,94
P8	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	573,11	1,20
P9	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	573,11	1,20
P10	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	573,11	1,20
P11	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	652,68	0,94
P12	300	CS 300x76	183,92	1,78	5,34	681,48	0,85
P13	300	CS 300x76	183,92	1,78	5,34	681,48	0,85
P14	300	CS 300x76	183,92	1,78	5,34	681,48	0,85
P15	300	CS 300x76	183,92	1,78	5,34	681,48	0,85
P16	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	652,68	0,94
P17	300	CS 300x76	183,92	1,78	5,34	681,48	0,85
P18	300	CS 350x175	92,74	2,07	6,21	568,99	0,70
P19	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	652,68	0,94
P20	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95
P21	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95
P22	300	CS 350x175	92,74	2,07	6,21	568,99	0,70
P23	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95
P24	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	670,13	0,88
P25	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	670,13	0,88
P26	300	CS 350x112	146,33	2,08	6,24	650,33	0,95

Tabela VIII.55 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção dos pilares da simulação D

DADOS DO PILAR		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
PILAR	L (cm)	Perfil	u/A (m^{-1})	As (m^2/m)	As total (m^2)		
P1	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79
P2	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	683,63	0,84
P3	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	683,63	0,84
P4	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	656,99	0,93
P5	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	656,99	0,93
P6	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79
P7	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	721,31	0,72
P8	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	656,99	0,93
P9	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	656,99	0,93
P10	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	656,99	0,93
P11	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	697,48	0,80
P12	300	CS 300X76	183,92	1,78	5,34	753,95	0,61
P13	300	CS 300X76	183,92	1,78	5,34	753,95	0,61
P14	300	CS 300X76	183,92	1,78	5,34	753,95	0,61
P15	300	CS 300X76	183,92	1,78	5,34	753,95	0,61
P16	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	721,31	0,72
P17	300	CS 300X76	183,92	1,78	5,34	753,95	0,61
P18	300	CS 350X175	92,74	2,07	6,21	654,21	0,54
P19	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	697,48	0,80
P20	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79
P21	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79
P22	300	CS 350X175	92,74	2,07	6,21	654,21	0,54
P23	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79
P24	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	726,18	0,70
P25	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	726,18	0,70
P26	300	CS 350X112	146,33	2,08	6,24	698,42	0,79

Tabela VIII.56 – Cálculo do consumo de tinta intumescente e solvente para a simulação C.

PILAR	DFT(mm)	CONSUMO / m ²			CONSUMO POR PILAR		
		TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)
P1	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12
P2	1,03	2,08	0,3	0,02	12,95	1,87	0,12
P3	1,03	2,08	0,3	0,02	12,95	1,87	0,12
P4	1,20	2,42	0,3	0,02	15,09	1,87	0,12
P5	1,20	2,42	0,3	0,02	15,09	1,87	0,12
P6	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12
P7	0,94	1,89	0,3	0,02	11,82	1,87	0,12
P8	1,20	2,42	0,3	0,02	15,09	1,87	0,12
P9	1,20	2,42	0,3	0,02	15,09	1,87	0,12
P10	1,20	2,42	0,3	0,02	15,09	1,87	0,12
P11	0,94	1,89	0,3	0,02	11,82	1,87	0,12
P12	0,85	1,71	0,3	0,02	9,15	1,60	0,11
P13	0,85	1,71	0,3	0,02	9,15	1,60	0,11
P14	0,85	1,71	0,3	0,02	9,15	1,60	0,11
P15	0,85	1,71	0,3	0,02	9,15	1,60	0,11
P16	0,94	1,89	0,3	0,02	11,82	1,87	0,12
P17	0,85	1,71	0,3	0,02	9,15	1,60	0,11
P18	0,70	1,41	0,3	0,02	8,76	1,86	0,12
P19	0,94	1,89	0,3	0,02	11,82	1,87	0,12
P20	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12
P21	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12
P22	0,70	1,41	0,3	0,02	8,76	1,86	0,12
P23	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12
P24	0,88	1,77	0,3	0,02	11,06	1,87	0,12
P25	0,88	1,77	0,3	0,02	11,06	1,87	0,12
P26	0,95	1,91	0,3	0,02	11,94	1,87	0,12

Tabela VIII.57 – Cálculo do consumo de tinta intumescente e solvente para a simulação D.

PILAR	DFT(mm)	CONSUMO / m ²			CONSUMO POR PILAR		
		TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)
P1	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12
P2	0,84	1,69	0,3	0,02	10,56	1,87	0,12
P3	0,84	1,69	0,3	0,02	10,56	1,87	0,12
P4	0,93	1,87	0,3	0,02	11,69	1,87	0,12
P5	0,93	1,87	0,3	0,02	11,69	1,87	0,12
P6	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12
P7	0,72	1,45	0,3	0,02	9,05	1,87	0,12
P8	0,93	1,87	0,3	0,02	11,69	1,87	0,12
P9	0,93	1,87	0,3	0,02	11,69	1,87	0,12
P10	0,93	1,87	0,3	0,02	11,69	1,87	0,12
P11	0,80	1,61	0,3	0,02	10,06	1,87	0,12
P12	0,61	1,23	0,3	0,02	6,56	1,60	0,11
P13	0,61	1,23	0,3	0,02	6,56	1,60	0,11
P14	0,61	1,23	0,3	0,02	6,56	1,60	0,11
P15	0,61	1,23	0,3	0,02	6,56	1,60	0,11
P16	0,72	1,45	0,3	0,02	9,05	1,87	0,12
P17	0,61	1,23	0,3	0,02	6,56	1,60	0,11
P18	0,54	1,09	0,3	0,02	6,76	1,86	0,12
P19	0,80	1,61	0,3	0,02	10,06	1,87	0,12
P20	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12
P21	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12
P22	0,54	1,09	0,3	0,02	6,76	1,86	0,12
P23	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12
P24	0,70	1,41	0,3	0,02	8,80	1,87	0,12
P25	0,70	1,41	0,3	0,02	8,80	1,87	0,12
P26	0,79	1,59	0,3	0,02	9,93	1,87	0,12

8.3.3. Resultados obtidos para a hipótese 3 de aplicação de proteção contra incêndio (item 7.7.2)

Neste item são mostrados os resultados obtidos para as simulações C e D quando se adota a hipótese 3 de aplicação de proteção contra incêndio. Nesta, as vigas do segundo pavimento e da laje da cobertura foram protegidas com argamassa a base de cimento, gesso e fibras minerais e as vigas do primeiro pavimento e os pilares do pilotis foram protegidos com tintas intumescentes. A espessura de proteção em argamassa para as vigas do segundo pavimento e laje da cobertura são as mesmas obtidas para a hipótese 1. As espessuras de tinta intumescentes para a proteção dos pilares do pilotis são as mesmas obtidas na hipótese 2.

As tabelas VIII.58 e VIII.59 mostram a espessura de tinta intumescente (DFT) necessária para a proteção das vigas (vigas do primeiro pavimento) bem como a temperatura crítica de cada uma delas para as simulações C. Para a simulação D os mesmos valores são mostrados nas tabelas VIII.60 e VIII.61.

Como no caso dos pilares, observa-se através das tabelas VIII.58 a VIII.61 que todas as vigas da simulação D obtiveram temperaturas críticas superiores às vigas da simulação C. Consequentemente, as vigas em aço resistente ao fogo necessitaram de uma menor espessura de proteção contra incêndio quando comparadas com as vigas em aço convencional (simulação C).

No caso da viga V96 (viga mista), por exemplo, a temperatura crítica e a espessura de tinta intumescente necessária à proteção contra incêndio, para a simulação C foram de 561,91°C e 1,26mm respectivamente, enquanto que para a simulação D estes valores foram de 651,49°C e 0,97mm. Portanto, a viga V96 da simulação D resistiu à mesma solicitação de cálculo em situação de incêndio, a uma temperatura de cerca de 90°C superior quando comparado com a simulação C. E ainda economizou em termos de espessura de proteção contra incêndio cerca de 23%.

Tabela VIII.58 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação C.

DADOS DA VIGA		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
VIGA	L (cm)	Perfil	u/A (m ⁻¹)	As (m ² /m)	As total (m ²)		
V73	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	752,48	0,63
V78	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	752,48	0,63
V83	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	752,48	0,63
V86B	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	752,48	0,63
V14	1116,3	VS 600X125	112	2,38	26,57	620,79	0,53
V14B	1116,3	VS 600X125	112	2,38	26,57	620,79	0,53
V15	1116,3	VS 600X125	112	2,38	26,57	620,79	0,53
V16	1116,3	VS 600X125	112	2,38	26,57	620,79	0,53
V71	661,3	VS 350X39	222	1,41	9,32	618,77	0,81
V72	592,5	VS 350X39	222	1,41	8,35	618,77	0,81
V74	732,5	VS 350X39	222	1,41	10,33	618,77	0,81
V75	673,8	VS 350X39	222	1,41	9,50	618,77	0,81
V76	661,3	VS 350X39	222	1,41	9,32	618,77	0,81
V77	592,5	VS 350X39	222	1,41	8,35	618,77	0,81
V79	732,5	VS 350X39	222	1,41	10,33	618,77	0,81
V80	673,8	VS 350X39	222	1,41	9,50	618,77	0,81
V81	661,3	VS 350X39	222	1,41	9,32	618,77	0,81
V82	592,5	VS 350X39	222	1,41	8,35	618,77	0,81
V84	732,5	VS 350X39	222	1,41	10,33	618,77	0,81
V85	673,9	VS 350X39	222	1,41	9,50	618,77	0,81
V86A	592,5	VS 350X39	222	1,41	8,35	618,77	0,81
V87	732,8	VS 350X39	222	1,41	10,33	618,77	0,81
V95	565,0	VS 300X23	334	1,07	6,05	561,91	1,26
V96	565,0	VS 300X23	334	1,07	6,05	561,91	1,26
V99	518,8	VS 300X23	334	1,07	5,55	561,91	1,26
V100	518,8	VS 300X23	334	1,07	5,55	561,91	1,26
V88	476,3	VS 300X23	334	1,07	5,10	561,91	1,26
V89	360,0	VS 300X23	334	1,07	3,85	561,91	1,26
V90	673,8	VS 300X23	334	1,07	7,21	561,91	1,26
V91	476,3	VS 300X23	334	1,07	5,10	561,91	1,26
V102	375,0	VS 300X23	334	1,07	4,01	561,91	1,26
V103	375,0	VS 300X23	334	1,07	4,01	561,91	1,26
V104	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	561,91	1,26
V105	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	561,91	1,26
V106	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	561,91	1,26
V13	1116,3	VS 600X95	167	2,38	26,57	648,19	0,66
V17	1116,3	VS 600X95	167	2,38	26,57	648,19	0,66
V108	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	589,44	1,17
V109	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	589,44	1,17
V110	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	589,44	1,17
V111	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	589,44	1,17
V9	821,3	VS 500X61	219	1,99	16,34	634,29	0,77
V10	433,8	VS 500X61	219	1,99	8,63	634,29	0,77
V1	661,3	VS 600X95	167	2,38	15,74	892,44	0,12
V2	673,8	VS 600X95	167	2,38	16,04	892,44	0,12
V21	768,8	VS 600X95	167	2,38	18,30	892,44	0,12
V22	768,8	VS 600X95	167	2,38	18,30	892,44	0,12
V11	821,3	VS 600X95	167	2,38	19,55	742,99	0,45
V3	661,3	VS 350X30	264	1,25	8,27	611,40	0,95
V4	673,8	VS 350X30	264	1,25	8,42	611,40	0,95
V8	1033,8	VS 600X95	167	2,38	24,60	725,47	0,49

Tabela VIII.59 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação C.

DADOS DA VIGA		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
VIGA	L (cm)	Perfil	u/A (m^{-1})	As (m^2/m)	As total (m^2)		
V5	700,0	VS 350X39	222	1,41	9,87	665,62	0,69
V6	700,0	VS 350X39	222	1,41	9,87	665,62	0,69
V7	523,8	VS 350X39	222	1,41	7,38	665,62	0,69
V18	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	667,53	0,99
V19	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	667,53	0,99
V69A	592,5	VS 600x95	197	2,38	14,10	874,14	0,16
V94	565,0	VS 600x95	197	2,38	13,45	874,14	0,16
V20	518,8	VS 600x95	197	2,38	12,35	874,14	0,16
V12	433,8	VS 600x95	197	2,38	10,32	874,14	0,16
V69B	372,5	VS 600x95	197	2,38	8,87	773,23	0,38
V70	732,5	VS 600x95	197	2,38	17,43	773,23	0,38
V101	375,0	VS 600x95	197	2,38	8,93	773,23	0,38
V112	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	736,25	0,75
V113	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	736,25	0,75
V114	81,3	VS 200x19	362	0,87	0,71	736,25	0,75
V115	150,0	VS 200x19	362	0,87	1,31	736,25	0,75
V97	168,8	VS 200x19	362	0,87	1,47	736,25	0,75
V98	168,8	VS 200x19	362	0,87	1,47	736,25	0,75
V92	250,0	VS 250x27	287	0,97	2,43	224,41	2,28
V93	250,0	VS 250x27	287	0,97	2,43	224,41	2,28
V107	430,0	VS 250x27	287	0,97	4,17	224,41	2,28

Capítulo 8 – Resultados e Discussão

Tabela VIII.60 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação D.

DADOS DA VIGA		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
VIGA	L (cm)	Perfil	u/A (m^{-1})	As (m^2/m)	As total (m^2)		
V73	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	797,88	0,48
V78	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	797,88	0,48
V83	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	797,88	0,48
V86B	372,5	VS 200X19	334	0,87	3,24	797,88	0,48
V14	1116,3	VS 600X111	132	2,38	26,57	669,45	0,45
V14B	1116,3	VS 600X111	132	2,38	26,57	669,45	0,45
V15	1116,3	VS 600X111	132	2,38	26,57	669,45	0,45
V16	1116,3	VS 600X111	132	2,38	26,57	669,45	0,45
V71	661,3	VS 350X36	223	1,33	8,79	673,66	0,67
V72	592,5	VS 350X36	223	1,33	7,88	673,66	0,67
V74	732,5	VS 350X36	223	1,33	9,74	673,66	0,67
V75	673,8	VS 350X36	223	1,33	8,96	673,66	0,67
V76	661,3	VS 350X36	223	1,33	8,79	673,66	0,67
V77	592,5	VS 350X36	223	1,33	7,88	673,66	0,67
V79	732,5	VS 350X36	223	1,33	9,74	673,66	0,67
V80	673,8	VS 350X36	223	1,33	8,96	673,66	0,67
V81	661,3	VS 350X36	223	1,33	8,79	673,66	0,67
V82	592,5	VS 350X36	223	1,33	7,88	673,66	0,67
V84	732,5	VS 350X36	223	1,33	9,74	673,66	0,67
V85	673,9	VS 350X36	223	1,33	8,96	673,66	0,67
V86A	592,5	VS 350X36	223	1,33	7,88	673,66	0,67
V87	732,8	VS 350X36	223	1,33	9,75	673,66	0,67
V95	565,0	VS 300X23	334	1,07	6,05	651,49	0,97
V96	565,0	VS 300X23	334	1,07	6,05	651,49	0,97
V99	518,8	VS 300X23	334	1,07	5,55	651,49	0,97
V100	518,8	VS 300X23	334	1,07	5,55	651,49	0,97
V88	476,3	VS 300X23	334	1,07	5,10	651,49	0,97
V89	360,0	VS 300X23	334	1,07	3,85	651,49	0,97
V90	673,8	VS 300X23	334	1,07	7,21	651,49	0,97
V91	476,3	VS 300X23	334	1,07	5,10	651,49	0,97
V102	375,0	VS 300X23	334	1,07	4,01	651,49	0,97
V103	375,0	VS 300X23	334	1,07	4,01	651,49	0,97
V104	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	651,49	0,97
V105	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	651,49	0,97
V106	471,3	VS 300X23	334	1,07	5,04	651,49	0,97
V13	1116,3	VS 600X95	167	2,38	26,57	693,70	0,56
V17	1116,3	VS 600X95	167	2,38	26,57	693,70	0,56
V108	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	665,18	0,92
V109	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	665,18	0,92
V110	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	665,18	0,92
V111	768,8	VS 300X23	334	1,07	8,23	665,18	0,92
V9	821,3	VS 450X60	170	1,69	13,88	679,30	0,59
V10	433,8	VS 450X60	170	1,69	7,33	679,30	0,59
V1	661,3	VS 600X95	167	2,38	15,74	945,34	0,00
V2	673,8	VS 600X95	167	2,38	16,04	945,34	0,00
V21	768,8	VS 600X95	167	2,38	18,30	945,34	0,00
V22	768,8	VS 600X95	167	2,38	18,30	945,34	0,00
V11	821,3	VS 600X95	167	2,38	19,55	797,15	0,33
V3	661,3	VS 350X30	264	1,25	8,27	676,18	0,76
V4	673,8	VS 350X30	264	1,25	8,42	676,18	0,76
V8	1033,8	VS 600X95	167	2,38	24,60	778,95	0,37

Tabela VIII.61 – Temperatura crítica e espessura de tinta intumescente necessária para a proteção das vigas da simulação D.

DADOS DA VIGA		DADOS DO PERFIL				θ_{cr}	DFT(mm)
VIGA	L (cm)	Perfil	u/A (m^{-1})	As (m^2/m)	As total (m^2)		
V5	700,0	VS 350X36	223	1,33	9,31	695,88	0,62
V6	700,0	VS 350X36	223	1,33	9,31	695,88	0,62
V7	523,8	VS 350X36	223	1,33	6,97	695,88	0,62
V18	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	701,29	0,87
V19	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	701,29	0,87
V69A	592,5	VS 600x95	197	2,38	14,10	940,23	0
V94	565,0	VS 600x95	197	2,38	13,45	940,23	0
V20	518,8	VS 600x95	197	2,38	12,35	940,23	0
V12	433,8	VS 600x95	197	2,38	10,32	940,23	0
V69B	372,5	VS 600x95	197	2,38	8,87	821,68	0,28
V70	732,5	VS 600x95	197	2,38	17,43	821,68	0,28
V101	375,0	VS 600x95	197	2,38	8,93	821,68	0,28
V112	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	781,45	0,58
V113	300,0	VS 200x19	362	0,87	2,61	781,45	0,58
V114	81,3	VS 200x19	362	0,87	0,71	781,45	0,58
V115	150,0	VS 200x19	362	0,87	1,31	781,45	0,58
V97	168,8	VS 200x19	362	0,87	1,47	781,45	0,58
V98	168,8	VS 200x19	362	0,87	1,47	781,45	0,58
V92	250,0	VS 250x27	287	0,97	2,43	534,17	1,30
V93	250,0	VS 250x27	287	0,97	2,43	534,17	1,30
V107	430,0	VS 250x27	287	0,97	4,17	534,17	1,30

O consumo de tinta intumescente para as vigas do primeiro pavimento foi calculado seguindo o mesmo procedimento apresentado para o cálculo do consumo de tinta intumescente para os pilares. Para a proteção das vigas e pilares, no caso da simulação C, foram necessários 1352,99kg de tinta intumescente, 255,87L de tinta de acabamento TS615 e 17,06L de solvente TS. No caso da simulação D foram necessários 1028,74kg de tinta intumescente, 252,05L de tinta de acabamento TS615 e 16,80L de solvente TS.

8.3.4. Resultados referentes ao consumo e custo com tinta intumescente para as hipóteses 2 e 3

A tabela VIII.62 apresenta o consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento e solvente e o custo com proteção contra incêndio referentes somente a tinta intumescente, sendo estes resultados obtidos para as hipóteses 2 e 3 de aplicação de proteção contra incêndio do edifício 3 (item 7.7.2). Observa-se que o consumo de tinta intumescente e custo de aplicação aumentou sensivelmente da hipótese 2 para a hipótese 3 devido ao aumento do número de elementos estruturais e, conseqüentemente, da área superficial total de aplicação de tinta intumescente.

8.3.5. Resultados finais obtidos para as hipóteses 2 e 3 do edifício 3

A tabelas VIII.63 mostra o consumo de argamassa, tinta intumescente, os respectivos custos de aplicação e o custo final da proteção contra incêndio para as hipóteses 2 e 3 de aplicação de proteção contra incêndio. A tabela VIII.64 mostra o percentual de economia que a utilização do aço resistente ao fogo (simulação D) proporcionou quando comparado com o aço convencional (simulação C).

Observa-se através das tabelas VIII.63 e VIII.64 que no caso da hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio a utilização do aço resistente ao fogo gerou uma economia em termos de consumo de aproximadamente 18 e 21% para proteção em argamassa projetada e tinta intumescente respectivamente. As economias no custo de aplicação destes materiais foram de aproximadamente 11 e 14% respectivamente. A utilização do aço resistente gerou uma economia final em proteção contra incêndio de cerca de 11%,

Tabela VIII.62 – Consumo de tinta intumescente, tinta de acabamento, solvente e custo devido a proteção com tinta intumescente.

HIPÓTESE 2					
Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO				Custo (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	A _s total (m ²)	
C	305,67	47,3	3,15	157,68	3.910,47
D	241,35	47,3	3,15	157,68	3.363,65
HIPÓTESE 3					
Simulação	CONSUMO POR SIMULAÇÃO				Custo (US\$)
	TINTA (kg)	TS 615 (L)	SOL TS (L)	A _s total (m ²)	
C	1352,99	255,87	17,06	852,91	18.594,38
D	1028,74	252,05	16,80	840,16	15.676,21

Tabela VIII.63 – Consumo de argamassa, tinta intumescente, respectivos custos de aplicação e custo final de proteção contra incêndio.

EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos					
HIPÓTESE 2					
Simulação	V _{arg} (m ³)	M _{tinta} (kg)	C _{arg} (US\$)	C _{tinta} (US\$)	C _{total} (US\$)
C	29,2	305,7	17.574,44	3.910,47	21.484,91
D	23,9	241,4	15.680,08	3.363,65	19.043,73
HIPÓTESE 3					
Simulação	V _{arg} (m ³)	M _{tinta} (kg)	C _{arg} (US\$)	C _{tinta} (US\$)	C _{total} (US\$)
C	19,9	1353,0	10.188,95	18.594,38	28.783,33
D	15,8	1028,7	8.936,19	15.676,21	24.612,40

Tabela VII.64 – Economia gerada em consumo e custos de proteção devido a utilização do aço resistente ao fogo.

RELAÇÃO ENTRE AS SIMULAÇÕES C e D PARA CADA HIPÓTESE						
HIPÓTESE 2						
RELAÇÃO	V _{arg}	M _{tinta}	C _{arg}	C _{tinta}	C _{total}	
I	(D-C)/C	-18,2	-21,0	-10,8	-14,0	-11,4
HIPÓTESE 3						
RELAÇÃO	V _{arg}	M _{tinta}	C _{arg}	C _{tinta}	C _{total}	
II	(D-C)/C	-20,6	-24,0	-12,3	-15,7	-14,5

o que equivale a uma redução de quase US\$ 2500,00 em relação ao custo final com proteção da simulação C. No caso da hipótese 3, a economia final no custo de aplicação de proteção contra incêndio, gerada pela utilização do aço resistente ao fogo foi de 14,5%, o que resultou em uma economia de cerca de US\$ 4000,00.

8.3.6. Comparação do desempenho das simulações C e D para as hipóteses 1, 2 e 3 de aplicação de proteção contra incêndio

A tabela VIII.65 mostra o custo final com proteção contra incêndio para cada hipótese de proteção do edifício 3 quando se realiza as simulações C e D. Observa-se que a simulação D foi a mais econômica para todas as hipóteses de aplicação. Neste caso, a hipótese de aplicação de proteção mais econômica foi à hipótese 1, devido à utilização somente de argamassas como proteção contra incêndio. Estes resultados mostram que mesmo quando o aço resistente ao fogo é associado a uma proteção mais econômica a sua utilização é também viável. A figura 8.14 mostra os custos com proteção para a argamassa projetada, tinta intumescente e custo final da proteção contra incêndio para cada hipótese de aplicação de proteção e cada simulação realizada para o edifício 3.

Observa-se que à medida que se adota mais elementos estruturais protegidos por tinta intumescente o custo final com proteção contra incêndio aumentou consideravelmente. A utilização da hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio gerou um acréscimo de 16,9 e 14% no custo final com proteção das simulações C e D respectivamente (quando comparado com a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio). No caso da utilização da hipótese 3, estes acréscimos foram de 56,6 e 47,3%.

8.4. Determinação do Custo Competitivo Para o Aço Resistente ao Fogo, Tendo Como Base os Resultados Obtidos Para os Edifícios 1, 2 e 3

Neste item, será determinado para cada situação analisada qual seria o custo competitivo do aço resistente ao fogo (US\$/kg), para que a edificação construída utilizando este aço fosse economicamente viável quando comparada com a mesma edificação em aço convencional. No caso dos edifícios 1 e 2, será feita uma comparação

Tabela VIII.65 – Custo total em proteção contra incêndio para todas hipóteses de aplicação

Simulações	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3
	C_T (US\$)	C_T (US\$)	C_T (US\$)
C	18.378,78	21.484,91	28.783,33
D	16.703,78	19.043,73	24.612,40

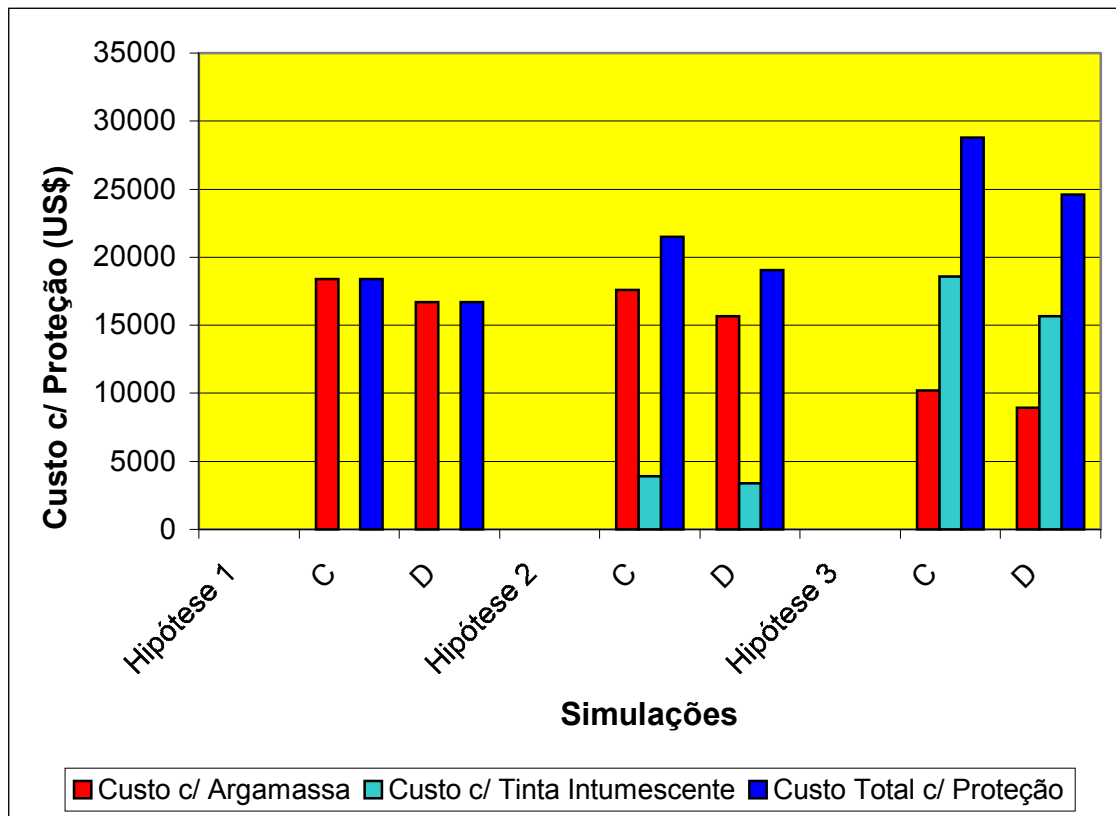


Figura 8.14 – Custos finais de proteção contra incêndio para cada hipótese analisada.

dos resultados obtidos para a simulação D (aço resistente ao fogo), com os resultados obtidos para as simulações B e C (aço convencional). Será realizado também uma comparação entre os resultados obtidos para as simulações E e F. No caso do edifício 3, as comparações serão realizadas somente entre as simulações C e D.

Para a determinação do custo competitivo do aço resistente ao fogo, considerou-se que o custo do aço convencional seja igual a US\$ 1,04 o kg (considerando fabricação dos perfis e montagem da estrutura). Este valor foi fornecido pelo fabricante do aço e é o custo adotado quando a edificação possui uma estrutura simples, o que é o caso dos edifícios 1, 2 e 3.

A tabela VIII.66 resume os resultados de massa final da estrutura e de custo final com proteção contra incêndio obtidos para cada edificação e hipóteses de aplicação de proteção contra incêndio. A tabela VIII.67 mostra o custo (US\$/kg) máximo que o aço resistente ao fogo (simulações D e E) poderia ter, para que em cada hipótese analisada, as edificações em aço resistentes ao fogo fossem economicamente viáveis quando comparadas com aquelas resultantes das simulações B, C e F. A tabela VIII.68 mostra a percentagem máxima que o custo do aço resistente ao fogo poderia ser superior ao custo do aço convencional para que o primeiro fosse economicamente viável no caso destas edificações.

Através da tabela VIII.68 observa-se que quando se compara o aço resistente ao fogo da simulação D com o aço da simulação B (USI SAC 250 com $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ sugeridos pela NBR 14323) o primeiro poderá ter um custo de 8,3 a 23,2% (dependendo da situação analisada) superior ao do aço convencional para que seja economicamente viável. Isto ocorre, pois o aço resistente ao fogo permitiu uma grande redução da proteção contra incêndio quando comparado com o aço da hipótese B.

Quando comparado com a simulação C (USI SAC 250 com valores de $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ obtidos experimentalmente), para que a edificação em aço resistente ao fogo fosse economicamente viável, o custo deste não poderia ser maior que 7,2% que o do aço convencional. Pois, neste caso, a proteção adicional contra incêndio proporcionada pelo

Tabela VIII.66 – Massa de aço e custo final com proteção contra incêndio para os edifícios 1, 2 e 3.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos						
Simulação	Massa (kg)	Pilar Interno		Massa (kg)	Pilar Externo	
		Hipótese 1	Hipótese 2		Hipótese 1	Hipótese 2
		C _T (US\$)	C _T (US\$)		C _T (US\$)	C _T (US\$)
B	53.706,10	8.200,20	12.092,90	54.294,10	7.503,64	10.879,20
C	52.899,70	7.142,98	10.152,02	52.899,70	5.563,93	5.563,74
D	51.323,80	6.225,98	8.710,35	51.323,80	4.736,32	4.736,32
E	55.379,30	7.391,56	9.826,60	55.379,30	5.922,62	5.922,62
F	55.379,30	8.429,83	11.517,14	55.379,30	7.711,26	9.339,29
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos						
Simulação	Massa (kg)	Pilar Interno		Massa (kg)	Pilar Externo	
		Hipótese 1	Hipótese 2		Hipótese 1	Hipótese 2
		C _T (US\$)	C _T (US\$)		C _T (US\$)	C _T (US\$)
B	53.706,10	11.814,94	18.843,47	54.294,10	10.678,13	16.616,91
C	52.899,70	9.840,00	15.459,68	52.899,70	7.752,14	7.751,96
D	51.323,80	9.149,09	13.872,72	51.323,80	7.305,71	7.305,71
EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos						
Simulação	Massa (kg)	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3		
		C _T (US\$)	C _T (US\$)	C _T (US\$)		
C	89960,73	18.378,78	21.484,91	28.783,33		
D	87621,06	16.703,78	19.043,73	24.612,40		

Tabela VIII.67 – Custo máximo (US\$/kg) do aço resistente ao fogo para que este seja economicamente viável.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos				
Relação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)
D/B	1,13	1,15	1,15	1,22
D/C	1,09	1,10	1,09	1,09
E/F	1,06	1,07	1,07	1,10
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos				
Relação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)
D/B	1,14	1,19	1,17	1,28
D/C	1,09	1,10	1,08	1,08
EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos				
Relação	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3	
	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	Custo (US\$/kg)	
D/C	1,09	1,10	1,12	

Tabela VIII.68 – Porcentagem máxima que o custo do aço resistente ao fogo pode ser superior ao custo do aço convencional para que o primeiro seja economicamente viável.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos				
Relação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	Custo (%)	Custo (%)	Custo (%)	Custo (%)
D/B	8,3	11,0	11,0	17,3
D/C	4,8	5,8	4,6	4,6
E/F	1,8	2,9	3,1	5,9
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos				
Relação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	Custo (%)	Custo (%)	Custo (%)	Custo (%)
D/B	9,6	14,0	12,1	23,2
D/C	4,4	6,0	3,9	3,9
EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos				
Relação	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3	
	Custo (%)	Custo (%)	Custo (%)	
D/C	4,5	5,3	7,2	

ação resistente ao fogo foi menor do que aquela obtida quando comparada com a simulação B.

Quando se compara o aço da simulação E (USI FIRE 300 com f_y especificado e valores de $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ experimentais) com o aço da simulação F (USI SAC 300 com f_y especificado e valores $k_{y,0}$ e $k_{E,0}$ recomendados pela NBR 14323), observa-se que para que a estrutura em aço resistente ao fogo fosse economicamente viável, o custo deste aço não poderia ser mais que 5,9% superior (dependendo da situação analisada) ao do aço convencional. No caso da hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura interna, o aço resistente ao fogo somente seria economicamente viável se o seu custo (US\$/kg) fosse no máximo 1,8% superior ao do aço convencional.

8.5. Relações Entre o Custo com Proteção Contra Incêndio e o Custo da Estrutura em Aço

Neste item, será feita uma comparação das relações obtidas entre o custo final com proteção contra incêndio e o custo final da estrutura de aço. Para tanto, se considera a hipótese do aço resistente ao fogo possuir o mesmo preço de mercado que o aço convencional. Isto se baseia na hipótese de que futuramente a propriedade de resistência ao fogo possa ser incorporada às propriedades do aço comum. Ou seja, considerando que ao invés do fabricante fabricar dois aços estruturais (um convencional e um resistente ao fogo) ele venha a fabricar apenas um aço “convencional” sendo que este possua propriedades de resistência ao fogo. Neste caso, a demanda de utilização do aço com características de resistência ao fogo aumentaria e, assim, poderia ter seu custo de produção e comercialização reduzidos.

O mesmo fato já se observou quanto à resistência a corrosão atmosférica. No início, a maioria dos aços estruturais não possuíam resistência à corrosão e, conseqüentemente medidas de proteção eram tomadas para obtê-la. Medidas estas que oneravam bastante o custo final da estrutura. Desenvolveu-se, portanto, os aços estruturais com resistência a corrosão que minimizavam as medidas de proteção e, em muitos casos, nem mesmo

eram necessárias. Hoje se observa que a maioria dos aços estruturais produzidos no Brasil são resistentes à corrosão atmosférica, e que os aços não resistentes à corrosão vem sendo gradativamente eliminados do mercado.

A tabela VIII.69 mostra a relação entre o custo da proteção contra incêndio e o custo da estrutura metálica (apenas a massa total em aço) para cada edificação, hipóteses de proteção contra incêndio analisadas e simulações do comportamento mecânico do aço. Para o cálculo do custo final das estruturas em aço, foi considerado o custo de US\$ 1,04 o kg de aço, que é o custo atual do aço convencional (considerando fabricação dos perfis metálicos e montagem da estrutura). Na tabela VIII.69, C_T e C_E referem-se ao custo final com proteção e custo final da estrutura metálica respectivamente.

Observa-se que para todos os casos as relações C_T/C_E do aço resistente ao fogo da simulação D foram menores, principalmente quando comparado com o aço da simulação B. No caso do Edifício 1, considerando a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa por exemplo, esta relação caiu de 19,3% (simulação B) para 8,9% no caso da simulação D. No caso do edifício 3 esta relação foi de 30,8% para a simulação C e de 27,0% para a simulação D, quando considerado a hipótese 3 de aplicação de proteção contra incêndio. No caso do Edifício 1, hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa, a relação C_T/C_E foi de 16,2% para o aço convencional da simulação F (USI SAC 300) e de 10,3% para o aço resistente ao fogo da simulação E (USI FIRE 300). Observa-se que, caso o aço resistente ao fogo possuísse o mesmo custo de comercialização do aço convencional, o primeiro reduziria significativamente a relação entre o custo final com proteção e o custo final da estrutura.

Portanto, efetivamente a propriedade de resistência ao fogo traz muitos benefícios no dimensionamento de uma estrutura metálica, principalmente no que tange à redução da necessidade de material de proteção contra incêndio, o que gera uma significativa economia no custo final da estrutura (custo da estrutura em aço mais o custo com proteção contra incêndio). No capítulo 9 serão apresentadas as principais conclusões relativas aos resultados obtidos neste trabalho.

Tabela VIII.69 – Relação entre o custo final com proteção contra incêndio e o custo final da estrutura metálica em %.

EDIFÍCIO 1 - TRRF = 30 minutos				
Simulação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E
B	14,7	21,7	13,3	19,3
C	13,0	18,5	10,1	10,1
D	11,7	16,3	8,9	8,9
E	12,8	17,1	10,3	10,3
F	14,6	20,0	13,4	16,2
EDIFÍCIO 2 - TRRF = 60 minutos				
Simulação	Pilar Interno		Pilar Externo	
	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 1	Hipótese 2
	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E
B	21,2	33,7	18,9	29,4
C	17,9	28,1	14,1	14,1
D	17,1	26,0	13,7	13,7
EDIFÍCIO 3 - TRRF = 60 minutos				
Simulação	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3	
	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E	C_T/C_E
C	19,6	21,9	30,8	
D	18,3	19,8	27,0	

Capítulo 9

Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

9.1. Generalidades

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas nas análises dos edifícios 1, 2 e 3, para os quais realizou-se o dimensionamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio. Para estes edifícios, cujos TRRF's são de 30 minutos (edifício 1) ou 60 minutos (edifícios 2 e 3), foram utilizadas como material de proteção contra incêndio uma argamassa projetada e, dependendo da hipótese de proteção analisada, também a tinta intumescente. No caso dos edifícios 1 e 2, o dimensionamento dos seus pilares externos em situação de incêndio foi realizado considerando-os como estrutura interna ou externa.

No dimensionamento, foram utilizados os aços USI SAC 250, USI SAC 300 (aços convencionais) e USI FIRE 300 (aço resistente ao fogo). As seguintes simulações foram realizadas para descrever o comportamento à temperatura ambiente e em situação de incêndio destes aços:

- Simulação A: Utilização do aço USI SAC 250 com resistência ao escoamento especificada pelo fabricante ($f_y = 250$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323.
- Simulação B: Utilização do aço USI SAC 250 com resistência ao escoamento obtida experimentalmente ($f_y = 340$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323.

- Simulação C: Utilização do aço USI SAC 250 com resistência ao escoamento ($f_y = 340$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente.
- Simulação D: Utilização do aço USI FIRE 300 com resistência ao escoamento ($f_y = 370$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente.
- Simulação E: Utilização do aço USI FIRE 300 com resistência ao escoamento especificada pelo fabricante ($f_y = 300$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente.
- Simulação F: Utilização do aço USI SAC 300 com resistência ao escoamento especificada pelo fabricante ($f_y = 300$ MPa) e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade recomendados pela NBR 14323.

9.2. Massa da Estrutura

- A simulação A obteve o maior consumo total de aço para os edifícios 1 e 2, além de necessitar de perfis metálicos com altura até 100mm superior à obtida para as demais simulações.
- Para os edifícios 1 e 2, a utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente (simulações B, C e D) reduziu a massa total da estrutura em até 15% quando comparado com o resultado obtido pela simulação A. A maior redução ocorreu quando foi utilizado o aço resistente ao fogo da simulação D.

9.3. Consumo de Argamassa Para a Proteção das Edificações

- Para os edifícios 1 e 2 e em termos de espessura de proteção em argamassa, não ocorreram grandes diferenças entre os resultados obtidos para as simulações A e B. Porém, como a simulação B possui perfis metálicos menores e,

conseqüentemente, áreas superficiais inferiores, a sua utilização resultou em uma economia de até 19% em volume de proteção e de até 15% no custo final da proteção em argamassa (edifício 1, para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e verificação dos pilares como estrutura interna).

- A utilização do aço da simulação C, gerou uma economia de até 31% em termos de volume de proteção e de até 27% no custo final da proteção em argamassa quando comparado com o aço da simulação B (edifício 2, para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e verificação dos pilares como estrutura externa).
- O aço resistente ao fogo da simulação D foi o mais econômico em termos de consumo e custo final com proteção em argamassa para todas as situações. No primeiro caso permitiu uma redução de até 25 e 47% quando comparado com as simulações C e B, respectivamente (edifício 1, para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e verificação dos pilares como estrutura externa). Em termos do custo final com proteção em argamassa, a utilização do aço resistente ao fogo da simulação D permitiu uma economia de 15 e 37% quando comparado com as simulações C e B, respectivamente (edifício 1, para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa).
- O aço resistente ao fogo da simulação E permitiu uma redução de 34 e 23% em termos de volume de proteção em argamassa projetada e custo final desta proteção respectivamente, quando comparado com a simulação F (edifício 1, para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa).
- O aço resistente ao fogo da simulação D permitiu uma redução da espessura de proteção contra incêndio que variou de 10 a 33% quando comparado com o aço convencional da simulação C. Em alguns casos, esta diferença chegou a 50%. A

simulação E gerou uma redução na espessura de proteção que variou de 20 a 71%, quando comparado com a simulação F.

- Efetivamente, a utilização dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente (simulações C, D e E) proporcionou uma redução da necessidade de proteção em argamassa.
- O custo de aplicação da proteção em argamassa (que depende somente da área de aplicação) é preponderante na determinação do custo final desta para edificações com TRRF de 30 minutos. Para TRRF maiores (maior ou igual a 60 minutos), o custo devido ao volume de material a ser aplicado na estrutura torna-se mais significativo.

9.4. Consumo de Tinta Intumescente

- Para os edifícios 1 e 2, a simulação A foi mais econômica em termos de consumo e custo final de proteção com tinta intumescente, quando comparada com a simulação B. Estas economias chegaram a 53 e 39%, respectivamente (edifício 1, para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa).
- Para os edifícios 1 e 2, a simulação C permitiu uma redução de 38 e 21%, respectivamente em termos de consumo e custo com tinta intumescente quando comparado com a simulação B (edifício 1, para a hipótese 2 de aplicação de proteção e pilares verificados como estrutura interna). Devido às maiores temperaturas críticas que proporcionou aos elementos estruturais, quando os pilares foram calculados como estrutura externa, a simulação C permitiu que estes fossem projetados sem a necessidade de proteção contra incêndio. Em termos da espessura de tinta intumescente, a simulação C reduziu esta de 13 a 55% em relação a simulação B.

- Para todas as hipóteses, o aço resistente ao fogo da simulação D foi mais econômico que o aço da simulação C, por permitir temperaturas críticas maiores aos elementos estruturais. Em termos de espessura de tinta intumescente permitiu uma redução de até 30%. Quanto ao consumo e custo com tinta intumescente permitiu uma economia de até 31 e 15%, respectivamente (edifícios 1 e 2, para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura interna). Quando os pilares foram verificados como estrutura externa, a utilização do aço da simulação D eliminou a necessidade de proteção destes.
- O aço resistente ao fogo da simulação E proporcionou uma redução de aproximadamente 35% na espessura de tinta intumescente, quando comparado com o aço da simulação F. Em termos de consumo e custo final da proteção em tinta intumescente, o aço da simulação E gerou uma economia de 36 e 16% respectivamente, quando comparado com o aço da simulação F (edifício 1, para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura interna). O aço da simulação E permitiu ainda que os pilares fossem utilizados sem proteção quando estes foram verificados como estrutura externa.
- A utilização dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente (simulações C, D e E) proporcionou aos elementos estruturais maiores temperaturas críticas, o que gerou um menor consumo de tinta intumescente, levando à uma economia no custo final deste material.
- A tinta intumescente possui uma relação “custo/área de aplicação” bem superior ao da proteção em argamassa (2,4 a 3,8 vezes maior). Portanto, um bom projeto arquitetônico deve minimizar a área de aplicação deste material.

9.5. Custo Final Com Proteção Contra Incêndio

- Para todas as edificações e hipóteses de proteção contra incêndio avaliadas, a utilização do aço resistente ao fogo da simulação D foi a mais econômica. Quando comparado com o aço convencional da simulação C, a sua utilização gerou uma economia final com proteção contra incêndio que variou de 6 a 15%.
- O aço resistente ao fogo da simulação E proporcionou uma economia em custo final com proteção de até 37% quando comparado com o aço convencional da simulação F (edifício 1, para a hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa).
- No geral, para os edifícios 1 e 2, o custo com proteção obtido para a simulação A foi o maior, enquanto que o custo obtido para a simulação D foi o menor. As simulações B, C, E e F obtiveram valores intermediários. Observou-se que a utilização da resistência ao escoamento e fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente, contribuíram para a redução do custo final com proteção contra incêndio.

9.6. Dimensionamento dos Pilares Como Estrutura Externa

- A economia no custo final em proteção contra incêndio gerada pela verificação dos pilares como estrutura externa variou de 8 a 50%, dependendo da hipótese de aplicação de proteção contra incêndio e simulações realizadas.
- Para os edifícios 1 e 2, esta economia foi menor nas simulações A, B e F, por necessitarem de aplicação de proteção em alguns de seus pilares mesmo quando estes foram verificados como estrutura externa.
- Devido a não necessidade de aplicação de proteção nos pilares das simulações C, D e E, a economia em termos de custo final de proteção nestes casos chegou

a ser superior a 40% quando foi considerado a proteção dos pilares com tinta intumescente (hipótese 2 de aplicação de proteção contra incêndio).

- Para os edifícios 1 e 2 e no caso das simulações C, D e E, a utilização dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidos experimentalmente permitiu uma maior resistência aos pilares à 542,5°C (verificação dos pilares como estruturas externas), ocasionando a eliminação da proteção contra incêndio.

9.7. Acréscimo no Custo com Proteção Devido ao Aumento do TRRF

- Para os edifícios 1 e 2, o aumento do tempo requerido de resistência ao fogo (de 30 minutos no caso do edifício 1 para 60 minutos no caso do edifício 2) ocasionou um acréscimo de cerca de 40% no custo final de proteção com argamassa. Quando a proteção também envolveu a presença de tinta intumescente, este acréscimo variou entre 50 e 60%.
- Para todas as hipóteses de aplicação de proteção contra incêndio e dimensionamento dos pilares, o aço resistente ao fogo da simulação D foi mais econômico no caso do edifício 1 (TRRF = 30), quando comparado com a simulação C.

9.8. Custo do Aço Resistente ao Fogo

- Para todas as edificações e hipóteses de proteção contra incêndio analisadas, o aço resistente ao fogo (simulações D e E) foi mais econômico em termos de custo final de proteção contra incêndio.
- O aço resistente ao fogo poderia ter um custo superior ao do aço convencional de 1,8% (edifício 1, para a hipótese 1 de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura interna) a 23,2% (edifício 2, para a hipótese 2

de aplicação de proteção contra incêndio e pilares verificados como estrutura externa) para que a sua utilização se tornasse economicamente viável.

9.9. Considerações Finais

Através deste trabalho chegou-se à conclusão de que o aço resistente ao fogo, por manter uma maior resistência à alta temperatura, contribui efetivamente para a redução da necessidade de proteção contra incêndio e até mesmo a sua eliminação quando comparado com os aços convencionais. Conseqüentemente, contribui para uma redução do consumo final de proteção contra incêndio algumas vezes necessária para a proteção das estruturas, o que por sua vez, reduz o custo final com proteção. Portanto, o dimensionamento de estruturas metálicas em aço resistente ao fogo produzido no Brasil, utilizando-se as normas brasileiras de dimensionamento, também conduz a resultados bastante satisfatórios em favor da utilização deste aço.

Observou-se também que a utilização da resistência ao escoamento obtida experimentalmente reduziu a massa final da estrutura, quando comparada com a obtida utilizando-se a resistência ao escoamento mínima especificada pelo fabricante. Também foi observado que a utilização das curvas dos fatores de redução da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade obtidas experimentalmente proporcionou uma maior resistência mecânica à alta temperatura para os elementos estruturais, resultando em uma economia com proteção contra incêndio e, conseqüentemente, no custo final desta. Dessa forma, para um dimensionamento mais realista e econômico, seria interessante o conhecimento dos valores da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade à temperatura ambiente e a temperatura elevada.

9.10. Sugestões para Trabalhos Futuros

- Estudar para aços e soldas resistentes ao fogo, o comportamento em situação de incêndio de ligações rígidas e soldadas entre viga e pilar. Comparar com os resultados obtidos para a mesma ligação, porém utilizando-se aço e solda convencional.

- Implementar um programa de dimensionamento de elementos estruturais em aço que leve em conta a resistência ao escoamento referente a cada espessura de chapa, para a obtenção das resistências de cálculo à temperatura ambiente e em situação de incêndio.

Referências Bibliográficas

ARAÚJO, C. S. “*Avaliação da Soldabilidade de Aços Resistentes ao Fogo para Aplicação na Construção Civil*”. Rio de Janeiro: Escola de Engenharia da UFRJ, 1997. 167p. apud STARLING (2000).

ASSEFPOUR-DEZFULY, M., HUGAAS, B. A., BROWNRIGG, A. “*Fire Resistant High Strength Low Alloy Steels*”. *Materials Science and Technology*, v. 6, p. 1210-1214, december 1990 apud: STARLING (2000).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Ações e Segurança nas Estruturas*”- NBR 8681, Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo*”- NBR 5628, Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio – Procedimento*”. NBR 14323, Rio de Janeiro, 1999. 46p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*”. NBR 14432, Rio de Janeiro, 2000. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Forças Devidas ao Vento em Edificações*”. NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988. 110p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). “*Projeto e Execução de Estruturas de aço de Edifícios(Método dos Estados Limites)*”. NBR 8800, Rio de Janeiro, 1986. 129p.

CHIJIWA. R. *et al.* “*Development and Practical Application of Fire-Resistant Steel for Buildings*”. Nippon Steel Technical Report, n.58, p. 47-55, july 1993.

FAKURY. R. H. “*Estágio Atual dos Trabalhos de Revisão das Normas Brasileiras NBR 8800 e NBR 14323*”. I Congresso Internacional da Construção Metálica (I CICOM), São Paulo, novembro 2001. 9p.

FARIA, A. V. *et al.* “*Desenvolvimento de Aço Resistente ao Fogo*”. Metalurgia e Materiais, p.196-201, março 1996.

FIRE MASTER STEEL. “*Mantas de Fibras Cerâmicas*”. catálogo técnico.

FUSHIMI, M., CHIKARAISHI, H, KEIRA, K. “*Development of Fire-Resistant Steel Frame Buildings Structures*”. Nippon Steel Technical Report, n.66, p. 29-36, july 1995.

GUIA. L. P. “*Estudo da Capacidade Portante de Vigas Metálicas Isoladas a Altas Temperaturas Geradas por Incêndio*”. Tese de Mestrado, CT, UFF, Niterói, 1998. 131p.

JAPANESE STANDARDS ASSOCIATION. “*Method of Fire Resistance Tests for Structural Parts of Buildings*”. Japanese Industrial Standards Handbook, JIS A 1304, Tokyo, 1975.

KELLY. F. S, SHA. W. “*A Comparison of the Mechanical Properties of Fire-Resistant and S275 Structural Steels*”. Journal of Constructional Steel Research, n. 50, p. 223-233, november 1999.

KUBOTA. S., SAKUMOTO.Y. “*Development of the Fire-Protective System (Membrane System) Using Fire-Resistant Steel for Cooperative Houses*”. Nippon Steel Technical Report, n.79, p. 53-60, january 1999.

LAWSON, R. M. “*Behavior of Steel Beam-to-Column Connections in Fire*”. The Structural Engineer, v. 68, n. 14, p. 263-271, July 1990.

LLEONART, J. M. “*Resistencia al Fuego de Las Estructuras Metálicas*”. Construcciones Metalicas Y Caldereria, v.2, n.819, p. 13-20, 1988 apud STARLING (2000).

MARTINS, M. M. “*Dimensionamento de Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*”. Dissertação de Mestrado, DEES, EE/UFMG, Belo Horizonte, agosto 2000. 213p.

NEVES, I. C. “*Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Fundamentos*”. Apostila, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa, 1994. 557p.

NIPPON STEEL CORPORATION. “*Fire-Resistant Steel for Building Structural Use*”. Technical Catalogue n. AC306, Tokio, January 1992, 8p. apud: STARLING (2000).

NIPPON STEEL NEWS. “*Nippon Steel Develops New Fire-Resistant Structural Steel*”. p. 2, March-April 1989 apud: STARLING (2000).

NIPPON STEEL TECHNICAL REPORT. “*Fire-Safe Design in Buildings Using Fire-Resistant Steel Without Fire Protection*”. n. 77, p. 88-89, July 1998.

NKK NEWS. “*Fire-Proof Structural Steel Plate Developed*”. April 1989 apud: STARLING (2000).

O'CONNOR, D. J. “*Structural Engineering Design for Fire Safety in Buildings*”. The Structural Engineer, v.73, n.4, p. 53-58, February 1995 apud: STARLING (2000).

REFRASOL. “*Soluções em Proteção Contra Fogo*”. Refrasol Térmicos e Refratários, catálogo técnico.

RODRIGUES. F. C. “*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*”. Apostila, DEES, EE/UFMG, Belo Horizonte, março 2000. 36p.

SAKUMOTO, Y. *et al.* “*High-Temperature Properties of Fire-Resistant Steel for Buildings*”. Journal of Structural Engineering, v. 118, n. 2, p. 392-407, february 1992.

SAKUMOTO. Y. “*Research on New Fire-Protection Materials and Fire-Safe Design*”. Journal of Structural Engineering, v. 125, n. 12, p. 1415-1422, december 1999.

SAKUMOTO. Y. *et al.* “*Fire Resistance of Fire-Resistant Steel Columns*”. Journal of Structural Engineering, v.120, n. 4, p. 1103-1121, april 1994.

SAKUMOTO. Y., SAITO. H. “*Fire-Safe Design of Modern Steel Buildings in Japan*”. Journal of Constructional Steel Research, n. 33, p. 101-123, 1995.

SCHLEICH. J. P. *et al.* “*International Fire Engineering Design for Steel Structures: State of the Art*”. International Iron and Steel Institute, 1993. 164p.

SHA. W. “*Fire Resistance of Floors Constructed with Fire Resistance Steels*”. Journal of Structural Engineering, v. 124, n. 6, p. 664-670, june 1998.

SILVA, V. P. “*Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*”. Livro, USP, São Paulo: Zigurate Editora, 2001. 249p.

STARLING, C. M. D. “*Estrutura e Propriedades Mecânicas Durante e Após Incêndio da Solda de Aços Resistentes ao Fogo para a Construção Civil*”. Tese de Doutorado, DEMET, EE/UFMG, Belo Horizonte, julho 2000. 269p.

STEEL TIMES. “*Steel Design to Counter Fire*”. p. 383-384, september 1993: apud: STARLING (2000).

STEEL TODAY & TOMORROW. “*Fire Resistant Steel*”. n.120, p. 5-8, october-december 1992 apud: STARLING (2000).

TAIT, E. “*Dimensionamento de Estruturas de Aço Externas de Edifícios em Incêndio*”. Projeto de Dissertação de Mestrado, DEES, EE/UFMG, Belo Horizonte, 1999. 19p.

UEMORI, R. *et al.* “*AP-FIM Study on the effect of Mo Addition on Microstructure in Ti-Nb Steel*”. Applied Surface Science, v. 76-77, p. 255-260, 1994 apud: STARLING (2000).

UEMORI, R., TAMEHIRO, H., CHIJIWA, R. “*AP-FIM Analysis of Ultrafine Carbonitrides in Fire-Resistant Steel for Building Construction*”. Nippon Steel Technical Report, n. 69, p. 23-28, april 1996 apud: STARLING (2000).

UNIFRAX. “*Especificação de Produto*”. Unifrax Brasil, catálogo técnico.

USIMINAS. “*Construção Civil – Produtos e Serviços*”. Catálogo de Produtos disponibilizado na página: www.usiminas.com.br/usicivil, outubro 2000.