



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

João Flávio Braz Machado

**“ANÁLISE AVANÇADA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS MISTAS
(AÇO E CONCRETO) SOB CONDIÇÕES DE INCÊNDIO”**



UFRJ

João Flávio Braz Machado

“ANÁLISE AVANÇADA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS MISTAS
(AÇO E CONCRETO) SOB CONDIÇÕES DE INCÊNDIO”

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves
Alexandre Landesmann

Rio de Janeiro

2015

Machado, João Flávio Braz

Análise avançada para verificação de estruturas mistas (aço e concreto) sob condições de incêndio – 2015.

81.: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2015.

Orientador(es): Ricardo Valeriano Alves e Alexandre Landesmann

Análise Avançada, 2. Incêndio, 3. Modelo de Zonas 4. Estrutura. I. Alves, Ricardo Valeriano e Landesmann, Alexandre II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ANÁLISE AVANÇADA PARA VERIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS MISTAS (AÇO
E CONCRETO) SOB CONDIÇÕES DE INCÊNDIO

João Flávio Braz Machado

Orientadores:

Ricardo Valeriano Alves

Alexandre Landesmann

Dissertação de Mestrado apresentada Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Ricardo Valeriano Alves, D.Sc., UFRJ

Prof. Alexandre Landesmann, D.Sc., UFRJ

Prof. Luiz Fernando Lomba Rosa, D.Sc., UFRJ

Prof. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D.Sc., UFF

Rio de Janeiro
2015

A Deus por iluminar meus caminhos,
A todos os meus companheiros de Casarão Vermelho,
A Silvana.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a elaboração deste trabalho.

Aos meus orientadores, Professores Ricardo Valeriano e Alexandre Landesmann, pela paciência, compreensão e tempo gasto, tendo participação fundamental na elaboração desta Dissertação com sugestões, revisões, críticas, dicas, ensinamentos, etc., capazes de viabilizar e enriquecer este humilde trabalho, mas, sobretudo pelo aprendizado que levarei pelo resto da vida.

Ao amigo Professor Sérgio Hampshire, que me incentivou a ingressar no mestrado com palavras de incentivo.

À UFRJ, em particular, ao Programa de Projeto em Estruturas, representado por todos seus Professores e Funcionários, o meu sincero agradecimento.

Aos Professores Ian Burgess e Roger Plank da Universidade de Sheffield (UK) pela atenção dedicada no emprego dos modelos computacionais.

Ao CBCA pelo apoio e participação nos materiais e programa disponibilizado.

Agradeço a Professora Paula Farencena Viero por ter me orientado lá no início da minha trajetória acadêmica me estimulando não abandonar a universidade.

Agradeço, em especial, a todos aqueles que e direcionaram suas orações por minha causa, das quais fortaleceram a minha jornada diária.

RESUMO

MACHADO, João Flávio Braz. **Análise avançada para verificação de estruturas mistas (aço e concreto) sob condições de incêndio**. Rio de Janeiro. 2015. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

Este trabalho tem por objetivo a análise avançada de modelo numérico-computacional para a análise de estruturas mistas (aço e concreto) em situação de incêndio. O desenvolvimento da dinâmica do incêndio, por modelos de zonas, é feito por um modelo tridimensional de Dinâmica Computacional (programa OZone). A variação da temperatura em função do tempo nos elementos expostos ao incêndio é realizada e o comportamento estrutural é analisado por meio de comparações entre as curvas adotadas por normas e pelos resultados do programa acima descrito, que inclui a variação das relações constitutivas dos materiais, para diferentes temperaturas. A modelagem do compartimento incendiado permite a verificação da estrutura quanto à evolução das temperaturas nos elementos estruturais com relação ao tempo com a possibilidade da adoção de modelos de curvas de incêndio mais próximas da realidade. Um estudo de caso é realizado com a ajuda do programa computacional proposto. Os resultados obtidos indicam que modelos de zonas como os tratados neste trabalho, podem ser incorporados em análises de projeto em situação de incêndio, representando verificações mais realísticas e econômicas do que as usualmente realizadas.

Palavras-chave: Análise Avançada, Incêndio, Modelo de Zonas, Estruturas.

ABSTRACT

MACHADO, João Flávio Braz. **Advanced analysis for assessment of composite Structures (Steel and Concrete) under fire conditions**. Rio de Janeiro. 2015. Dissertação de Mestrado – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

This study aims to advanced analysis of numeric-computational model for the analysis of composite structures (steel and concrete) in case of fire. The development dynamics of the fire zones for models, is made by a three-dimensional computational model dynamics (Ozone program). The temperature variation depending on time in the elements exposed to fire is performed and the structural behavior is analyzed by comparing the curves and standards adopted by the results of the above program, which includes variation of the constituent ratios of the materials for different temperatures. The modeling of the burned compartment allows the examination of the structure on the evolution of temperatures in the structural elements with respect to time with the possibility of adopting models closer to reality fire curves. A case study is carried out with the help of the proposed computer program. The results indicate that models zones as those treated in this work, can be incorporated into design reviews in fire, representing more realistic checks and economical than those usually performed.

Keywords: Advanced Analysis, Fire, Zone Models, Structures.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	3
1.2. Justificativa do Tema.....	3
1.3. Organização.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo	5
2.2. Descrição e Modelagem dos Incêndios	6
2.3. Comportamento dos Incêndios	10
2.3.1. Modelagem por Zonas	11
2.3.2. Efeito da Variação da Temperatura	13
2.3.3. Programa OZone	18
2.3.4. Curvas Nominais de Incêndio	20
2.4. Elevação da Temperatura no Aço	23
2.4.1. Elementos Estruturais sem Revestimento Contra Fogo	23
2.4.2. Elementos Estruturais Envolvidos por Material de Proteção Contra Incêndio	24
2.5. Dimensionamento Estrutural	27
2.5.1. Considerações Básicas para Dimensionamento sob a Ação do Fogo ..	27
2.5.2. Barras Submetidas à Força Normal de Compressão	31
2.5.3. Barras Submetidas à Flexão	34
3. ESTUDO DE CASO.....	36
3.1. Descrição Geral do Estudo de Caso	36
3.2. Materiais Utilizados	39
3.2.1. Aço Estrutural.....	40
3.2.2. Aço de Armadura Passiva.....	40
3.2.3. Concreto Estrutural.....	40
3.3. Elementos Estruturais.....	41
3.3.1. Pilares	41
3.3.2. Vigas.....	42
3.3.3. Lajes	42
3.4. Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo.....	43
3.5. Descrição do Compartimento sob a Ação do Fogo.....	45
3.6. Solicitações.....	46

3.6.1. Carregamentos Atuantes sobre a Laje	46
3.6.2. Dimensionamento do Pilar	46
3.6.3. Dimensionamento da Viga Principal	47
3.6.4. Viga Secundária.....	47
4. RESULTADOS OBTIDOS	48
4.1. Variação da Temperatura do Gás com o Tempo	48
4.2. Variação da Temperatura nos Elementos Estruturais.....	51
4.2.1. Pilar.....	51
4.2.2. Viga Principal.....	54
4.2.3. Viga Secundária.....	57
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
5.1. Sugestões para Trabalhos Futuros	63
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
7. ANEXO A – VERIFICAÇÃO PELO PROGRAMA A3C	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio e taxa de calor liberado em compartimento (BABRAUSKAS, 2002).	7
Figura 2.2 - Comportamento do incêndio em um compartimento (CALDAS, 2008).....	9
Figura 2.3 - Caracterização do modelo de zonas e a relação entre a camada de gases quentes e as aberturas, adaptado da NFPA (2002).	12
Figura 2.4 - Curvas nominais EN 1991-1-2:2002.	21
Figura 3.1 - Perspectiva do projeto arquitetônico do edifício (PDCIDUNI, 2014).....	36
Figura 3.2 – Disposição dos pilares em planta com cotas em mm (PDCIDUNI, 2014)	37
Figura 3.3 - Construção do Bloco 34.....	38
Figura 3.4 - Disposição de varandas em planta com cotas em mm (PDCIDUNI, 2014)	39
Figura 3.5 - Detalhe dos pilares ainda sem o encamisamento.....	41
Figura 3.6 - Exemplos de armaduras dos pilares mistos (PDCIDUNI, 2014)	42
Figura 4.1 - Temperatura do gás em função do tempo de incêndio pela ISO 834	48
Figura 4.2 - Temperatura do gás em função do tempo de incêndio no Ozone	49
Figura 4.3 - Zona Fria.....	50
Figura 4.4 - Variação da altura de elevação do plano neutro	50
Figura 4.5 - Seção transversal do pilar misto em mm.....	51
Figura 4.6 - Temperatura do aço sem proteção do pilar - ISO 834 (1999)	52
Figura 4.7 - Temperatura no aço sem proteção do pilar - <i>Hot Zone</i>	53
Figura 4.8 - Temperatura do aço com proteção - ISO 834 (1999)	53
Figura 4.9 - Temperatura do aço com proteção - <i>Hot Zone</i>	54
Figura 4.10 - Temperatura do aço na viga principal sem proteção - ISO 834 (1999)...	55
Figura 4.11 - Temperatura do aço sem proteção na viga principal - <i>Hot Zone</i>	55
Figura 4.12 - Temperatura do aço na viga principal com proteção - ISO 834 (1999) ...	56
Figura 4.13 - Temperatura do aço com proteção do pilar - <i>Hot Zone</i>	57
Figura 4.14 - Temperatura do aço na viga secundária sem proteção - ISO 834 (1999) .	57
Figura 4.15 - Temperatura do aço na viga secundária sem proteção - <i>Hot Zone</i>	58
Figura 4.16 - Temperatura do aço na viga secundária com proteção - ISO 834 (1999) .	58
Figura 4.17 - Temperatura do aço na viga secundária com proteção - <i>Hot Zone</i>	59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo do TRRF em minutos conforme ABNT NBR 14432:2001.....	6
Tabela 2.2 - Fator de massividade para elementos estruturais de acordo com a ABNT NBR 14323:2013 sem e com proteção.	27
Tabela 2.3 - Coeficientes γ_g para ações permanentes consideradas separadamente	29
Tabela 2.4 - Coeficientes γ_g para ações permanentes diretas agrupadas.....	29
Tabela 2.5 - Dimensões mínimas da seção transversal, cobrimento mínimo de concreto da seção de aço e distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto (ABNT NBR 14323:2013).....	33
Tabela 2.6 - Cobrimento de concreto com função apenas do isolamento térmico (ABNT NBR 14323:2013).	33
Tabela 3.1 - Determinação do TRRF com base na ABNT NBR 14432:2001.....	44
Tabela 4.1 - Comparativo entre os valores das dimensões previstas em norma com as dimensões da seção transversal	51
Tabela 4.2 - Resumo comparativo entre os resultados das curvas de incêndio para os perfis metálicos.....	60

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

A_0	Área das aberturas
A	Área da superfície exposta da seção
A_g	Área bruta da seção transversal
A_T	Área total das superfícies do envelope do compartimento
c_a	Calor específico do aço
c_c	Calor específico da superfície do compartimento
c_g	Calor específico do gás
C_b	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme
E	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente
f_{ck}	Tensão máxima de compressão do concreto em temperatura ambiente
f_{tk}	Tensão de escoamento do aço em temperatura ambiente
f_u	Limite de resistência (à ruptura) mínimo
f_y	Resistência ao escoamento do aço a temperatura ambiente
f_{yk}	Limite de escoamento do aço
$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes diretas
$F_{Q,exc}$	Valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio
F_{Qk}	Valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação
g	Aceleração da gravidade (9.8)
G_a	Módulo de elasticidade transversal
h_k	Coefficiente de transferência de calor efetivo
H_0	Altura da abertura
k	Condutividade térmica do ar
k_c	Condutividade térmica da superfície do compartimento
$k_{E,T}$	Fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura T_a
$k_{y,T}$	Fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura T_a
L	Carga térmica
M_{cr}	Momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente
$M_{fi,Rd}$	Momento resistente
$M_{fi,Sd}$	Momento solicitante

M_{pl}	Momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente
M_r	Momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto à temperatura ambiente
\dot{m}_f	Taxa de perda de massa do combustível
\dot{m}_g	Fluxo de gás que sai pelas aberturas
$N_{fi,Rd}$	Esforço normal resistente
$N_{fi,Sd}$	Esforço normal solicitante
P_o	Profundidade do compartimento
\dot{Q}	Taxa de liberação de energia
$[Q]$	Vetor de Forças Internas
q_{loss}	Taxa de transferência de calor convectivo e radioativo da camada superior
$R_{fi,d}$	Esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio
$S_{fi,d}$	Esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio
t	Tempo
t_m	Espessura do material de proteção contra incêndio
t_p	Tempo de processamento para p processadores
t_{pt}	Tempo de penetração térmica
T_g	Temperatura do gás no compartimento do incêndio
$T_{a,t}$	Temperatura do aço no tempo t
$T_{g,t}$	Temperatura do gás no tempo t
T_∞	Temperatura ambiente
u	Perímetro da seção transversal
u_m	Perímetro efetivo da seção transversal
W_0	Largura da abertura
W_c	Largura do compartimento
X_N	Altura do plano neutro
Letras Gregas	
α_c	Coefficiente de transferência de calor por convecção
β_a	Coefficiente de dilatação térmica
γ_g	Valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas
δ_c	Espessura da superfície do compartimento

δ_y	Deslocamento vertical
Δh_c	Calor de combustão efetivo
Δt	Intervalo de tempo (não deve ser considerado maior que 5s)
ε_m	Emissividade do incêndio, valor médio definido como 0,8
ε_f	Coefficiente de emissividade
ε_u	Alongamento mínimo após ruptura
ε_{res}	Emissividade resultante
λ	Índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente
λ_m	Condutividade térmica do material de proteção contra incêndio
κ_1	fator de correção para temperatura não-uniforme na seção transversal
κ_2	fator de correção para temperatura não-uniforme ao longo do comprimento de um elemento estrutural
ν_a	Coefficiente de <i>Poisson</i>
ξ	Parâmetro de armazenagem relativa de calor
ρ	Densidade
ρ_a	Densidade do aço
ρ_c	Densidade da superfície do compartimento
ρ_∞	Densidade do ar
φ	Fluxo de calor radiativo
ΔT_g	Aumento de temperatura em relação à temperatura ambiente
χ_{fi}	Fator de redução associado à resistência
Ω	Parâmetro de ventilação

1. INTRODUÇÃO

Desde a aparição da humanidade o fogo esteve presente, onde seu conhecimento e domínio influenciaram a evolução de várias civilizações. O homem primitivo conhecia o fogo apenas em incêndios florestais- considerado como algo divino. Seu aprendizado e manuseio foram dominados para as utilidades de iluminar, cozinhar, afugentar animais e aquecimento contra o frio. Porém, houve um dia em que o fogo tornou-se incontrolável, causando ferimentos e destruição. Surgia então o primeiro incêndio e a necessidade de controlá-lo mostrou-se necessária.

Nos tempos atuais, o uso do fogo continua sendo de grande necessidade, quer nos ambientes indústrias e/ou nas moradias, sendo por vezes perdido seu controle e gerando incêndios, responsáveis por prejuízos materiais e pela perda de vidas.

As modernas edificações residenciais, comerciais, industriais ou de reunião de público, quando na sua concepção, possuem a mesma preocupação, no que tange a segurança contra incêndio e pânico. Em todos estes locais, quanto nos logradouros públicos, verifica-se uma série de medidas que demonstram a preocupação com o ser humano, como, por exemplo, a sinalizações e a iluminação de emergência dos locais de diversões públicas ou até mesmo em hidrantes urbanos.

Os objetivos da segurança contra incêndio são de mitigar o risco à vida e a perda patrimonial e os danos ao meio ambiente. O risco à vida surge devido à exposição à fumaça, ao calor e ao colapso de elementos construtivos sobre usuários e equipes de combate ao fogo. A perda patrimonial se refere à destruição parcial ou total da edificação e adjacências, equipamentos, documentos e estoques – sem deixar de mencionar lucro cessante e eventual liberação de agentes nocivos ao meio ambiente, decorrente de acidentes em plantas industriais.

Um sistema de segurança contra incêndio é formado por um conjunto de meios de proteção ativos e passivos que possa garantir a desocupação dos usuários da edificação, possibilitar as operações de combate ao incêndio e minimizar danos à edificação e suas adjacências (por questões econômicas é necessário identificar a extensão do dano que pode ser considerado admissível).

Entre os meios de proteção ativos, têm-se os detectores de calor ou fumaça, chuveiros automáticos, extintores, hidrantes, sistemas de iluminação de emergência, sistemas de controle e exaustão de fumaça, brigadas contra incêndio e outros que precisam ser acionados manual ou automaticamente.

Por sua vez, os meios de proteção passivos podem-se citar a capacidade resistente em situação de incêndio das estruturas, compartimentação, saídas de emergência, isolamento de risco, rotas de fuga, controle dos materiais de acabamento e outros incorporados à construção da edificação que não requerem nenhum tipo de acionamento para o seu funcionamento.

O estudo do comportamento de estruturas sob a ação de incêndios através dos modelos de zonas, segundo programa computacional Ozone, desenvolvido na Universidade de Liège na Bélgica, é o objetivo deste trabalho. Tal assunto pode ser visto, recentemente, com intensivas pesquisas e avanços.

Inicialmente, o conceito de temperatura crítica, pelo qual as estruturas de aço eram protegidas limitando a temperatura do aço, e o uso de tabelas para a verificação de estruturas de concreto, juntamente com ensaios experimentais, foram os principais procedimentos de verificação da capacidade resistente das estruturas em situação de incêndio.

Modelos analíticos, numéricos e experimentais cada vez mais sofisticados permitem um melhor conhecimento e entendimento do comportamento estrutural e dos materiais construtivos em situação de incêndio. Os procedimentos de projeto devem levar em conta o comportamento da estrutura em temperatura elevada, a exposição ao calor e os benefícios dos meios de proteção ativa e passiva, juntamente com as incertezas associadas e a importância relativa da estrutura.

No momento, é possível determinar de forma adequada o desempenho de uma estrutura ou de seus componentes em um incêndio real, incorporando os parâmetros citados. Modelos avançados de cálculo podem ser utilizados tanto em aproximações ou com base em desempenho. Os modelos desenvolvidos neste trabalho podem ser utilizados em análises avançadas, tanto com o objetivo de estudar soluções de projeto ou no estudo do comportamento de estruturas.

1.1. Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo a análise de estruturas com base no uso de um modelo avançado capaz de simular de forma adequada a evolução da temperatura dos gases no compartimento de estruturas de aço e mistas (aço e concreto) sob a ação de incêndio, possibilitando a verificação e o estudo de estruturas sob essas condições.

Neste interim, foram desenvolvidos modelos numéricos que abrangem desde o estudo do comportamento das seções transversais dos elementos estruturais como vigas e pilares, ao desenvolvimento de modelos de elementos finitos para a modelagem das estruturas sob altas temperaturas.

1.2. Justificativa do Tema

Dois pontos importantes contribuem para que a capacidade resistente das estruturas em situação de incêndio seja maior do que a prescrita nos métodos simplificados de cálculo: as condições reais de incêndio ao qual a estrutura está submetida e o comportamento da estrutura como um todo.

Segundo BURGESS (2005), o único caminho de se prever como uma edificação se comporta em incêndio é por meio de modelos numéricos avançados que incluam as mudanças no comportamento dos materiais em altas temperaturas, as distribuições de temperaturas nas diversas partes da estrutura e a habilidade para trabalhar adequadamente em grandes deslocamentos.

Com o objetivo de apresentar uma nova modelagem numérico-computacional a fim desenvolver a análise de estruturas em situação de incêndio, foi utilizado o programa OZone, não encontrado na literatura local, por meio dos seus resultados. Desta forma, foi possível agrupar um conjunto de análises para o desenvolvimento de modelos numéricos, comercialmente adotados, para análise de estruturas em situação de incêndio.

As pesquisas locais sobre o comportamento de estruturas em situação de incêndio são modestas, principalmente as experimentais, devido ao alto custo das instalações e equipamentos envolvidos na tarefa. Assim, o desenvolvimento de modelos capazes de

simular o comportamento de estruturas em situação de incêndio torna-se extremamente relevante.

Ao final, os resultados do programa foram validados estabelecendo seus limites de aplicação, tornando-se uma opção interessante para o desenvolvimento de pesquisas e projetos nessa área.

1.3. Organização

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica dos conceitos básicos de segurança contra incêndio, com enfoque na análise térmica dos elementos estruturais quando da ação de incêndio através de curvas e modelos numéricos, além dos programas computacionais utilizados como plataforma para o desenvolvimento do modelo apresentado neste trabalho.

No capítulo 3, apresenta-se o estudo de caso com a descrição da estrutura, seus materiais, a determinação de seus parâmetros normativos frente ao fogo.

O capítulo 4 mostra os resultados obtidos, resultantes do incêndio postulado, além do desenvolvimento do modelo gerado para a análise térmica. Dentro destes procedimentos são apresentadas as formulações e hipóteses adotadas, onde se pode destacar o desenvolvimento da modelagem por zonas em comparação, ao prescrito pelas normas brasileiras, no que se refere às seções transversais adotadas de elementos estruturais como vigas e pilares com ou sem proteção térmica.

No último capítulo são apresentadas as conclusões e as sugestões de continuidade, e finalmente, as referências bibliográficas deste trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos de engenharia de segurança contra incêndio, o comportamento térmico das estruturas em função do tempo sob a ação de incêndios, além de uma revisão bibliográfica dos conceitos encontrados na literatura.

No que concerne ao estudo das estruturas em situação de incêndio, três etapas são fundamentais: (i) a modelagem do incêndio, (ii) a análise térmica e (iii) a análise estrutural. A modelagem do incêndio, do ponto de vista estrutural, tem como objetivo obter a relação temperatura-tempo dos gases ou os fluxos de calor por radiação e convecção.

A análise térmica visa à obtenção da elevação da temperatura nos elementos estruturais a partir da relação temperatura-tempo dos gases. A elevação da temperatura é importante para avaliação das propriedades dos materiais que deverão ser utilizadas na análise estrutural. Os estudos desenvolvidos neste trabalho são voltados para as etapas de análise térmica e estrutural.

2.1. Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

O Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) representa a confiabilidade da sociedade nos mecanismos de detecção e debelação de incêndios, segundo VARGAS e SILVA (2003), sendo o TRRF de um elemento isolado, normalmente especificado por códigos normativos, e designado em função do desempenho estrutural obtido por ensaios laboratoriais (estufas e fornos). Este tempo é normalmente expresso em múltiplos de 30 minutos, como: 30, 60, 90 e 120, conforme estabelece a ABNT NBR 14432:2001.

Em procedimentos prescritivos de projeto, a especificação do TRRF tem por base critérios gerais, como o tipo e altura da edificação que estão associados à carga de incêndio, e às consequências da exposição a altas temperaturas. Nota-se que apesar da consideração de critérios gerais como a carga de incêndio e as consequências da exposição a altas temperaturas, fatores importantes, como a ventilação e as propriedades

dos materiais que compõem o compartimento, não são considerados. A Tabela 2.1 apresenta alguns exemplos de TRRF.

Tabela 2.1 - Resumo do TRRF em minutos conforme ABNT NBR 14432:2001.

Ocupação/uso	Altura da edificação				
	$h \leq 6m$	$6 < h \leq 12m$	$12 < h \leq 23m$	$23 < h \leq 30m$	$h \geq 30m$
Residencial	30	30	60	90	120
Hotel	30	60	60	90	120
Supermercado	60	60	60	90	120
Escritório	30	60	60	90	120
Escola	30	30	60	90	120
Shopping	60	60	60	90	120
Hospital	30	60	60	90	120

Segundo VARGAS e SILVA (2003), o tempo requerido de resistência ao fogo é um tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento construtivo, quando sujeito ao incêndio-padrão. A resistência ao fogo é a propriedade de um elemento estrutural resistir à ação do fogo por determinado período de tempo, mantendo sua segurança estrutural, estanqueidade e isolamento, onde aplicável.

O TRRF varia de uma especificação (normas, leis ou regulamentações) para outra, sendo fruto do consenso da sociedade, não significando a duração do incêndio ou o tempo de desocupação dos indivíduos de um edifício, muito menos o tempo necessário para a chegada do Corpo de Bombeiros.

2.2. Descrição e Modelagem dos Incêndios

A intensidade e a duração dos incêndios em edificações podem variar muito. É possível estimar o desenvolvimento da temperatura em um incêndio dentro de um compartimento sob condições adversas, desde que os parâmetros envolvidos sejam conhecidos. Parâmetros como a quantidade dos materiais combustíveis, são imprevisíveis, uma vez que variam com o tempo e de um compartimento para o outro.

Portanto, é impossível saber a relação temperatura-tempo que um edifício poderá ser exposto durante sua vida útil. Porém, é possível, com razoável probabilidade, indicar para qualquer compartimento, uma relação temperatura-tempo que não será excedida durante a vida útil da edificação. Essas relações são as bases do projeto de segurança

contra incêndio e facilitam o estudo dos componentes resistentes da edificação expostos a incêndios de várias intensidades e durações de acordo com LIE (2002).

A curva temperatura-tempo dos gases está associada à taxa de calor liberado pela combustão que pode ser representada pela Figura 2.1, que está diretamente relacionada à taxa de combustão por meio do potencial calorífico específico do material em combustão segundo BABRAUSKAS (2002). O desenvolvimento do incêndio em um compartimento, Figura 2.1, pode ser dividido em três fases: (1) crescimento do incêndio; (2) combustão permanente com um aumento rápido de temperatura; (3) redução da temperatura.

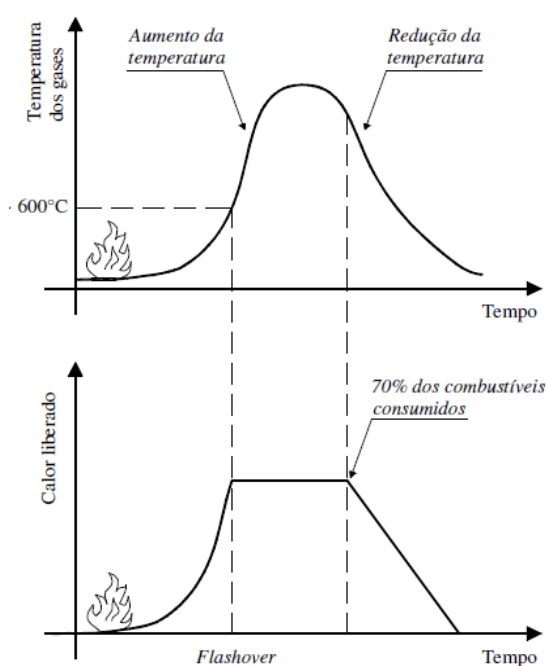


Figura 2.1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio e taxa de calor liberado em compartimento (BABRAUSKAS, 2002).

O incêndio começa a partir da combustão de um primeiro item dentro do compartimento. Durante essa fase, o incêndio é localizado e a distribuição de temperatura no compartimento é altamente variável. O perigo maior é o risco de morte devido à produção de gases quentes e fumaça.

Se o incêndio é rapidamente detectado e medidas efetivas de combates são acionadas, ele pode ser facilmente controlado e os danos e riscos são mínimos. Se não há intervenção, e o primeiro item em combustão está suficientemente distante de outros

materiais combustíveis, o incêndio pode se extinguir. O mesmo pode ocorrer caso os materiais tenham dificuldades de combustão.

Com o desenvolvimento do incêndio, se não houver quantidade suficiente de oxigênio, o incêndio pode se extinguir de fato ou apenas aparentemente. Neste caso, sendo capaz de crescer novamente se mais oxigênio entrar no compartimento. Em algumas situações, pode ocorrer uma “explosão ambiental”, chamada *backdraft*.

Para respiração humana, o mínimo de oxigênio na atmosfera é de 16% em volume (a concentração de oxigênio na atmosfera é de aproximadamente 21%). Para a combustão, o mínimo para as chamas é de 13%, e 4% é o mínimo para as brasas sendo que abaixo de 4% não há combustão. Quando a quantidade de oxigênio é pequena (abaixo de 8% em volume) e se tem calor, gases inflamáveis continuam a ser liberados no compartimento. Esses gases podem se incendiar rapidamente se houver uma entrada suficiente de oxigênio no ambiente, provocando o *backdraft*.

Na engenharia estrutural, assume-se que o incêndio se espalha, e que há quantidade suficiente de oxigênio para que ele não se extinga. Durante o crescimento do incêndio, fase (1) ou *pré-flashover*, gases quentes e fumaça são liberados a partir da combustão dos materiais. Esses gases que geram as curvas da Figura 2.1, e se acumulam na parte superior do compartimento, definindo, juntamente com as aberturas (janelas e portas) duas zonas: uma zona superior de gases quentes e uma zona inferior de ar fresco.

A divisão entre as zonas superior e inferior é denominada plano neutro, acima do qual os gases fluem para fora do compartimento, e abaixo do qual o ar fresco entra no compartimento. Nessa fase, em geral o incêndio é controlado pelo combustível (quantidade ou facilidade de combustão).

O volume de gases torna-se estável enquanto ocorre um aumento da radiação e temperatura devido a contínua combustão, o que leva à ignição de todos os materiais combustíveis no compartimento (a temperatura de ignição da madeira exposta a um fluxo de calor mínimo é de aproximadamente 250°C (BABRAUSKAS, 2002). Tal fenômeno, no qual todos os materiais combustíveis encontram-se envolvidos pelo fogo, é conhecido como *flashover* (inflamação generalizada).

O *flashover* está associado principalmente ao fluxo de calor recebido pelos materiais que ainda não entraram em combustão (CADORIN, 2003). Este fluxo,

transmitido por convecção e radiação, está associado às temperaturas do contorno (paredes e teto) e, portanto, à temperatura dos gases quentes que formam a zona superior. Com base em resultados de várias pesquisas, adota-se para o fluxo o valor de 20 kW/m^2 e para a temperatura 600°C .

Após o *flashover*, tem-se a fase (2) ou *pós-flashover*, onde a temperatura aumenta rapidamente. Nessa fase, a extinção do incêndio é quase sempre impossível e as equipes de combate se concentram em prevenir a propagação para outros compartimentos ou edifícios vizinhos.

Na fase (a), a Figura 2.2, elucida o exposto anteriormente quando o incêndio entra em um estado estável de combustão e, portanto, a taxa de calor liberado também se torna constante (b). A taxa de combustão depende principalmente da quantidade de ar que entra no compartimento, ou seja, o incêndio é controlado pela ventilação (c). A temperatura permanece alta e os danos à estrutura, também, atingem o máximo (d). Essa é a fase mais relevante para a engenharia estrutural. Após um período de combustão, muitos materiais são consumidos e a taxa de combustão começa a diminuir. Nesse ponto, cerca de 70% dos materiais foram consumidos (este é o ponto em que começa o decréscimo na taxa de calor liberado (e)).

O incêndio entra, então, na terceira fase, na qual as temperaturas diminuem e o incêndio se extingue quando todos os materiais combustíveis são consumidos.

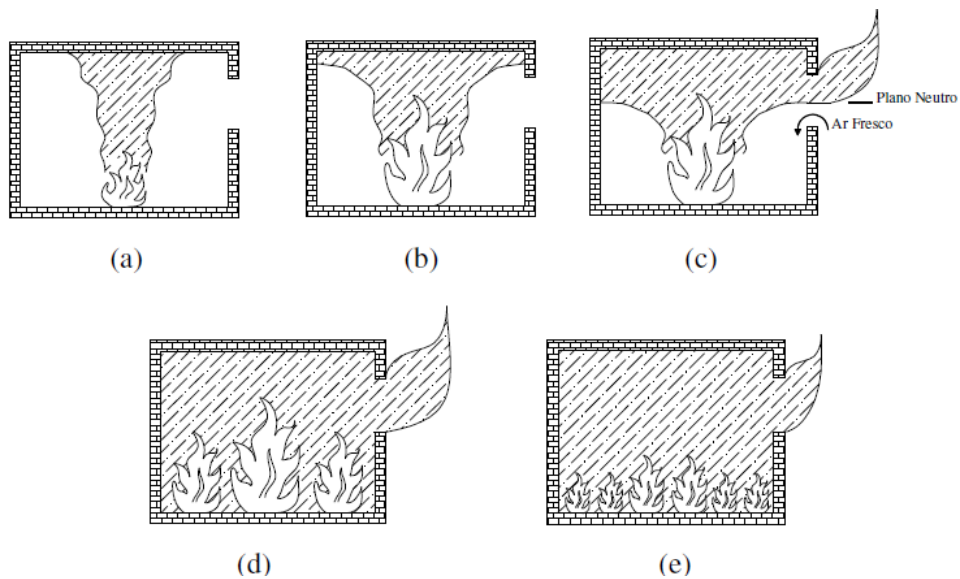


Figura 2.2 - Comportamento do incêndio em um compartimento (CALDAS, 2008).

Nos modelos analíticos, um grande número de ensaios é executado nos quais diferentes parâmetros são avaliados. Análises de regressão são realizadas estabelecendo relações entre as variáveis de saída (taxa de combustão, temperatura dos gases no incêndio, quantidade de gases quentes) e variáveis de entrada como carga de incêndio e ventilação. Devido à complexidade do problema, somente em poucos casos, soluções analíticas podem ser encontradas.

As curvas de incêndio parametrizado e incêndio localizado apresentadas pelo EN 1991-1-2:2002, e as são as curvas de incêndio nominais como a do incêndio-padrão são exemplos mais simples onde o tempo requerido de resistência ao fogo incorpora as diversas variáveis do problema de uma maneira subjetiva.

CALDAS *et al.* (2006) utilizaram em seus trabalhos códigos computacionais para obtenção da relação temperatura-tempo dos gases em um compartimento para posterior análise da estrutura, demonstrando a possibilidade de economia com a utilização de métodos avançados de cálculo em seus procedimentos. Neste mesmo sentido, PANNONI *et al* (2005a,b) também utilizaram o programas avançados para simular o comportamento do incêndio em compartimentos.

Devido a incertezas constantes sobre fatores como o local do início do incêndio, condições de ventilação dos ambientes, aleatoriedade das aberturas e a variedade nas propriedades dos materiais que formam o compartimento, existe uma necessidade de uma aproximação probabilística mais adequada para modelagem dos incêndios postulados.

Porém, devido à falta de informação sobre tais distribuições probabilísticas e à natureza complexa do processo de formação, utilizam-se aproximações determinísticas considerando-se os casos mais desfavoráveis.

2.3. Comportamento dos Incêndios

O comportamento dos incêndios carece de modelagem por processos sofisticados e tem atraído a atenção de vários pesquisadores. Como resultado de tais estudos, muitos modelos têm sido desenvolvidos como, por exemplo, modelos analíticos com modelagens por zonas.

2.3.1. Modelagem por Zonas

A análise computacional proposta procura estimar a evolução das temperaturas em um compartimento em incêndio, onde se assume a ocorrência do *flashover*. As análises desenvolvidas neste trabalho foram extraídas e implementadas a partir das prescrições do *Handbook of Fire Protection Engineering* da NFPA (2002) para o modelo de zonas; do EN 1991-1-2:2002 e das curvas nominais de incêndio. A modelagem do incêndio utilizada é feita com base no modelo de zonas, que tem como base as curvas nominais de incêndio, cujas formulações utilizadas são descritas mais adiante.

A modelagem por zonas é tida como sendo uma aproximação bastante válida, onde o incêndio é dividido em poucas e grandes zonas com diferentes características. Por exemplo, para a fase *pré-flashover*, o compartimento incendiado pode ser dividido em duas zonas: uma zona superior de gases quentes e uma zona inferior de ar fresco, mostrada na Figura 2.3.

Assume-se que cada zona possua propriedades uniformes como temperatura e concentração de gases. Os resultados obtidos para compartimentos de geometria regular fornecem uma modelagem por zonas com um bom entendimento do comportamento do incêndio.

A caracterização do modelo de zona (zone model), ou modelo de duas camadas (two-layer model) da Figura 2.3 considera o foco do incêndio como um ponto no ambiente abaixo do teto, que libera energia e produtos de combustão (massa). Estes produtos quentes formam uma pluma demonstrada na mesma ilustração, que devido ao efeito de empuxo, movimentam-se para o teto. Neste movimento, o ar frio que está ao redor é sugado para a pluma, o que diminui a sua temperatura e aumenta o seu volume.

Quando a pluma atinge o teto, ela se espalha e forma uma camada de ar quente, que cresce conforme a pluma continua a gerar gases quentes. É assumido que o único ponto de troca de calor entre o ar e a camada de gases quentes é a pluma. Com o aumento do seu volume há uma tendência em se atingir o nível de aberturas, como portas e janelas, por onde os gases irão fluir. Para compensar esta fuga, o ar do ambiente externo entrará no compartimento.

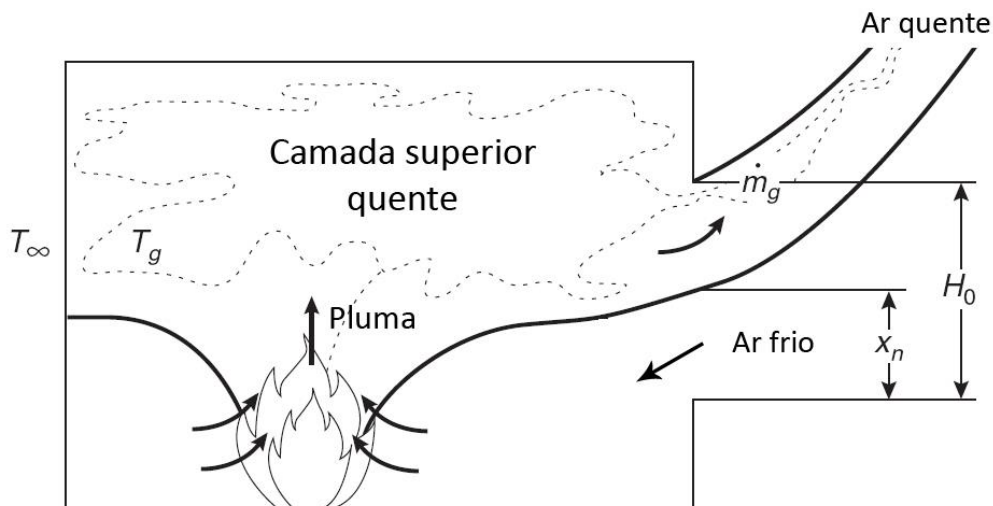


Figura 2.3 - Caracterização do modelo de zonas e a relação entre a camada de gases quentes e as aberturas, adaptado da NFPA (2002).

O conceito do modelo de duas zonas assume que a composição das camadas é uniforme, ou seja, temperatura e outras propriedades são constantes dentro de cada camada. Entretanto, as temperaturas irão variar durante o desenvolvimento do incêndio e a temperatura da camada superior permanecerá maior, sendo esta uma das características mais importantes para este modelo de incêndio.

As suposições adotadas nesta modelagem poderão ser menos válidas para espaços muito grandes ou para espaços longos como corredores com *shafts*. Esta abordagem emergiu internacionalmente em meados da década de 70, quando os esforços para os estudos do desenvolvimento de incêndios se intensificaram.

O princípio básico adotado para calcular a temperatura em um compartimento incendiado é a conservação de energia, que segundo a NFPA (2002): “a energia adicionada à camada superior pelo incêndio é igual à energia perdida pela camada superior para aquecer os gases mais o tempo para a troca de energia dentro da camada mais quente”.

Para formular expressões para a conservação da energia de maneira prática, algumas simplificações precisam ser assumidas. As propriedades das camadas inferior e superior são assumidas como espacialmente uniformes, mas podem variar com o tempo.

Temperatura e propriedades do ar são associadas com a definição de gases ideais e homogêneos da NFPA (2002). As principais definições na aplicação das leis de conservação são:

- (i) o gás é considerado ideal, com densidade e calor específico constante;
- (ii) a troca de massa nas partes livres do contorno é geralmente causada por convecção natural ou forçada, ou pelo processo do empuxo;
- (iii) a combustão é tratada como fonte de massa e energia;
- (iv) a pluma chega ao teto do compartimento instantaneamente, isto é, não é computado o tempo deste transporte;
- (v) a seção horizontal do compartimento possui área constante, devendo ser considerada retangular;
- (vi) a pressão no compartimento é convencionalizada como uniforme na equação de energia, porém variações hidrostáticas são consideradas para diferenças de pressão nas aberturas do recinto (em geral a pressão no compartimento é muito maior que as variações hidrostáticas);
- (vii) o fluxo de massa dentro da pluma é devido a um processo turbulento, dado quando o ar ao redor da pluma é sugado para dentro da mesma, como resultado do empuxo;
- (viii) efeitos de atrito entre os fluidos e as partes sólidas são ignorados neste modelo.

2.3.2. Efeito da Variação da Temperatura

A variação de temperatura em um compartimento em incêndio é influenciada principalmente pela geração de energia devido ao processo de combustão. A taxa de liberação de energia, \dot{Q} [kW], é igual à taxa de perda de massa de um combustível, \dot{m}_f [kg/s], multiplicada pelo calor de combustão deste combustível Δh_c [kJ/kg], ou seja:

$$\dot{Q} = \dot{m}_f \Delta h_c \quad \text{Eq. (2-1)}$$

O calor de combustão efetivo é esperado em um incêndio onde existe a combustão incompleta e geralmente é descrito como uma fração do calor de combustão teórico.

Para calcular as temperaturas em um compartimento em incêndio é fundamental o conhecimento desta grandeza, pois ela torna possível o cálculo da taxa de liberação de energia (NFPA, 2002).

A habilidade de prever as temperaturas alcançadas durante um incêndio é de grande importância para a prática da proteção contra incêndios. A importância para a identificação destas temperaturas inclui:

- (i) verificação de danos à estrutura e outros bens;
- (ii) ignição em outros compartimentos e objetos;
- (iii) o início do *flashover*.

a) Temperaturas antes do *Flashover*

O método que será apresentado foi desenvolvido por MCCAFFREY *et al.* (1981). Para a solução aproximada do conjunto de equações para a conservação da energia, os autores utilizaram expressões simples para a conservação de energia, estabelecendo uma correlação com dados experimentais para obter uma aproximação da temperatura na camada superior em um compartimento em incêndio.

Aplicando as leis de conservação de energia à camada superior, obtém-se:

$$\dot{Q} = \dot{m}_g c_g (T_g - T_\infty) + q_{loss} \quad \text{Eq. (2-2)}$$

Onde:

- \dot{Q} representa a energia gerada pelo incêndio;
- $[\dot{m}_g c_g (T_g - T_\infty)]$ é a energia transportada da camada superior para o gás que flui pelas aberturas;
- q_{loss} [kW] é a taxa de transferência de calor convectivo e radiativo da camada superior, que é aproximadamente igual à taxa de condução de calor para as superfícies do compartimento, podendo ser aproximada pela expressão:

$$q_{loss} = h_k A_T (T_g - T_\infty) \quad \text{Eq. (2-3)}$$

Onde:

- $h_k [kW/m.K]$ é o coeficiente de transferência de calor efetivo;
- $A_T [m^2]$ é a área total das superfícies do envelope do compartimento;
- $T_\infty [K]$ é a temperatura ambiente.

Substituindo a Eq. (2-3) na Eq. (2-2), obtém-se o aumento de temperatura em termos de dois grupos adimensionais:

$$\frac{\Delta T_g}{T_\infty} = \frac{\dot{Q}/(c_g T_\infty \dot{m}_g)}{1 + h_k A_T / (c_g \dot{m}_g)} \quad \text{Eq. (2-4)}$$

Onde:

- ΔT_g em $[K]$ é o aumento de temperatura em relação à temperatura ambiente, ou seja, $(T_g - T_\infty)$.

Desta forma, o fluxo de massa da camada quente que flui pelas aberturas pode ser escrito como:

$$\dot{m}_g = \frac{2}{3} C_d W_0 H_0^{3/2} \rho_\infty \left[2g \frac{T_\infty}{T_g} \left(1 - \frac{T_\infty}{T_g} \right) \right]^{1/2} \left(1 - \frac{X_N}{H_0} \right)^{3/2} \quad \text{Eq. (2-5)}$$

Onde:

- C_d é o coeficiente de impedimento da abertura (usualmente $\cong 0.7$);
- W_0 e $H_0 [m]$ são respectivamente a largura e a altura da abertura; $\rho_\infty [kg/m^3]$ é a densidade do ar;
- $g [m/s^2]$ é a aceleração da gravidade;
- $X_N [m]$ é a altura do plano médio da abertura.

Como X_N depende principalmente de T_g , \dot{Q} e de fatores de geometria (W_0 e H_0), \dot{m}_g pode ser substituído por $(\sqrt{g} \rho_\infty A_0 \sqrt{H_0})$. Assim, com base na análise dos experimentos realizados por MCCAFFREY *et al.* (1981), a Eq. (2-4) pode ser reescrita na seguinte forma, onde $A_0 [m^2]$ é a área das aberturas:

$$\Delta T_g = 480 \left(\frac{\dot{Q}}{\sqrt{g} c_g \rho_\infty T_\infty A_0 \sqrt{H_0}} \right)^{2/3} \left(\frac{h_k A_T}{\sqrt{g} c_g \rho_\infty A_0 \sqrt{H_0}} \right)^{-1/3} \quad \text{Eq. (2-6)}$$

Os coeficientes 480, (2/3) e (-1/3) foram determinados pela correlação das expressões com os dados obtidos por cerca de 100 incêndios experimentais (MCCAFFREY *et al.*, 1981). Nestes estudos, comparados compartimentos com altura variando de 0,3m até 2,7m e áreas de 0,14m² até 12,0m²

Substituindo os seguintes valores para condições ambientes na Eq. (2-6):

$g = 9.8 \text{ m/s}^2$, $c_g = 1.05 \text{ kJ/kg.K}$, $\rho_\infty = 1.2 \text{ kg/m}^3$, $T_\infty = 295 \text{ K}$, obtém-se:

$$\Delta T_g = 6.85 \left(\frac{\dot{Q}^2}{A_0 \sqrt{H_0} h_k A_T} \right)^{1/3} \quad \text{Eq. (2-7)}$$

O coeficiente de transferência de calor h_k pode ser determinado usando a aproximação para o estado estacionário, em que o tempo de exposição, t , é maior que o tempo de penetração térmica, t_p por:

$$h_k = \frac{k}{\delta} \quad \text{para } t > t_p \quad \text{Eq. (2-8)}$$

O tempo de penetração térmica t_p é definido por:

$$t_p = \left(\frac{\rho_c c_c}{k_c} \right) \left(\frac{\delta_c}{2} \right)^2 \quad \text{Eq. (2-9)}$$

Onde:

- ρ_c [kg/m^3] é a densidade da superfície do compartimento;
- c_c [kJ/kg.K] é o calor específico da superfície do compartimento;
- k_c [kW/m.K] é a condutividade térmica da superfície do compartimento;
- δ_c [m] é a espessura da superfície do compartimento.

Quando o tempo de exposição for menor que o tempo de penetração, uma aproximação com base na condução em um sólido semi-infinito é utilizada:

$$h_k = \left(\frac{k_c \rho_c c_c}{t} \right)^{1/2} \quad \text{para } t \leq t_p \quad \text{Eq. (2-10)}$$

Caso haja diferentes materiais formando as paredes e tetos, uma média ponderada na área deverá ser utilizada. As limitações no uso deste método para estimar as temperaturas são os seguintes (MCCAFFREY *et al.*, 1981):

(i) a correlação é estável para temperaturas de camada superior até aproximadamente 600°C;

(ii) aplicável a incêndios estacionários ou para dependentes do tempo, desde que a resposta para o fenômeno de condução seja transiente;

(iii) não é aplicável para incêndios de desenvolvimento muito rápido em grandes ambientes, em que haja uma rápida evolução do crescimento do incêndio antes dos produtos de combustão fluir pelas aberturas;

(iv) a taxa de liberação de energia do incêndio deve ser determinada por experimentos ou outras correlações;

(v) as características do tempo de crescimento do incêndio t e do tempo de penetração térmica t_p dos materiais do compartimento devem ser determinadas com o intuito de obter o coeficiente de transferência de calor efetivo.

b) Temperaturas após o *flashover*

O método empregado aqui para calcular as temperaturas em ambientes após o *flashover* foi desenvolvido por LAW (1983). A área de superfície do compartimento por onde o calor gerado pelo incêndio se perde é expresso por $(A_T - A_o)$.

Para certa carga de incêndio conhecida, os compartimentos que possuem diferentes valores de A_T , A_o ou altura H_o apresentarão um diferente balanço de calor, e por isso as temperaturas nestes compartimentos serão diferentes. Um parâmetro que expressa esta diferença é:

$$\Omega = \frac{(A_T - A_o)}{A_o \sqrt{H_o}} \quad \text{Eq. (2-11)}$$

Onde:

A_o é área das aberturas e H_o é altura de abertura;

Para valores pequenos de Ω (alta ventilação), a taxa de liberação de calor é a máxima, porém, o calor perdido para as aberturas e a temperatura resultante é baixo. Para valores altos de Ω (baixa ventilação), há pouco calor perdido para o exterior, e a taxa de calor liberado é pequena, com a temperatura novamente baixa. Para propósitos de projeto LAW (1983) definiu a relação como:

$$T_{g(máx)} = 6000 \frac{(1 - e^{-0.1\Omega})}{\sqrt{\Omega}} \quad \text{Eq. (2-12)}$$

A Eq. (2-12) representa um limite superior para o aumento de temperaturas para certo Ω . Entretanto, se a carga de incêndio é baixa, o valor pode não ser obtido corretamente. A importância do efeito da carga térmica também depende de A_T e A_o e pode ser expresso por:

$$T_g = T_{g(máx)}(1 - e^{-0.05\varphi}) \quad \text{Eq. (2-13)}$$

$$\varphi = \frac{L}{[A_o(A_T - A_o)]^{0.5}} \quad \text{Eq. (2-14)}$$

Onde: L representa a carga térmica (por exemplo: madeira) em kg. O efeito do incêndio no compartimento não depende apenas de T_g , mas também da duração do aquecimento. Tal efeito pode ser mensurado por:

$$\tau = \frac{L}{\dot{m}_f} \quad \text{Eq. (2-15)}$$

Para questões de projeto, as equações podem ser desenvolvidas para expressar uma correlação com resultados de experimentos, conforme dado por LAW (1983):

$$\dot{m}_f = 0.18A_o\sqrt{H_o(W_c/P_o)} - e^{-0.036\Omega}\varepsilon < 60 \quad \text{Eq. (2-16)}$$

Sendo: W e P [m] são respectivamente a largura e a profundidade do compartimento.

As temperaturas resultantes deste processo são médias, obtidas durante o estágio de desenvolvimento total do incêndio. Os incêndios são assumidos como controlados pela ventilação, para os valores estimados em massa. É assumido que 1kg de madeira gera 18,8MJ ao total.

Para demais combustíveis, basta substituir o valor da taxa de perda de massa (Eq. 2-16), o que pode ser extraído por meio de experimentos, como por exemplo, resultados disponibilizados na base de dados chamada FASTDATA (BFRL/NIST, 1999).

2.3.3. Programa OZone

A ferramenta computacional Ozone, elaborada nas pesquisas de CADORIN (2003) e desenvolvida pelo Departamento de Mecânica, Materiais e Estruturas da

Universidade de Liège na Bélgica utiliza o conceito de modelagem por zonas e modelos analíticos para obtenção da relação temperatura-tempo dos gases no incêndio.

O programa apresenta um modelo avançado de análise estrutural sob a ação de incêndio, mais especificamente, nos modelos de zona. A sua aplicação ao cálculo estrutural em situação de incêndio engloba a determinação da temperatura dos gases nos compartimentos, para que seja possível encontrar, em seguida, a temperatura nos elementos estruturais e dimensionamento em situação de incêndio.

A modelagem por zonas é descrita como um modelo numérico que divide os espaços físicos em estudo em diferentes zonas. Os modelos de zona mais comuns dividem um compartimento em duas zonas, uma zona superior mais quente e uma inferior mais fria.

Todavia, os modelos computacionais desenvolvidos no OZone incluem modelos de cálculo de uma ou duas zonas com abordagem de transição, onde o usuário pode definir a curva desenvolvimento do incêndio, a composição das paredes, além de permitir a adoção de aberturas através de ventilação e calcular o comportamento de elementos de aço estrutural através fórmulas dos eurocódigos.

Os modelos, utilizados pelo programa, são ferramentas numéricas comuns para a avaliação da temperatura, com base no desenvolvimento dos gases, no interior de um compartimento, durante o curso de um incêndio.

Com base em um determinado número de hipóteses, que são práticas de serem utilizados, e que proporcionam uma boa avaliação da situação, desde que sejam utilizados dentro do seu campo real da aplicação, do qual as tornam ferramentas essenciais nas aplicações de engenharia de segurança contra incêndio.

A principal hipótese adotada nos modelos criados a partir do OZone é a de que os compartimentos estão divididos em espaços em que a distribuição de temperatura é uniforme em qualquer momento.

Nestes modelos de uma zona, a temperatura é considerada uniforme dentro de todo o compartimento. Este tipo de modelo é válido em caso de incêndios plenamente desenvolvidos, ao contrário de modelos de duas zonas que são válidos em caso de

incêndios localizados. Neste último caso, há uma camada mais quente, que fica perto do teto e uma camada mais fria que está perto do chão.

A versão utilizada no escopo deste trabalho traz, por exemplo, os modelos de parede que são feitos pelo método dos elementos finitos, e que, além disso, fornecem diferentes modelos de combustão para o desenvolvimento e cobertura de diferentes hipóteses de utilização da ferramenta. O objetivo da modelagem computacional efetuada pelo OZone é de apresentar, por um lado um novo modelo de incêndios em um compartimento e, por outro lado, a validação em escala dos testes de fogo.

O programa possui uma interface amigável para a entrada dos dados de acordo com a necessidade da análise estrutural, sendo que os dados introduzidos, usualmente, nos modelos numéricos do programa são: a geometria do compartimento, os materiais (incluindo todas as paredes, pavimentos e tetos), número de janelas (ou orifícios) e o seu tamanho, os perfis utilizados, densidade de carga de incêndio no compartimento e a taxa de libertação de calor.

2.3.4. *Curvas Nominais de Incêndio*

As curvas de incêndio-padrão são idealizadas para ensaios experimentais de elementos submetidos a altas temperaturas. Sua formulação não leva em consideração nenhuma característica da compartimentação e, portanto, não possui nenhuma correlação com o incêndio real.

Diversas normas internacionais, como o EN 1991-1-2:2002 e as normas nacionais, como a ABNT NBR 14323:2013, permitem a substituição da análise da estrutura sujeita ao incêndio real por um tempo de exposição de referência à curva de incêndio-padrão.

Neste caso, o processo de aquecimento é controlado de acordo com uma curva padronizada de tempo *versus* temperatura estabelecida internacionalmente e referenciada pela ISO 834 -1 (1999) que foi incluída no EN 1991-1-2:2002 e na ABNT NBR 14432:2001.

Tal curva, também ilustrada na Figura 2.4, é caracterizada pelo aquecimento contínuo do ambiente em função do tempo de incêndio transcorrido, mantendo-se, contudo, uma taxa de aquecimento decrescente. Os resultados obtidos pela utilização da

curva permitem uma avaliação padronizada, sobre a severidade do fogo sobre um dado componente estrutural.

Em procedimentos prescritivos de projeto e em ensaios padronizados, a temperatura é calculada segundo a curva do incêndio-padrão, utilizada para incêndios à base de materiais celulósicos (ver Figura 2.4, EN 1991-1-2:2002; ABNT NBR 14432:2001; ISO 834 -1:1999)

$$T_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad \text{Eq. (2-17)}$$

Onde:

- T_g é a temperatura dos gases em graus Celsius;
- t [min] é o tempo de desenvolvimento do incêndio.

Para incêndios devido à combustão de materiais formados por hidrocarbonetos, a relação temperatura-tempo (EN 1991-1-2:2002) deve ser utilizada:

$$T_g = 20 + 1080 (1 - 0.325e^{-0,167t} - 0.675204e^{-12,5t}) \quad \text{Eq. (2-18)}$$

Para estruturas externas, localizadas fora do compartimento incendiado, mas que, sofrem a ação do incêndio através de aberturas, o EN 1991-1-2:2002 apresenta a expressão:

$$T_g = 20 + 660 (1 - 0.687e^{-0,32t} - 0.313e^{-3,8t}) \quad \text{Eq. (2-19)}$$

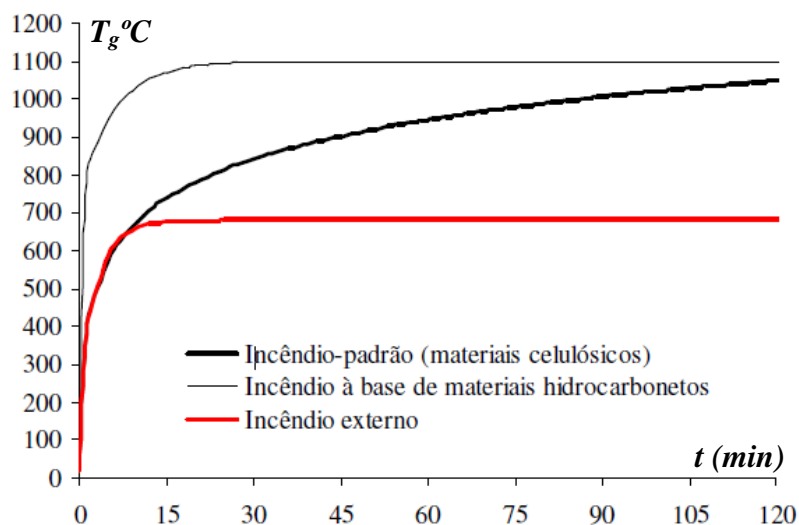


Figura 2.4 - Curvas nominais EN 1991-1-2:2002.

A partir da análise da Figura 2.4, observa-se que as curvas nominais apresentam um crescimento constante da temperatura, diferentemente do que ocorre em um incêndio real. Todavia, WANG (2002) para validar as curvas à exposição ao incêndio padrão, um tempo limite de exposição é especificado, isto é, Tempo Requerido de Resistência ao Fogo já descrito na seção 2.1.

Apesar das limitações, a utilização do incêndio-padrão tem muitas vantagens em relação às condições reais de exposição ao incêndio:

- (i) o conceito de TRRF tem uma longa história e está bem relacionado com a segurança em incêndio, apresentando resultados seguros na utilização em projetos;
- (ii) tem-se um grande conhecimento obtido a partir de ensaios utilizando a relação temperatura-tempo do incêndio-padrão, porém pouco se tem para outras relações temperatura-tempo;
- (iii) a curva do incêndio-padrão tem somente uma relação temperatura-tempo, sendo de fácil utilização em projetos.

Devido a estas vantagens, tentativas têm sido feitas para correlacionar incêndios naturais ao incêndio-padrão. Todavia, mesmo para estruturas desprovidas de qualquer tipo de material de proteção contra incêndio, à utilização de métodos avançados de análise térmica e estrutural para estruturas de aço sob condições de incêndio, como os desenvolvidos em LANDESMANN (2003).

Os métodos avançados possibilitam o atendimento dos requisitos de resistência ao fogo de um modo mais preciso do que aqueles tradicionalmente previstos pelas especificações simplificadas estabelecidas em normas.

Além disso, permitem ao projetista a especificação mais racional do uso de materiais de proteção passiva contra incêndio, quando necessários. Contudo, deve-se ter em mente que a combinação de sistemas ativos de proteção das estruturas, baseados no conceito de monitoramento e extinção, aliados a análises estruturais, proporcionam uma substancial redução nos requisitos de resistência ao fogo (TRRF), como será visto no Capítulo 4.

2.4. Elevação da Temperatura no Aço

2.4.1. Elementos Estruturais sem Revestimento Contra Fogo

Para elementos estruturais pertencentes a estruturas interna sem a presença de material de proteção contra incêndio, a elevação temperatura $\Delta T_{a,t}$, para um dado intervalo de tempo Δt (em segundos), é determinada individualmente para cada segmento da seção-transversal, de acordo com a seguinte expressão (ABNT NBR 14323:2013):

$$\Delta T_{a,t} = \frac{u/A}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t, \text{ para } \Delta T_{a,t} > 0 \quad \text{Eq. (2-20)}$$

Nesta expressão, φ representa o fluxo de calor por unidade de área, sendo composto por duas parcelas, respectivamente associadas à convecção φ_c e à radiação φ_r , conforme dado a seguir:

$$\varphi = \varphi_c + \varphi_r \quad \text{Eq. (2-21)}$$

Onde:

$$\varphi_c = \alpha_c (T_g - T_m) \quad \text{Eq. (2-22)}$$

$$\varphi_r = 5,67 \cdot 10^{-8} \varepsilon_{res} [(T_g + 273)^4 - (T_a + 273)^4] \quad \text{Eq. (2-23)}$$

Nas expressões ilustradas pelas Eq. 2-21 a 2.23, os seguintes parâmetros foram introduzidos (ABNT NBR 14323:2013):

- α_c refere-se ao coeficiente de transferência de calor por convecção tomado como $25 \text{ W/m}^2\text{°C}$;
- T_g é a temperatura do ambiente, em °C, obtida em função de curvas tempo-temperatura, conforme apresentado anteriormente pela Seção 2.2;
- T_a é a temperatura na superfície do aço, em °C;
- ε_{res} corresponde a emissividade resultante, podendo ser tomada igual a 0,5; o valor de $5,67 \cdot 10^{-8}$ representa a constante de *Stefan-Boltzmann*;

- u/A representa o fator de massividade de elementos estruturais de aço sem proteção contra incêndio, dado em m^{-1} ;
- ρ_a é a massa específica do aço, que pode ser considerada independente da temperatura, com valor igual a 7850 kg/m^3 .

O valor de Δt não pode ser tomado maior que $25000 (u/A)^{-1}$. No entanto, recomenda-se não tomar Δt superior a 30 segundos. Além disso, algumas expressões para determinação do fator de massividade u/A para peças de aço sem proteção são dadas na Tabela 2.2. Ao se usar a equação em 2.20, o valor do fator de massividade u/A não pode ser tomado menor que 10 m^{-1} .

A ABNT NBR 14323:2013 permite a adoção, em alguns casos, distribuição uniforme de temperatura utilizando-se os valores do fator de massividade indicados na Tabela 2.2.

2.4.2. *Elementos Estruturais Envolvidos por Material de Proteção Contra Incêndio*

Para perfis metálicos envolvidos por materiais de proteção contra incêndio, os mecanismos básicos de transferência de calor permanecem idênticos àqueles apresentados para elementos desprotegidos. Contudo, a baixa condutividade do material de proteção superficial induz uma considerável redução na taxa de aquecimento da seção de aço.

Por outro lado, a própria camada de revestimento térmico possui capacidade de armazenar uma devida quantidade de calor, mesmo sendo pequena, o que ocasiona um substancial retardamento no processo de aquecimento do aço.

Segundo a metodologia proposta pela ABNT NBR 14323:2013, assume-se que a superfície exposta ao fogo do material de revestimento térmico, encontra-se sob a mesma temperatura do meio aquecido, ou seja, com a mesma temperatura do ar.

Tal hipótese é válida desde que uma parcela mínima do calor incidente na camada protetora seja utilizada no cálculo do aumento da temperatura do material de revestimento térmico, o que é bastante razoável, uma vez que o coeficiente de condução do ar é substancialmente baixo em relação ao aço (WOOLLEY, 1992).

Utilizando o procedimento incremental-simples, semelhante àquele proposto anteriormente para perfis aparentes, utiliza-se a expressão 2.24, originalmente prescrita pela ABNT NBR 14323:2013, para determinação da elevação de temperatura no aço, $\Delta T_{a,t}$, em cada um dos três elementos que representam a seção-transversal de perfis metálicos ‘I’ ou ‘H’, envolvidos por material de proteção contra incêndio.

$$\Delta T_{a,t} = \frac{\lambda_m(u_m/A)(T_{g,t}-T_{a,t})}{(t_m c_a \rho_a)(1+(\xi/4))} \Delta t - \frac{\Delta T_{g,t}}{4/\xi+1}, \text{ para } \Delta T_{a,t} \geq 0 \text{ se } \Delta T_{g,t} > 0 \quad \text{Eq. (2-24)}$$

Na expressão 2.24, o termo ξ , que representa a ‘armazenagem relativa de calor’ pelo material de proteção térmica, é dado pela seguinte equação:

$$\xi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m (u_m/A) \quad \text{Eq. (2-25)}$$

Onde:

- u_m/A é o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio (dado em m^{-1});
- u_m é o perímetro efetivo do material de proteção, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço pela face interna do material de proteção;
- t_m é a espessura do material de proteção (dada em m).

Assim, supondo-se que o conjunto protegido, ou seja, perfil metálico e material de proteção contra incêndio, encontra-se inicialmente a uma temperatura uniforme (T_a^0) de 20°C, a variação da temperatura no aço (Eq. 2.24) pode ser determinada em função do tempo decorrido, através de procedimento incremental simples, computado a cada intervalo de tempo, utilizando-se, para isto, resultados obtidos no passo anterior (n-1), conforme descrito a seguir:

$$T_{a,t}^n = T_{a,t}^{n-1} + \Delta T_{a,t}^n \quad \text{Eq. (2-26)}$$

$$\Delta T_{a,t}^n = \frac{\lambda_m(u_m/A)(T_{g,t}^{n-1}-T_{a,t}^{n-1})}{(t_m c_a^{n-1} \rho_a)\left(1+\frac{\xi^{n-1}}{3}\right)} \Delta t - (e^{\xi^{n-1}/10} - 1)\Delta T_{a,t}^n, \text{ para } \Delta T_{a,t}^n \geq 0 \quad \text{Eq. (2-27)}$$

Onde,

$$\xi^{n-1} = \frac{c_m \rho_m}{c_a^{n-1} \rho_a} t_m (u_m/A) \quad \text{Eq. (2-28)}$$

Os fatores de massividade da Tabela 2.2, aplicados a perfis metálicos desprotegidos, também podem ser utilizados na análise térmica de perfis metálicos envolvidos por material de proteção contra incêndio, ou mesmo pela fixação de placas rígidas no entorno exposto ao fogo (WOOLLEY, 1992).

Nestes casos, a superfície externa do perfil metálico pode ser total ou parcialmente envolvida pela camada de material isolante.

Os parâmetros de caracterização do material de proteção contra incêndio, apresentados pelas Eqs. (2.24) e (2.25), podem ser obtidos junto aos fabricantes (WOOLLEY, 1992), sendo definidos como:

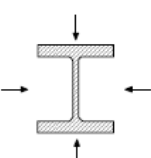
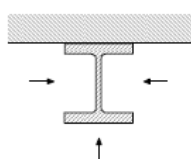
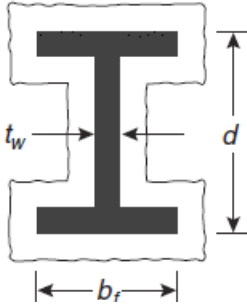
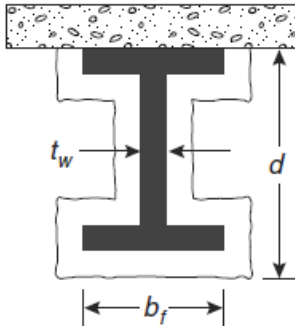
- c_m é o calor específico do material de proteção contra incêndio (em J/kg°C);
- t_m é a espessura do material de proteção contra incêndio (metros);
- λ_m é a condutividade térmica do material de proteção contra incêndio (dado em W/m°C);
- ρ_m é a massa específica do material de proteção (em kg/m³).

Alguns materiais porosos de revestimento térmico, como por exemplo, a vermiculita e a lã mineral, retêm certa porcentagem de água adsorvida que se evapora completamente a aproximadamente 100°C, dispersando neste processo considerável parcela do calor latente envolvido no aquecimento de seções protegidas oriundas do contato com o fogo.

Este fenômeno causa um retardamento na curva de aquecimento de elementos protegidos, até que toda água retida seja expelida da camada de proteção. A partir das recomendações do EN 1993-1-2:2003, as análises desenvolvidas nesta pesquisa, de modo conservativo, não levam em consideração este fenômeno.

Aplicações do modelo numérico simplificado no cálculo da elevação de temperatura de perfis metálicos envolvidos por material de proteção são apresentadas e comparadas com resultados numéricos semelhantes, obtidos com o auxílio do programa Ozone, conforme ilustrado pela Seção 4 deste trabalho.

Tabela 2.2 - Fator de massividade para elementos estruturais de acordo com a ABNT
NBR 14323:2013 sem e com proteção.

Situação	Descrição	Fator de Massividade
	Seção sem proteção exposta ao incêndio por todos os lados	$\frac{u}{A} = \frac{\text{perímetro de exposição}}{\text{área da seção transversal}}$
	Seção aberta sem proteção exposta ao incêndio por três lados	
	Seção com proteção exposta ao incêndio por todos os lados	
	Seção com proteção tipo contorno, de espessura uniforme exposta ao incêndio por três lados	

2.5. Dimensionamento Estrutural

2.5.1. Considerações Básicas para Dimensionamento sob a Ação do Fogo

O dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser feito por meio de resultados de ensaios ou por meio de métodos analíticos de cálculo. Neste último caso, pode ser usado o método simplificado de dimensionamento, no item b desta seção, ou o método avançado de dimensionamento, obedecendo-se as diretrizes

apresentadas na seção 9 da ABNT NBR 14323:2013, ou ainda por uma combinação entre ensaios e métodos analíticos.

O dimensionamento por meio de métodos analíticos deve ser feito levando-se em consideração que as propriedades mecânicas do aço e do concreto, a exemplo de outros materiais, debilitam-se progressivamente com o aumento de temperatura e como consequência, pode ocorrer o colapso de um elemento estrutural ou ligação como resultado de sua incapacidade de resistir às ações aplicadas. O método simplificado de dimensionamento descrito a seguir se aplica aos elementos estruturais que compõem a estrutura.

Os métodos avançados de análise estrutural e térmica são aqueles em que os princípios da engenharia de incêndio são aplicados de maneira realística a situações específicas. Para determinação da temperatura a ser usada no dimensionamento em situação de incêndio, pode ser usada a curva temperatura-tempo dos gases quentes padronizada pela ABNT NBR 5628:2001, juntamente com o TRRF visto na seção 2.1.

O esforço resistente de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir de qualquer método de dimensionamento, não pode ser tomado com valor superior ao esforço resistente de cálculo à temperatura ambiente, determinado conforme a ABNT NBR 8800:2008 ou a ABNT NBR 14762:2010, a que for aplicável.

a) Combinações de ações para os estados limites últimos

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 ABNT NBR 14323:2013. Deve-se considerar que as ações transitórias excepcionais, ou seja, aquelas decorrentes da elevação da temperatura na estrutura em virtude do incêndio têm um tempo de atuação muito pequeno. Desta forma, as combinações de ações podem ser expressas por:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{i=1}^n \psi_{oj,ef} F_{qjk}$$

(i) 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 (por exemplo, edificações residenciais, de acesso restrito):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,21 F_{Qk} \quad \text{Eq. (2-29)}$$

(ii) em locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (por exemplo, edificações comerciais, de escritórios e de acesso público):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Qk} \quad \text{Eq. (2-30)}$$

(iii) em bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens:

$$\sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,42 F_{Qk} \quad \text{Eq. (2-31)}$$

Onde, $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes diretas; $F_{Q,exc}$ é o valor característico das ações térmicas decorrentes do incêndio; F_{Qk} é o valor característico das ações variáveis decorrentes do uso e ocupação da edificação; γ_g é o valor do coeficiente de ponderação para as ações permanentes diretas, igual a 1,0 para ações permanentes favoráveis e dados pela Tabela 2.3, contida na ABNT NBR 14323:2013 ou, opcionalmente, pela Tabela 2.4, para ações permanentes desfavoráveis.

Tabela 2.3 - Coeficientes γ_g para ações permanentes consideradas separadamente

Peso próprio de estruturas metálicas	1,10
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15
Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15
Elementos construtivos industrializados com adições “in loco”	1,20
Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30
1) Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.	
2) Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.	

Tabela 2.4 - Coeficientes γ_g para ações permanentes diretas agrupadas

Edificações onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação superam 5 kN/m ²	1,15
Edificação onde as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação não superam 5 kN/m ²	1,20

Para os estados limites últimos em situação de incêndio, as resistências de cálculo devem ser determinadas usando-se coeficientes de ponderação unitários. Desta forma, as resistências de cálculo ficam com os mesmos valores das resistências características correspondentes e, na ABNT NBR 14323:2013, por simplicidade, os coeficientes de ponderação da resistência não aparecem explicitados nas expressões das resistências de cálculo.

b) Métodos simplificados de dimensionamento

O método simplificado de dimensionamento visto na ABNT NBR 14323:2013 é transcrito nesta seção e aplica-se às barras prismáticas de aço constituídas por perfis laminados e soldados não híbridos, às vigas mistas aço concreto e pilares mistos aço-concreto nos quais o perfil de aço utilizado é laminado ou soldado não híbrido.

Levando-se em consideração a capacidade estrutural e a resistência, as condições de segurança de uma estrutura em situação de incêndio podem ser expressas por:

$$\Phi(S_{fi,d}, R_{fi,d}) \geq 0 \quad \text{Eq. (2-32)}$$

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

$$S_{fi,d} \leq R_{fi,d} \quad \text{Eq. (2-33)}$$

Onde:

- $S_{fi,d}$ é o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio, obtido a partir das combinações de ações apresentadas no item b);
- $R_{fi,d}$ é o esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último em consideração, em situação de incêndio.

Com o aquecimento, a rigidez das peças diminui e a capacidade de adaptação plástica aumenta e os esforços solicitantes decorrentes de restrições às deformações de origem térmica podem ser em geral desprezados. Em casos especiais nos quais estes esforços precisem ser considerados, pode-se obtê-los simplificada e por meio de análise estrutural com as propriedades mecânicas dos materiais à temperatura atingida no tempo requerido de resistência ao fogo.

O esforço resistente de cálculo, $R_{fi,d}$, deve ser determinado considerando a variação das propriedades mecânicas do aço e do concreto com a temperatura, conforme a seção 5 da ABNT NBR 14323:2013. Na seção 2.5.2 $R_{fi,d}$ torna-se $M_{fi,Rd}$, $N_{fi,Rd}$, separadamente ou em combinação, e os valores correspondentes dos esforços solicitantes, $M_{fi,Sd}$, $N_{fi,Sd}$ que representam $S_{fi,d}$.

Os esforços solicitantes de cálculo podem ser obtidos por meio de análise estrutural elástica, desprezando-se os efeitos globais de segunda ordem. As situações nas quais os efeitos locais de segunda ordem precisam ser considerados são explicitadas na ABNT NBR 14323:2013.

Para efeito de flambagem local dos elementos componentes das seções transversais, admite-se que as classes das seções obtidas à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, sejam mantidas em temperatura elevada. Além disso, a referida norma orienta que o estado limite último de ruptura da seção líquida não precisa ser considerado, uma vez que a temperatura do aço será menor na ligação devido à presença de material adicional (parafusos, chapas, cantoneiras, etc.).

2.5.2. Barras Submetidas à Força Normal de Compressão

As considerações efetuadas nesta subseção aplica-se a barras de aço axialmente comprimidas com distribuição uniforme de temperatura na seção transversal e ao longo do comprimento. No item a é apresentado o procedimento para obtenção da força normal resistente de cálculo de barras comprimidas com seções transversais classificadas como compactas ou semi-compactas (seções cujos elementos componentes não possuam relações entre largura e espessura superiores aos valores de λ_r dados na tabela E.1 do anexo E da ABNT NBR 8800:2008).

O comprimento de flambagem para o dimensionamento em situação de incêndio pode ser geralmente determinado como no dimensionamento à temperatura ambiente. Entretanto, nos pórticos de vários andares, os pilares contínuos podem ser considerados com a rotação perfeitamente impedida abaixo e acima do compartimento incendiado, desde que a resistência ao fogo dos componentes que isolam este compartimento não seja menor que a resistência ao fogo do pilar.

a) Seções transversais compactas ou semi-compactas

A força normal resistente de cálculo, $N_{fi,Rd}$, de uma barra de aço com seção transversal compacta ou semi-compacta deve ser obtida para o estado limite último de instabilidade da barra como um todo, sendo igual a:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{y,T} A_g f_y \quad \text{Eq. (2-34)}$$

Onde:

- χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, determinado pela equação 2.35;
- $k_{y,T}$ é o fator de redução da resistência ao escoamento do aço à temperatura T_a , conforme ABNT NBR 14323:2013;
- A_g é a área bruta da seção transversal;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente.

O valor de χ_{fi} deve ser obtido pela expressão:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\beta_T + \sqrt{\beta_T^2 - \lambda_{o,T}^2}} \quad \text{Eq. (2-35)}$$

$$\text{com } \beta_T = 0,5(1 + \alpha_T \lambda_{o,T} + \lambda_{o,T}^2) \quad \text{Eq. (2-36)}$$

Sendo: $\lambda_{o,T}$ é o índice de esbeltez reduzido em situação de incêndio, dado por:

$$\lambda_{o,T} = \lambda_o \sqrt{\frac{k_{y,T}}{k_{E,T}}} \quad \text{Eq. (2-37)}$$

$$\alpha_T = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{Eq. (2-38)}$$

Onde:

- λ é o índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas à temperatura ambiente, determinado de acordo com a ABNT NBR 8800:2008;
- $k_{E,T}$ é o fator de redução do módulo de elasticidade do aço à temperatura T_a , conforme ABNT NBR 14323:2013;

- E é o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;
- f_y é a resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente;

b) Dimensionamento de Pilares Mistos Aço-Concreto

O dimensionamento em situação de incêndio por métodos simplificados de pilares mistos revestidos com concreto constituídos por um perfil I ou H de aço, totalmente revestido com concreto, conforme Tabela 2.5, extraída da ABNT NBR 14323:2013.

Tabela 2.5 - Dimensões mínimas da seção transversal, cobrimento mínimo de concreto da seção de aço e distâncias mínimas dos eixos das barras da armadura à face do concreto (ABNT NBR 14323:2013).

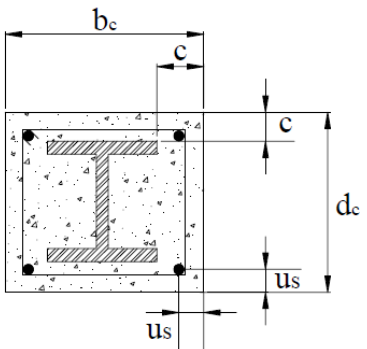
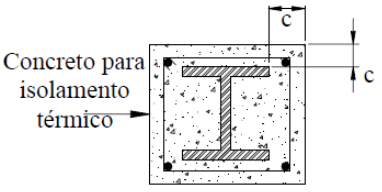
		Tempo requerido de resistência ao fogo (min)			
		30	60	90	120
1.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	150	180	220	300
1.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm)	40	50	50	75
1.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	20	30	30	40
2.1	Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	-	200	250	350
2.2	Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm)	-	40	40	50
2.3	Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	-	20	20	30

Tabela 2.6 - Cobrimento de concreto com função apenas do isolamento térmico (ABNT NBR 14323:2013).

		Tempo requerido de resistência ao fogo (min)			
		30	60	90	120
Cobrimento de concreto c (mm)		0	25	30	40

2.5.3. Barras Submetidas à Flexão

No que tange às barras de aço fletidas definidas como vigas não esbeltas pela ABNT NBR 8800:2008, a determinação do momento fletor e de força cortante resistente de cálculo, em diversas situações, é considerado o efeito benéfico de uma distribuição de temperatura não uniforme na seção transversal por meio do fatores κ_1 e no comprimento da viga por meio do fator κ_2 . O fator de correção κ_1 para distribuição de temperatura não-uniforme na seção transversal tem os seguintes valores:

- (i) para uma viga com todos os quatro lados expostos: 1,00;
- (ii) para uma viga envolvida por material de proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,40;
- (iii) para uma viga sem proteção contra incêndio, com três lados expostos, com uma laje de concreto ou laje com fôrma de aço incorporada no quarto lado: 1,15.

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

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

O valor do parâmetro de esbeltez λ para os estados limites últimos de flambagem local da mesa comprimida, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção, representados respectivamente pelas siglas FLM, FLA e FLT deve ser sempre determinado como no anexo D da ABNT NBR 8800:2008.

Os valores dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação e ao início do escoamento, respectivamente λ_p e λ_r , devem ser determinados usando-se os procedimentos do mesmo anexo da referida norma.

O momento fletor resistente de cálculo, $M_{fi,Rd}$, de uma barra fletida, com os tipos de seção transversal e eixos de flexão indicados na tabela D.1 do anexo D da ABNT NBR 8800:2008, é igual a:

- (i) para FLM e FLA

Se $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,T} M_{pl} \quad \text{Eq. (2-39)}$$

Se $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,T} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_{p,fi}}{\lambda_{r,fi} - \lambda_{p,fi}}] \quad \text{Eq. (2-40)}$$

Se $\lambda > \lambda_r$ (somente para FLM)

$$M_{fi,Rd} = k_{E,T} M_{cr} \quad \text{Eq. (2-41)}$$

(ii) para FLT

Se $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_{fi,Rd} = \kappa_1 \kappa_2 k_{y,T} M_{pl} \quad \text{Eq. (2-42)}$$

Se $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_{fi,Rd} = C_b k_{y,T} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}] \leq \kappa_1 \kappa_2 k_{y,T} M_{pl} \quad \text{Eq. (2-43)}$$

Se $\lambda > \lambda_r$ (somente para FLM)

$$M_{fi,Rd} = k_{E,T} M_{cr} \quad \text{Eq. (2-44)}$$

Onde:

- M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica à temperatura ambiente, obtido de acordo com o anexo D da ABNT NBR 8800:2008, para o estado limite em consideração;
- M_{pl} é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;
- M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento da seção transversal para projeto à temperatura ambiente, obtido de acordo com o anexo D da NBR 8800:2008, para o estado limite em consideração;
- C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, obtido de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

3. ESTUDO DE CASO

Neste capítulo é apresentado o estudo de caso que tem como base um dos edifícios do novo complexo acadêmico CFCH-CCJE-CLA/UFRJ previstos no Plano de Desenvolvimento da Cidade Universitária (PDCIDUNI), atualmente em construção no Campus da Cidade Universitária da UFRJ, na Ilha do Fundão.

A Figura 3.1 ilustra a perspectiva do Bloco 34, cujo projeto arquitetônico deste edifício abrigará salas de aula, gabinetes e laboratórios de pesquisa.



Figura 3.1 - Perspectiva do projeto arquitetônico do edifício (PDCIDUNI, 2014)

3.1. Descrição Geral do Estudo de Caso

O Bloco 34 é um edifício aperticado de 8 pavimentos em estrutura de aço e mista (aço e concreto). Possui plano de base na elevação +1,88 m e cobertura na elevação +39,00 m, totalizando uma altura de 37,12 metros. Seus pavimentos, conforme pode ser visto na Figura 3.2, são baseados em um conjunto de 22 pilares mistos dispostos em 6 eixos transversais espaçados de 7,50 metros e 3 eixos longitudinais espaçados de 8,75 metros.

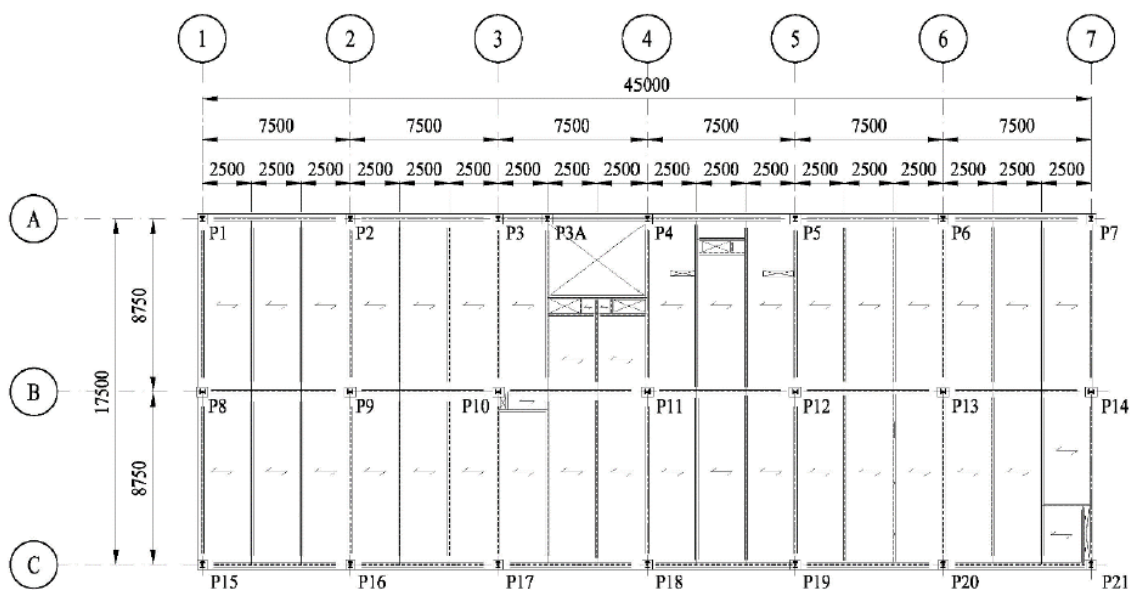


Figura 3.2 – Disposição dos pilares em planta com cotas em mm (PDCIDUNI, 2014)

Não existem na estrutura sistemas de contraventamento especiais para resistir aos esforços laterais. Os pórticos ficam totalmente responsáveis por garantir a estabilidade global, sendo as rigidezes flexionais dos elementos e a eficiência das ligações extremamente importantes.

As fundações são compostas de estacas tipo hélice contínua de diâmetros entre 400 e 800 mm e comprimentos na ordem de 18 m. Os blocos de coroamento em concreto armado apresentam uma, duas ou três estacas, de acordo com o carregamento do pilar para o qual servem de base, e no qual todos os blocos são interligados por cintas.

Todavia, para fins deste trabalho é desconsiderada a influência da interação solo-estrutura na estabilidade global do edifício, ou seja, serão desconsideradas as deformações do solo de fundação.

As vigas e pilares podem ser vistos na Figura 3.3, ou seja, as vigas e pilares foram projetados com perfis laminados a quente, listados no catálogo da fabricante Gerdau Açominas. Estes perfis são fabricados de acordo com a norma ASTM (*American Society for Testing and Materials*) e utiliza aço tipo ASTM A 572 grau 50.

Os pilares contam ainda com um encamisamento dos perfis metálicos em concreto armado (de resistência característica igual ou superior a 30 MPa).



Figura 3.3 - Construção do Bloco 34

São utilizadas lajes metálicas, tipo *steel deck*, no qual o sistema estrutural é formado pela combinação de nervuras metálicas cobertas por uma laje de concreto armado, onde as chapas de aço dobradas funcionam, ao mesmo tempo, como armadura positiva e forma para o concreto.

O primeiro nível de lajes é disposto em três elevações diferentes (+5,25 m; +6,02 m; +6,70 m). Segundo o projeto arquitetônico, são diferentes funções como área comercial, estacionamento e praça de convivência. Ainda baseando-se na arquitetura, observa-se que não há vedação como nos demais pavimentos.

A partir do 3º pavimento, o edifício apresenta pequenas varandas em balanço (ver Figura 3.4), dispostas de forma não uniforme em três de suas laterais. A disposição destas varandas, que também varia de acordo com o pavimento em questão, é ilustrada a seguir:

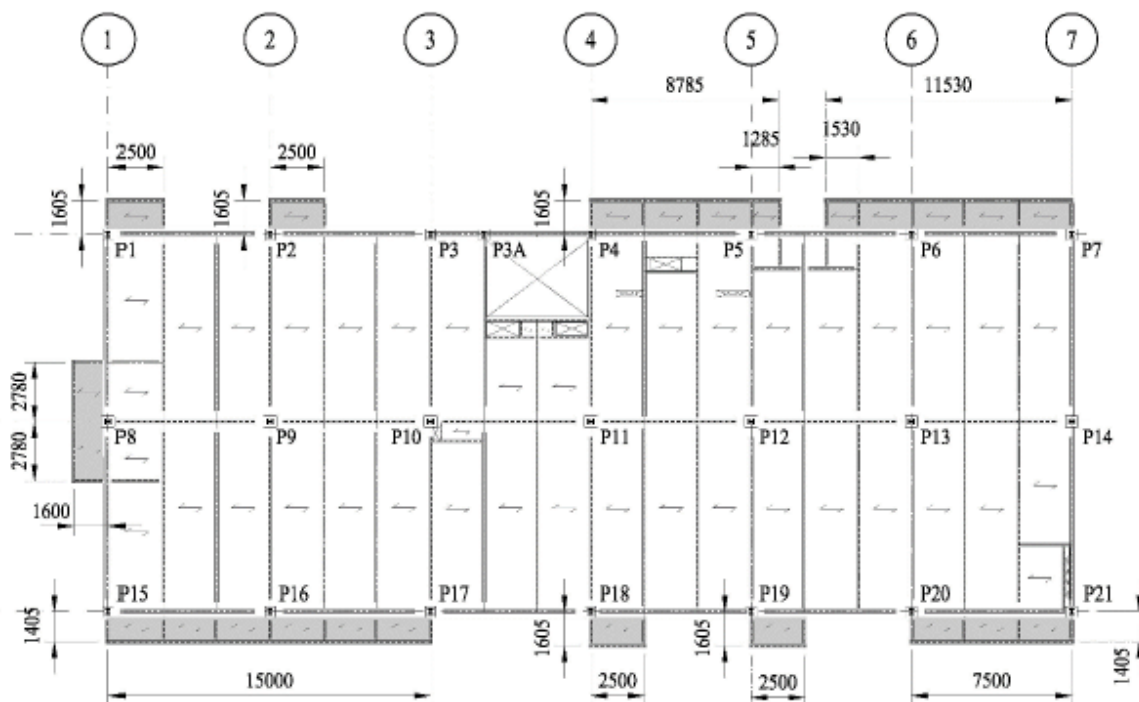


Figura 3.4 - Disposição de varandas em planta com cotas em mm (PDCIDUNI, 2014)

O último pavimento do edifício encontra-se na elevação +35,20 m e destina-se a um terraço coberto para convivência de alunos, professores e funcionários, além de abrigar os reservatórios superiores de água e casas de máquina. A cobertura do último pavimento se faz por uma estrutura metálica treliçada que é apoiada no topo de cada um dos pilares.

Os elementos da estrutura são compostos por perfis de chapas finas formados a frio, no qual sua cobertura tem apenas a função de proteger o edifício da ação de intempéries e de coletar as águas pluviais. As cargas verticais e as cargas horizontais de vento são transferidas para os pilares na elevação +39,00 m, por meio de simples apoios de chapas metálicas.

3.2. Materiais Utilizados

Os materiais básicos empregados na superestrutura do edifício (aço e concreto) têm suas propriedades mecânicas descritas de modo sucinto nesta seção.

3.2.1. Aço Estrutural

- Tipo ASTM A 572 grau 50
- Limite de escoamento mínimo $f_y=345 \text{ MPa}$;
- Limite de resistência (à ruptura) mínimo $f_u=450 \text{ MPa}$
- Alongamento mínimo após ruptura $\varepsilon_u=18\%$

Para efeito de cálculo, conforme determinado pela norma brasileira, as demais propriedades mecânicas e físicas são tomadas:

- Módulo de elasticidade $E_a=200000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu_a=0,3$
- Módulo de elasticidade transversal $G_a=77000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta_a=1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica $\rho_a=7850 \text{ kg/m}^3$

3.2.2. Aço de Armadura Passiva

As barras de aço utilizadas nas armaduras dos pilares e lajes são de categoria CA-50. A ABNT NBR 6118:2014 recomenda as seguintes propriedades mecânicas e físicas para estes tipos de material:

- Limite de escoamento (CA-50) $f_{yk}=500 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidade $E_s=210000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta_s=1,0 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$
- Massa específica $\rho_s=7850 \text{ kg/m}^3$

3.2.3. Concreto Estrutural

No projeto estrutural do edifício são adotadas as classes de concreto C25 para as lajes ($f_{ck} = 25 \text{ MPa}$) e C30 para os pilares ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$). As propriedades físicas do concreto armado podem ser adotadas, segundo a norma brasileira, como iguais a:

Coeficiente de dilatação térmica $\beta_c=1,0\times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Massa específica $\rho_c=2\ 500 \text{ kg/m}^3$

3.3. Elementos Estruturais

3.3.1. Pilares

Conforme já mencionado na seção 3.1, todos os 22 pilares do Bloco 34 são mistos (aço e concreto). São utilizados apenas perfis metálicos Gerdau do tipo W250x89.



Figura 3.5 - Detalhe dos pilares ainda sem o encamisamento

De forma a aumentar a capacidade resistente e a rigidez dos pilares, os perfis são encamisados com concreto armado, de resistência característica igual ou superior a 30 MPa. As seções finais possuem 60 x 50 cm para os pilares dispostos no eixo B e 50 x 50 para os demais eixos.

A armadura de flexão para a estrutura mista é composta de barras de aço longitudinais de diâmetro 20 ou 25 mm, enquanto a armadura de cisalhamento é composta de estribos fechados de diâmetro 6,3 mm. As seções finais de projeto dos pilares são exemplificadas na figura a seguir:

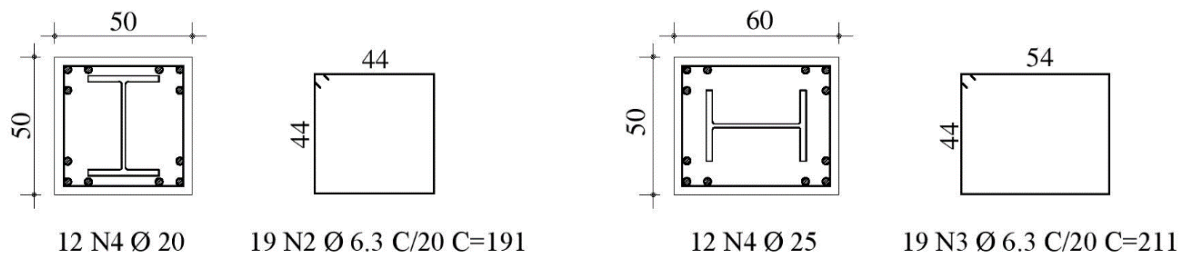


Figura 3.6 - Exemplos de armaduras dos pilares mistos (PDCIDUNI, 2014)

De modo adicional ao pilar misto apresentado nesta seção será realizada a análise de desempenho para condições de incêndio de um pilar metálico com o mesmo perfil metálico utilizado no perfil misto, isto é, sem o encamisamento em concreto armado, considerando a aplicação ou não de material de proteção passiva contra incêndio no seu contorno.

3.3.2. Vigas

Diferentes perfis laminados tipo I são utilizados no vigaamento do edifício. Em resumo, as vigas principais, ou seja, aquelas que conectam pilares são formadas por perfis W610x101, variando-se apenas sua massa linear. Já as vigas complementares são compostas de perfis W460x60, mais leves.

3.3.3. Lajes

As lajes metálicas do tipo *steel deck* são utilizadas como base em todos os pavimentos com tensão de escoamento do aço de 280 Mpa. A altura total da laje, considerando-se a camada de concreto é de 140 mm para o primeiro nível e 110 mm para os demais. O concreto armado que compõe a laje possui f_{ck} igual a 25 MPa.

Para fins deste trabalho considera-se para a análise térmica da estrutura, a simplificação da laje. Isto porque a variação da altura da laje não impacta os resultados de forma significativa. Por isto, as lajes são consideradas no modelo computacional como elementos maciços de concreto.

São adotadas alturas equivalentes, inferiores às alturas totais originais, de 115 mm para as lajes de 140 mm e 85 mm para as lajes de 110 mm. Este valor é obtido a partir da divisão da área de concreto na seção de um painel de *steel deck* pelo comprimento total desta seção.

3.4. Determinação do Tempo Requerido de Resistência ao Fogo

Conforme citado no Capítulo 2, o desempenho de elementos estruturais sujeitos ao fogo é apresentado em termos de sua resistência ao incêndio, que é o período de tempo de exposição ao fogo em teste padronizado, no qual se observa a falha estrutural. Para especificar o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) a ser respeitado pelos elementos estruturais da edificação em estudo é necessário consultar as tabelas inseridas nos anexos da ABNT NBR 14432:2001.

De posse de dados como a ocupação da edificação, sua classe e respectiva altura, é possível determinar o TRRF, sendo que para o caso estudado tem-se uma edificação de cunho escolar com oito pavimentos, cujo pé direito de cada pavimento, com exceção do térreo, é de aproximadamente 4,1 metros de altura.

A altura da edificação é estimada como sendo a distância compreendida entre o ponto que caracteriza a saída, situada no nível no qual uma porta conduz ao exterior do prédio (nível de descarga) e o piso do último pavimento, excetuando-se zeladorias, barrilete, casa de máquinas, piso técnico e pisos sem permanência humana. Deste modo, foi estimada uma altura aproximadamente igual a 32 metros.

Obtida a altura da edificação e as linhas relativas à ocupação/uso são combinadas na Tabela A.1 da ABNT NBR 14432:2001 que, neste caso, tem-se a linha educacional e cultura física, e a coluna $23 < h < 30$ m (Classe P5), conforme pode ser visto na Tabela 3.1, obtendo-se o TRRF de 120 min.

Desta maneira, os elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) devem ter resistência ao fogo de 120 minutos para a curva de aquecimento dos gases, conforme incêndio-padrão. Da mesma forma, os elementos de compartimentação (paredes resistentes ao fogo) devem possuir a mesma resistência ao fogo.

Tabela 3.1 - Determinação do TRRF com base na ABNT NBR 14432:2001

Grupo	Ocupação/uso	Divisão	Profundidade do subsolo		Altura da edificação				
			Classe S2	Classe S2	Classe P1	Classe P2	Classe P3	Classe P4	Classe P5
			$h_s > 10 \text{ m}$	$h_s \leq 10 \text{ m}$	$h \leq 6 \text{ m}$	$6 \text{ m} < h \leq 12 \text{ m}$	$12 \text{ m} < h \leq 23 \text{ m}$	$23 \text{ m} < h \leq 30 \text{ m}$	$h > 30 \text{ m}$
A	Residencial	A-1 a A-3	90	60 (30)	30	30	60	90	120
B	Serviços de hospedagem	B-1 a B-2	90	60	30	60 (30)	60	90	120
C	Comercial varejista	C-1 a C-3	90	60	60 (30)	60 (30)	60	90	120
D	Serviços profissionais, pessoais e técnicos	D-1 a D-3	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
E	Educacional e cultura física	E-1 a E-6	90	60 (30)	30	30	60	90	120
F	Locais de reunião de público	F-1, F-2, F-5, F-6 e F-8	90	60	60 (30)	60	60	90	120
G	Serviços automáticos	G-1 e G-2 não abertos lateralmente e G-3 a G-5	90	60 (30)	30	60 (30)	60	90	120
		G-1 e G-2 abertos lateralmente	90	60 (30)	30	30	30	30	60
H	Serviços de saúde e institucionais	H-1 a H-5	90	60	30	60	60	90	120
I	Industrial	I-1	90	60 (30)	30	30	60	90	120
		I-2	120	90	60 (30)	60 (30)	90 (60)	120 90)	120
J	Depósitos	J-1	90	60 (30)	30	30	30	30	60
		J-2	120	90	60	60	90 (60)	120 (90)	120

3.5. Descrição do Compartimento sob a Ação do Fogo

Conforme já abordado no início deste Capítulo, trata-se de uma edificação de cunho escolar de terceiro grau, conforme Anexo B da ABNT NBR 14432:2001, sendo que o local escolhido para o estudo de caso, com vistas à aplicação da modelagem por zonas do código computacional Ozone, um compartimento localizado no sexto pavimento da edificação do qual possui como dimensões 15 m de comprimento por 17,5 m de largura e pé direito de 4,13 m, acarretando em uma área de 262,50 m² para fins de estudo.

Neste compartimento encontra-se localizado um pilar misto (aço concreto), de modo centralizado, vigas principais e secundárias, com suas características estruturais já descritas na seção 3.3. As espessuras do piso e do teto são análogas as que são descritas na seção 3.3.3, com a respectiva altura de laje, e as paredes são tomadas com espessura de 15 cm, sendo a ventilação efetuada por meio de duas portas de 0,80 m com 2,10 m de altura e três janelas localizadas em paredes opostas com 2,0 m de comprimento e 1,0 m de altura.

A análise computacional considera a combinação de ações de estruturas de exposição ao fogo e a estratégia de análise adotada é a de modelagem por zonas, considerando o acesso das vias de escape seguras, a presença de dispositivos preventivos fixos e móveis de combate a incêndios e exaustão de natural. Todavia, não é considerado o sistema de extinção por chuveiros automáticos, o sistema de detecção de fumaça e a presença de brigada de incêndio no local para mitigar a evolução do incêndio.

Os perfis metálicos, com exceção do pilar, quando não encamisado por concreto, para o estudo de caso, são considerados como exposto pelas quatro faces, sendo as vigas com exposição ao fogo pelas três faces. Os perfis são verificados considerando-se a adoção de proteção térmica no seu contorno, aplicada com um spray de fibra mineral com densidade de 300 kg/m³, taxa de aquecimento específica de 1200 J/kg.K, condutividade térmica de 0,12 W/m.K e com espessuras variáveis de materiais de proteção passiva.

3.6. Solicitações

3.6.1. Carregamentos Atuantes sobre a Laje

- Peso Próprio do Aço: $PP_{aço} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- Sobrecarga: $SC = 3 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento: $Rev = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- Paredes: $PP_{par} = 1,0 \text{ kN/m}^2$

- Peso próprio da laje: $PP_{laje} = 3,125 \text{ kN/m}^2$

- Outros = $1,2 \text{ kN/m}^2$

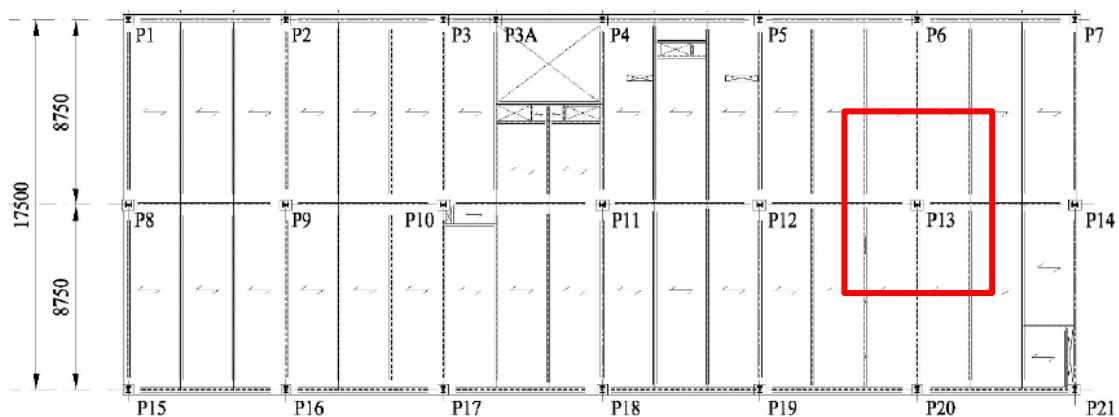
Levando-se em consideração a expressão 2.30 e os coeficientes fornecidos pela Tabela 2.3, o carregamento de projeto fica:

$$Q_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + 0,28 F_{Qk}$$

$$Q_d = 1,1 \times 0,5 + 1,2 \times 3,125 + 1,15 \times 0,5 + 1,3 \times 1,0 + 0,28 \times 3 + 1,2 \times 1,2$$

$$Q_d = 8,5 \text{ kN/m}^2$$

3.6.2. Dimensionamento do Pilar



$$\text{Área de influência do pilar: } A_{inf} = \left(\frac{15,0}{2}\right) \left(\frac{17,5}{2}\right) = 65,6 \text{ m}^2$$

Número de pavimentos acima do compartimento estudado: $N_p = 2$

Esforço normal no Pilar: $N_{fi,d} = A_{inf} \times Q \times N = 65,6 \times 8,5 \times 2 = 1116 \text{ kN}$

Selecionado o perfil Gerdau W250×89 (10×10×60)

3.6.3. Dimensionamento da Viga Principal

$$q_{dp} = Q_d \times l = 8,5 \times 8,75 = 74,4 \text{ kN/m}$$

$$M_{fi,d} = \frac{q_{dp} \times l^2}{2} = \frac{74,4 \times 7,5^2}{8} = 523,0 \text{ kNm}$$

Selecionado o perfil Gerdau W610×101 (24×9×68)

3.6.4. Viga Secundária

$$q_{ds} = Q \times l_{inf} = 8,5 \times 2,5 = 21,3 \text{ kN/m}$$

$$M_{fi,d} = \frac{q_{ds} \times l^2}{8} = \frac{21,3 \times 8,75^2}{8} = 203,4 \text{ kNm}$$

Selecionado o perfil Gerdau W460×60 (18×6×40)

4. RESULTADOS OBTIDOS

A metodologia descrita na seção 2 é empregada no presente capítulo para análise de incêndio da edificação apresentada na seção 3. Inicialmente, são avaliadas as condições de elevação da temperatura no ambiente segundo os resultados pelo modelo de zonas e a curva de incêndio padrão.

Após avaliar a elevação da temperatura nos elementos estruturais em função do tempo transcorrido de incêndio, são apresentadas considerações sobre a capacidade resistente dos elementos do compartimento. A temperatura crítica de cada elemento estrutural, considerando ou não a disposição de material de proteção térmica, também é obtida por meio do Ozone.

4.1. Variação da Temperatura do Gás com o Tempo

As Figura 4.2 e 4.2 apresentam o resultado da simulação realizada para a curva ISO 834 (1999) e pelo Ozone, no modo *Hot Zone*, com a evolução da temperatura do gás, o qual denotam um aumento da temperatura do incêndio a partir da cota de separação entre a zona quente e a zona fria, onde a variação da massa do gás na zona quente passa a ser igual à massa dos gases de combustão criada pelo incêndio, conforme ilustrado e descrito na seção 2.3.4.

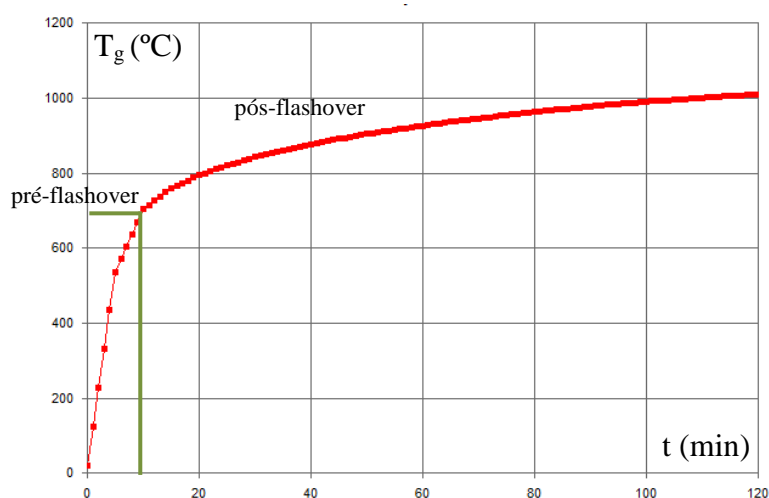


Figura 4.1 - Temperatura do gás em função do tempo de incêndio pela ISO 834

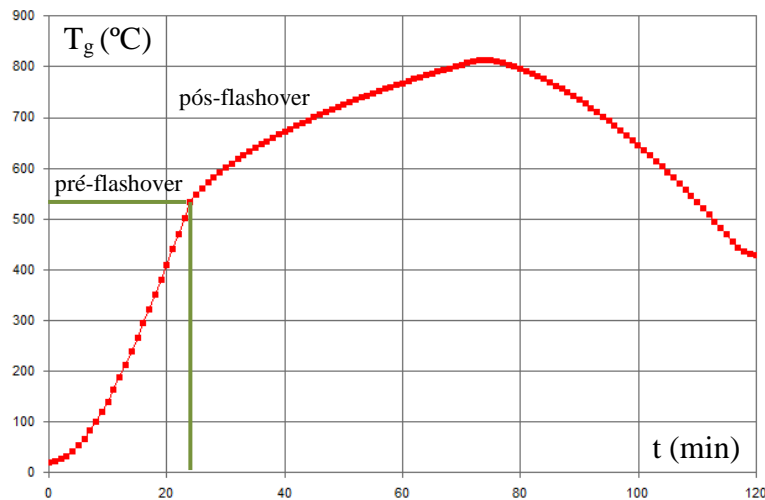


Figura 4.2 - Temperatura do gás em função do tempo de incêndio no Ozone

Os resultados fornecidos pelo programa por meio da simulação do compartimento incendiado evidenciam um aumento significativo da temperatura do gás no ambiente, chegando a um valor de máximo de 813°C, no instante 74 min, quando no modo *Hot Zone Temperature*, e 1010°C aos 120 min encontrados por meio dos parâmetros da curva ISO 834 (1999).

Tais curvas ilustram uma discrepância no comportamento do incêndio, já que para a curva ISO 834 (1999) o incêndio não apresenta decaimento nos 120 min do seu início, além dos valores de pico de temperatura serem bastante discrepantes, também em relação ao tempo.

A parte inferior da cota de separação entre as zonas, conhecida como zona fria, ilustrada na Figura 2.3 e descrita na seção 2.3.1, possui elevação da temperatura com o tempo que pode ser verificada na Figura 4.3.

Tal zona do incêndio experimenta um aquecimento máximo de 277°C, no instante 76 min, com um comportamento similar àquele demonstrado nas duas figuras anteriores, mas com uma evolução da temperatura dos gases não tão exacerbada. Isto, por conta da renovação de ar ocasionada pelas aberturas e pelo efeito da pluma de ar quente, que devido ao efeito de empuxo, movimenta os gases quentes para a zona quente nas proximidades do teto.

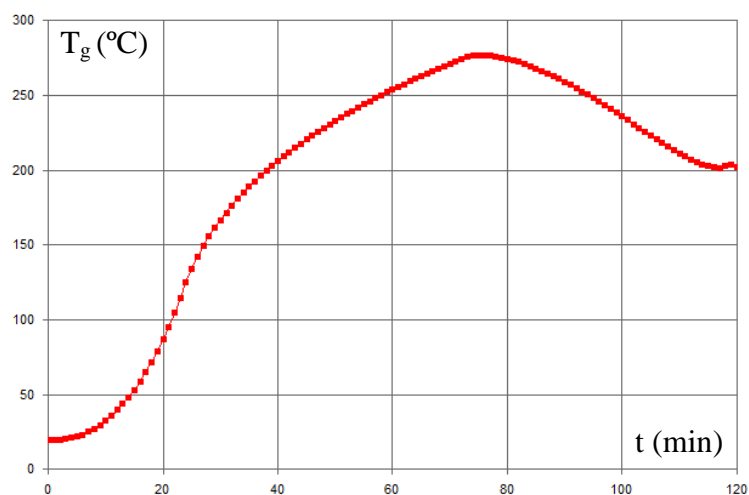


Figura 4.3 - Zona Fria

A curva mostrada na Figura 4.3 representa o resultado do código computacional tanto no modo *Hot Zone* quanto para o modo ISO 834 (1999) e o resultado obtido através da Figura 4.4 ilustra o aumento da altura de transição entre as zonas quente e fria com a evolução do incêndio, também citado pela NFPA (2002), do qual no instante inicial, sem a ação do incêndio postulado, a zona fria ocupa todo o compartimento e a cota referente a zona quente é nula.

No entanto, com o desenvolvimento do incêndio a zona quente passa a ocupar a maior parte da altura de elevação, e atinge o seu valor máximo aos 24 min decorridos no início do incêndio, ficando a zona fria com apenas 20 cm de altura, tal efeito encontrado nos resultados valida a proposta de modelagem de zonas da seção 2.3.1.

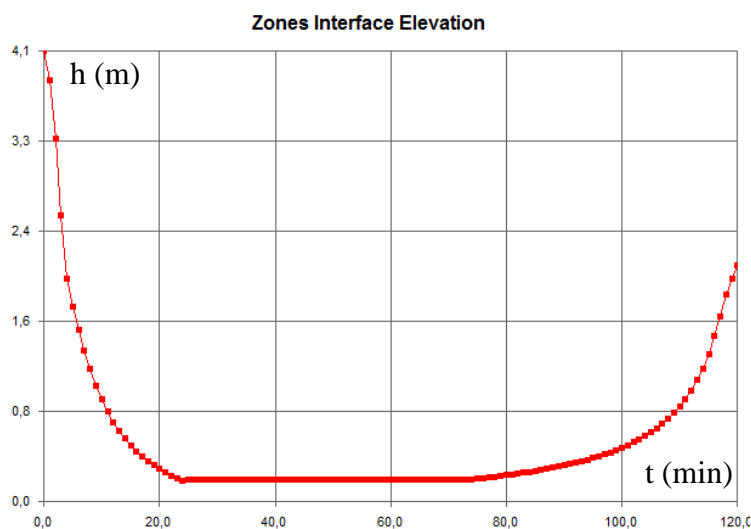


Figura 4.4 - Variação da altura de elevação do plano neutro

4.2. Variação da Temperatura nos Elementos Estruturais

4.2.1. Pilar

A verificação do pilar misto da estrutura, ilustrado na Figura 4.5, é efetuado com base nos parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR 14323:2013, que pode ser visto nas referências da seção 2.5, para o TRRF de 120 min, calculado com o auxílio da Tabela 3.1.

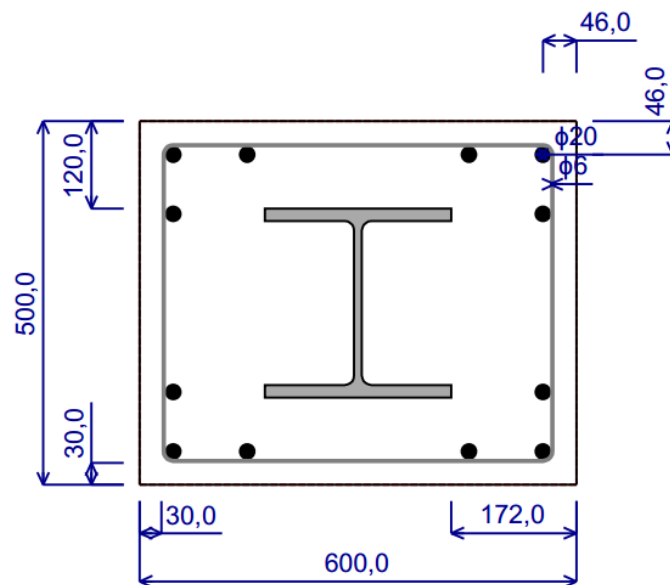


Figura 4.5 - Seção transversal do pilar misto em mm

Os critérios normativos da ABNT NBR 14323:2013 são verificados com o auxílio das Tabela 2.5 e Tabela 2.6, e com as dimensões do pilar, de cobrimento nominal mínimo e a posição das armaduras.

Tabela 4.1 - Comparativo entre os valores das dimensões previstas em norma com as dimensões da seção transversal

Parâmetros Normativos	Dimensões previstas (mm)	Dimensões no pilar misto (mm)	Verificação dos critérios
Dimensões mínimas de d_c e b_c (mm)	300	600 e 500	atendido
Cobrimento mínimo de concreto para a seção de aço estrutural c (mm)	75	172 e 120	atendido
Distância mínima da face ao eixo das barras da armadura u_s (mm)	40	46 e 46	atendido

De modo adicional, e com o auxílio do programa computacional A3C, desenvolvido pela *ArcelorMittal*, a seção mista é verificada quanto a resistência ao fogo, para fins de atendimento do TRRF de 120 min, e com os valores dos esforços obtidos na seção 3.6.2, que está disponível no Anexo A.

A capacidade resistente do pilar é verificada considerando-se uma concisão do perfil metálico (ou seja sem a presença do concreto armado), onde o comportamento da temperatura em função do tempo para o pilar metálico, sem proteção térmica, pode ser verificado na Figura 4.6.

A temperatura máxima atinge os 1007°C, considerando os parâmetros da curva ISO 834 (1999), valor bastante superior ao valor encontrado para a temperatura crítica de 578,31°C, fornecida pelo Ozone, que é o valor limite aceitável percebido no instante 16,5 min, além de não atender ao prescrito pela ABNT NBR 14432:2001, que prescreve um TRRF mínimo de 120 min para a edificação estudada, conforme encontrado na seção 3.4.

Tais resultados demonstram que a estrutura não poderia ser dimensionada sem a proteção térmica adequada para o incêndio postulado, com base no método proposto pela ABNT NBR 14323:2013, transcrito na seção 2.4.2, ou a respectiva revisão do perfil metálico adotado com a modificação da seção transversal para fins de atendimento a norma citada.

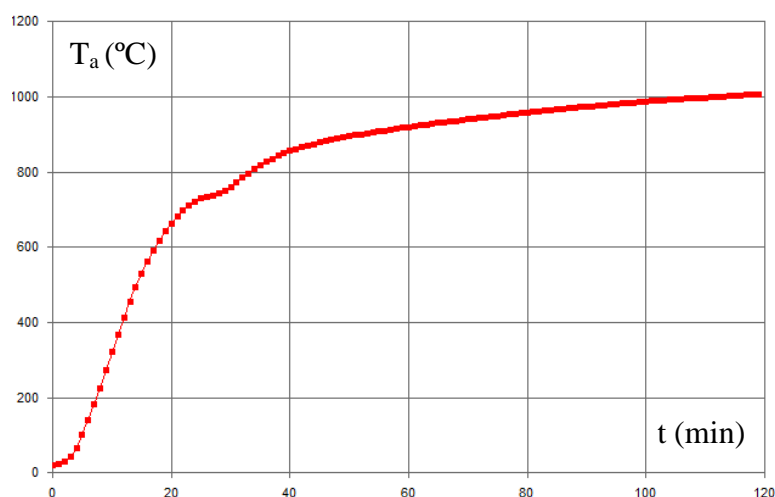


Figura 4.6 - Temperatura do aço sem proteção do pilar - ISO 834 (1999)

O mesmo modelo gerado na proposta anterior, agora, é modificado para a abordagem do OZone (*Hot Zone Temperature*), o qual fornece uma curva com uma aproximação mais realista da evolução da temperatura no compartimento com um valor de temperatura máxima encontrada aos 794°C, no instante de tempo de 81 min, para o mesmo valor anterior de temperatura crítica de 578,31°C, mas no instante 40,3 min.

Tal resultado demonstra que a proposta da curva ISO 834 (1999) é mais conservadora, tendo em vista a evolução da temperatura ao longo do tempo.

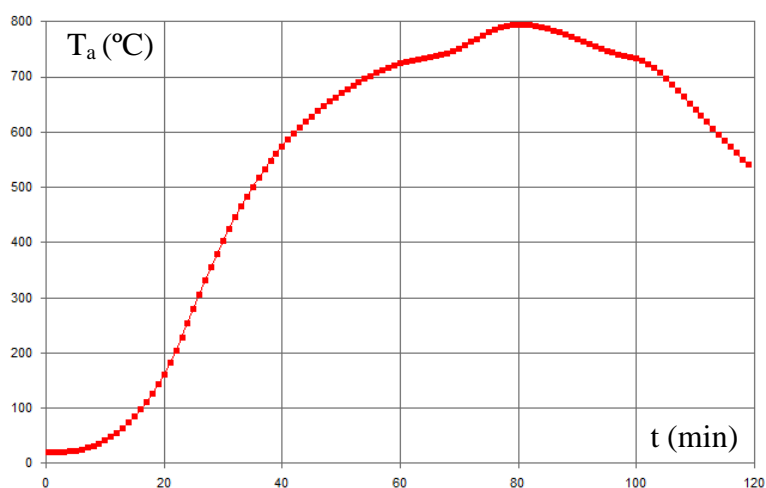


Figura 4.7 - Temperatura no aço sem proteção do pilar - *Hot Zone*

Quando o pilar metálico recebe o revestimento de material de proteção térmica (spray de fibra mineral descrito na seção 3.5) com espessura de 25 mm, a temperatura máxima no elemento passa a ser de 542°C decorridos 120 min do incêndio, Figura 4.8, atendendo a proposta do TRRF, e abaixo da mesma temperatura crítica dos 578,31°C.

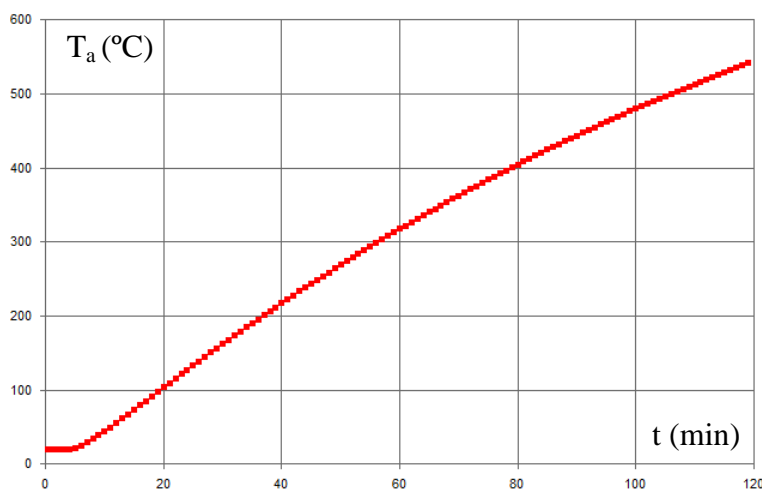


Figura 4.8 - Temperatura do aço com proteção - ISO 834 (1999)

A análise térmica feita pelos parâmetros do OZone para o mesmo o perfil metálico com proteção térmica, agora com espessura de 12 mm de material de proteção, resulta em uma temperatura máxima de 554°C, também abaixo da temperatura crítica de 573°C aos 109 min, também atendendo aos 120 min do tempo requerido de resistência ao fogo.

Nota-se, que neste último caso, a redução de material de proteção chega a ser 52% inferior ao adotado para o modelo anterior da ISO 834 (1999), chegando a valores de temperatura máxima muito próxima entre os modelos, e ainda abaixo da temperatura crítica.

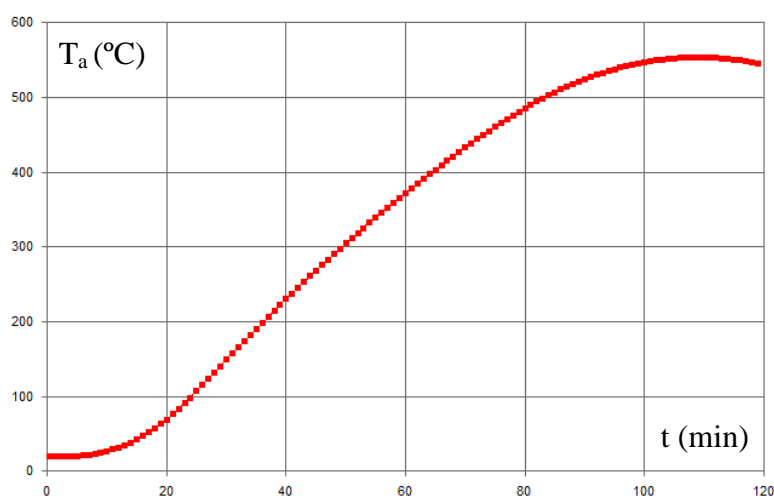


Figura 4.9 - Temperatura do aço com proteção - *Hot Zone*

4.2.2. *Viga Principal*

O perfil da viga metálica sem a devida proteção térmica possui comportamento análogo ao ilustrado na Figura 4.5, onde são encontrados 1007°C decorridos 120 min do incêndio postulado.

Todavia, para este caso, a viga desprotegida chega a temperatura crítica de 646°C que é atingida aos 17,4 min. A temperatura atingida para este caso é substancialmente superior ao encontrado pela fase crítica e o tempo associado está bastante abaixo aos 120 min do incêndio, o qual a estrutura deveria resistir.

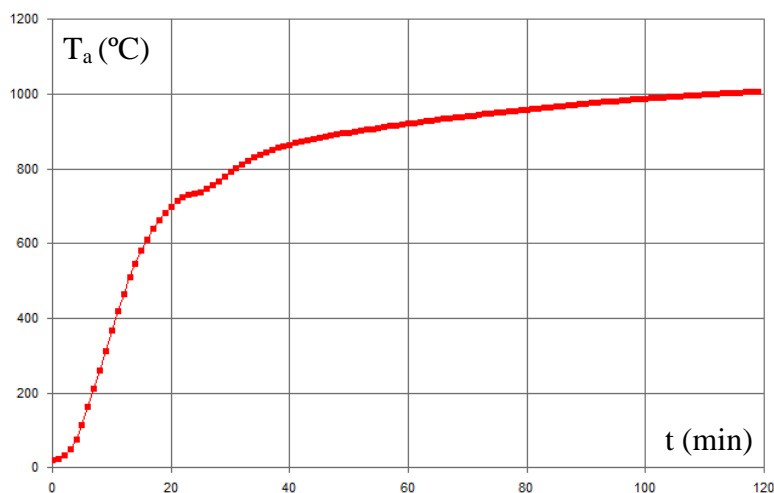


Figura 4.10 - Temperatura do aço na viga principal sem proteção - ISO 834 (1999)

A curva encontrada para a mesma viga principal, sem a adoção de material de proteção, com a curva vista na Figura 4.11, possui ponto de máximo de temperatura aos 801°C no instante 79 min, decorridos do início do incêndio, valor este de temperatura, também, superior a temperatura crítica que é de 646°C.

Neste caso, a análise feita pelo OZone gera uma curva que se encontra com a sua trajetória abaixo daquela proposta na Figura 4.10, ou seja, com valores de temperaturas abaixo da curva ISO 834 (1999), com um trecho de decaimento a partir da temperatura máxima. Tais parâmetros, do modo *Hot Zone*, são razoáveis tendo em vista a entrada de ar no compartimento sob a ação do fogo, com o consumo da carga de incêndio.

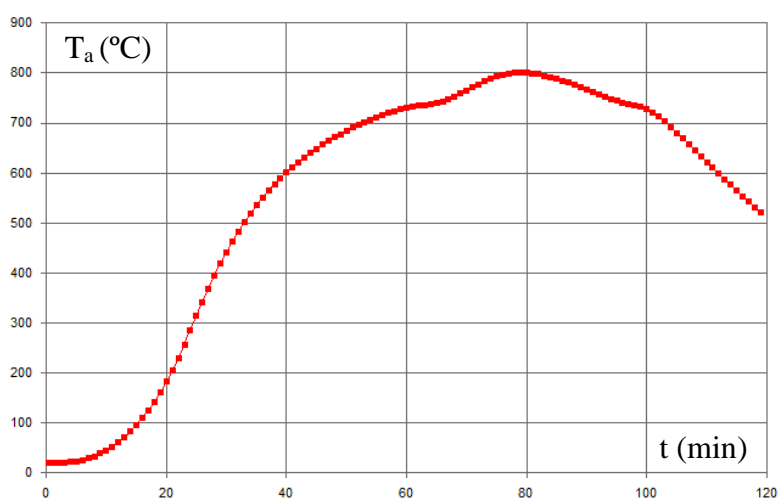


Figura 4.11 - Temperatura do aço sem proteção na viga principal - *Hot Zone*

No caso do mesmo elemento estrutural protegido com material de 25 mm de espessura, os resultados para a curva ISO 834 (1999) mostram um comportamento ligeiramente linear, mas com temperatura máxima de 561°C decorridos os 120 min previstos no TRRF.

A temperatura obtida, comparativamente com aquela gerada para o material sem proteção, é razoavelmente discrepante, e ainda abaixo da proposta da temperatura crítica, o que torna a análise aceitável quanto a segurança contra incêndio.

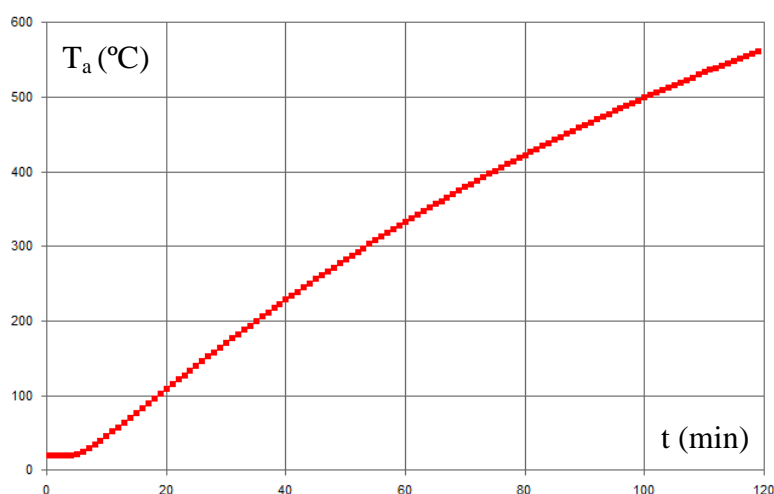


Figura 4.12 - Temperatura do aço na viga principal com proteção - ISO 834 (1999)

Os resultados, de modo análogo a análise anterior, obtidos pelo OZone, e demonstrado por meio da Figura 4.13, resulta em uma curva com parâmetros muito próximos, com um valor de temperatura máxima de 602,6°C, ainda abaixo da temperatura crítica de 616,3°C, atendendo também ao TRRF de 120 min.

No entanto, para esta análise, adota-se uma espessura de material proteção térmica de 10 mm, que representa uma redução de 60% no material inicialmente adotado para o modelo proposto pela curva ISO 834 (1999).

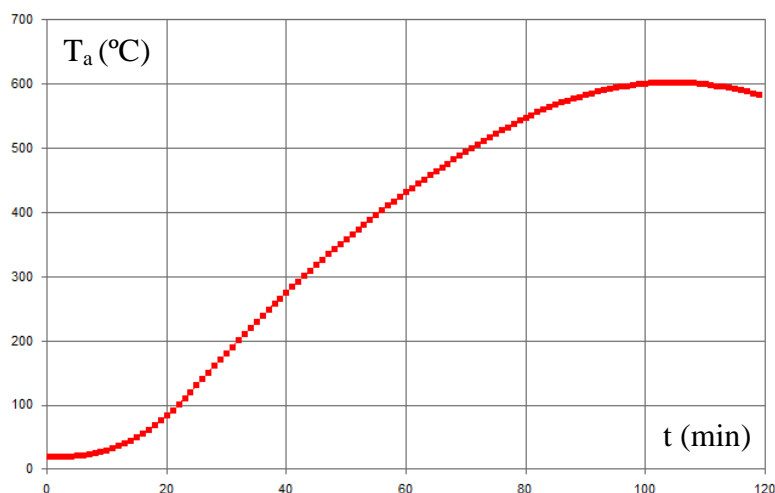


Figura 4.13 - Temperatura do aço com proteção do pilar - *Hot Zone*

4.2.3. Viga Secundária

O perfil de metálico da viga secundária, sem proteção térmica, possui um comportamento similar ao da viga primária em mesma condição, no que tange aos resultados obtidos por meio da curva ISO 834, como por ser visto na Figura 4.14, donde para este caso a temperatura máxima encontrada chega aos 1008°C decorridos o TRRF, com a nova temperatura crítica sendo estabelecida em 665,8°C.

Os resultados obtidos entre as vigas principal e secundária são bem próximos, ficando tal diferença por conta da adoção dos perfis encontrados para cada caso, conforme descrito na seção 3.6.4.

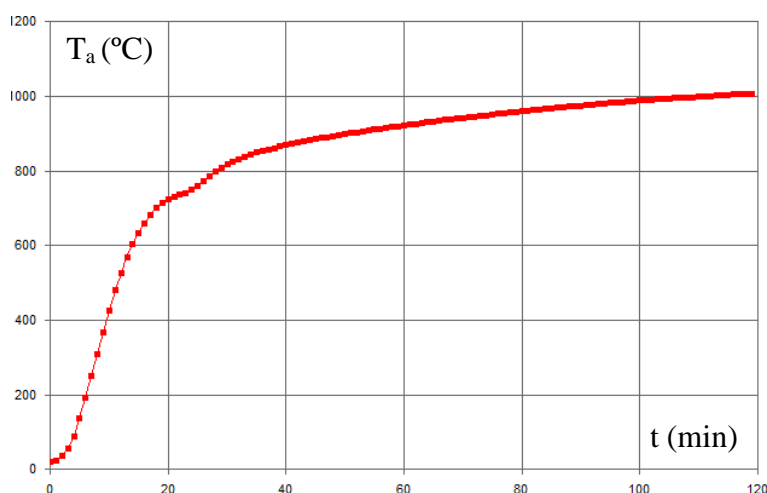


Figura 4.14 - Temperatura do aço na viga secundária sem proteção - ISO 834 (1999)

No *Hot Zone* os resultados encontrados, temperatura máxima em 806°C aos 78 min, continua acima da temperatura crítica, mas com parâmetros mais racionais quanto à evolução da temperatura no compartimento proposto, e com o traçado semelhante ao da viga principal, no que concerne a valores. Todavia, sem a proteção térmica adequada a estrutura não oferece segurança estrutural sob a ação da ação do incêndio postulado.

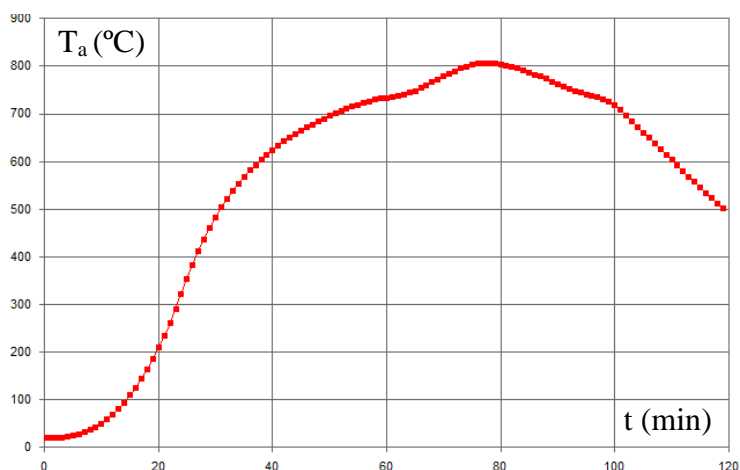


Figura 4.15 - Temperatura do aço na viga secundária sem proteção - *Hot Zone*

A ação da proteção térmica de 25 mm de espessura, em toda a extensão do perfil metálico, garante a segurança estrutural, à medida que atinge temperatura de pico aos 615° C transcorrido os 120 min do TRRF, para a curva ISO 834 (1999), conforme pode ser visto na Figura 4.16. A temperatura de pico está com o seu valor crítico de 618°C.

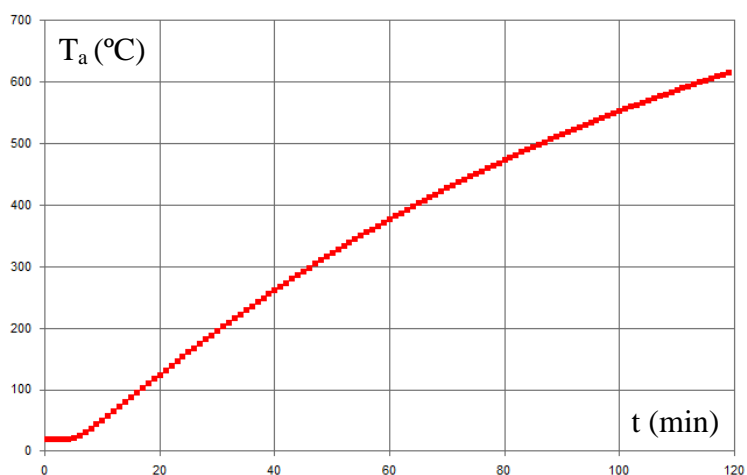


Figura 4.16 - Temperatura do aço na viga secundária com proteção - ISO 834 (1999)

A análise feita para o mesmo elemento estrutural, com a adoção de material de proteção térmica de espessura 10 mm, acarreta na relação temperatura-tempo ilustrada

na Figura 4.17, para o modo *Hot Zone*. A temperatura alcança o máximo de 637°C aos 101 min.

Apesar de ser ligeiramente maior do que o exposto na curva ISO 834 (1999) resulta em uma economia de materiais de 60% para uma evolução de temperatura ao longo do tempo transcorrido mais adequada.

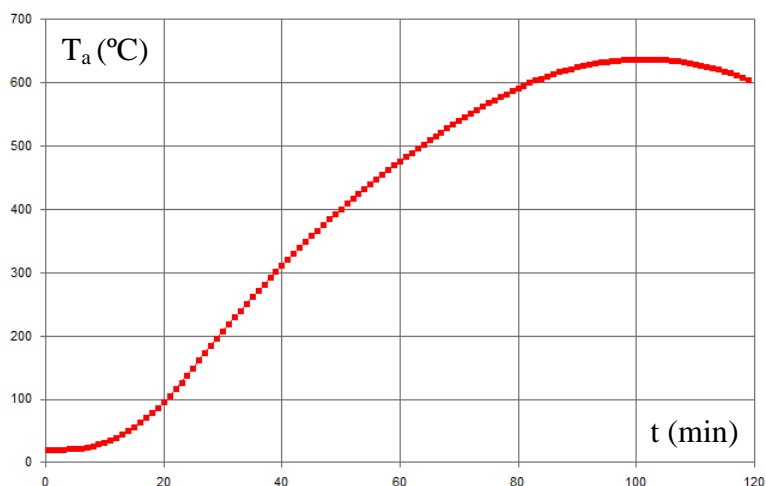


Figura 4.17 - Temperatura do aço na viga secundária com proteção - *Hot Zone*

Embora a curva ISO 834 (1999) busque uma representação mais adequada das temperaturas em cenários de incêndios bem ventilados, LIM (2004), poucas são as informações disponíveis na literatura técnica internacional sobre as suas origens e o seu uso em ensaios de resistência ao fogo de elementos e em projetos estruturais.

Neste contexto, o EN 1991-1-2:2002 e as normas brasileiras ABNT NBR 5628:2001 e NBR 14432 (2001) mostram-se deficitárias na medida que recomendam a aplicação da curva-padrão na determinação da resistência ao fogo de elementos construtivos, comparativamente com os resultados obtidos pelo Ozone.

Além disso, são conservadores quanto aos resultados propostos pelo programa com a consideração dos parâmetros vistos na seção 2.3.1, do qual utiliza inúmeros dados para a caracterização da edificação para uma edificação exposta a ação do fogo.

A Tabela 4.2 traz um resumo entre os resultados obtidos para cada modo de análise gerado no OZone, segundo as curvas temperatura-tempo utilizadas em cada elemento estrutural, com ou sem proteção térmica, além das suas respectivas verificações quanto ao atendimento das temperaturas críticas e TRRF.

Tabela 4.2 - Resumo comparativo entre os resultados das curvas de incêndio para os perfis metálicos

COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE INCÊNDIO							
Elemento Estrutural	Perfil (mm)	Curva de Incêndio	Proteção Passiva (mm)	Tempo (min)	Temperatura Crítica (°C)	Temperatura Máxima (°C)	Verificação
Pilar	W250x89	ISO 834	25	120	578,3	544,5	atende
Pilar	W250x89	HOT ZONE	12	120	578,3	553,7	atende
Pilar	W250x89	ISO 834	sem proteção	16,5	578,3	578,3	não atende
Pilar	W250x89	HOT ZONE	sem proteção	40,3	578,3	578,3	não atende
Pilar	Misto	ISO 834	sem proteção	120			atende
Viga Principal	W610x101	ISO 834	25	120	616,3	564,3	atende
Viga Principal	W610x101	HOT ZONE	10	120	616,3	602,6	atende
Viga Principal	W610x101	ISO 834	sem proteção	17,4	648,0	648,0	não atende
Viga Principal	W610x101	HOT ZONE	sem proteção	44,9	648,0	648,0	não atende
Viga Secundária	W460x60	ISO 834	25	120	637,9	618,0	atende
Viga Secundária	W460x60	HOT ZONE	10	120	637,9	620,9	atende
Viga Secundária	W460x60	ISO 834	sem proteção	16,2	665,8	665,8	não atende
Viga Secundária	W460x60	HOT ZONE	sem proteção	48,3	665,8	665,8	não atende

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio deste trabalho foi possível apresentar os modelos avançados capazes de simular e analisar a evolução da temperatura em estruturas de aço e mista sob a ação de incêndio, com verificações importantes para projetos de segurança contra incêndio.

A utilização do conceito de zonas e a adoção da ferramenta computacional compatível e orientada, contendo os estudos desenvolvidos por CADORIN (2003), foram fundamentais para alcançar os objetivos deste texto, além de possibilitarem a introdução de novos conceitos e análises por métodos dos elementos finitos.

No desenvolvimento da aplicação do programa OZone apresentado no Capítulo 4, foi possível a consideração de diferentes modelos de elevação de temperatura no ambiente, através da utilização de curvas de aquecimento previstas pela ABNT NBR 14323:2013 e EN 1991-1-2:2002, possibilitando uma análise adequada em situações de projeto ou em pesquisas. Os exemplos apresentados são analisados e comparados com resultados encontrados na literatura, demonstrando a validade do estudo desenvolvido.

A partir dos resultados das análises tratadas ao longo desta dissertação foi verificada a possibilidade de estimar o tempo crítico de resistência ao fogo, que se caracteriza pelo instante no qual se denota a perda da capacidade estrutural resistente, após o início do incêndio postulado.

Os conceitos introduzidos sobre Engenharia de Incêndio, consolidados no presente trabalho constituem um importante caminho para que se possam atingir os objetivos da segurança contra incêndio – minimização de perdas humanas e materiais, sem que sejam ignorados os aspectos econômicos, estéticos e funcionais envolvidos na elaboração de projetos de engenharia.

Fica nítida a importância da consideração, no cálculo de estruturas sob a ação do fogo, do comportamento dos materiais em função da temperatura, sem a necessidade de se processar a análise e o dimensionamento estrutural em fases distintas. Diante disto, a integração do modelo desenvolvido permite estimar, o nível de segurança global de estruturas associadas ao TRRF.

A utilização da ferramenta computacional para a estimativa das temperaturas dos perfis recobertos ou não por materiais de proteção contra fogo é considerada aceitável, tendo em vista as simplificações nos modelos numéricos assumidos. Valida-se assim, a modelagem de zonas para análise do comportamento de elementos estruturais em situação de incêndio, seguindo os princípios e hipóteses da teoria de transferência de calor e mecânica estrutural e considerando os efeitos das mudanças de propriedades dos materiais com a temperatura.

As verificações realizadas e apresentadas no corpo desta Dissertação conduzem a resultados de variação de temperatura mais precisos do que aqueles obtidos pelas expressões simplificadas de variação de temperatura recomendadas pelo EN 1993-1-2:2003, onde os resultados da análise térmica podem ser facilmente interpretados e ser levados em consideração na análise estrutural, desde que seja atendida a formatação de entrada de dados, originalmente estabelecida pelo programa.

Os resultados obtidos para a variação do campo de temperatura se mostraram relevantes com as respostas térmicas estimadas pelo OZone, tanto para perfis aparentes, como para seções-transversais envolvidas por material de proteção contra incêndio, cujas diferenças ficam da ordem de 50%.

Deste modo, os modelos numéricos idealizados revelaram-se adequados para a análise de estruturas em situação de incêndio, pois representam um comportamento mais realístico do comportamento das estruturas frente à ação do incêndio. Verifica-se que os parâmetros fornecidos pelas normas brasileiras possuem dados conservadores com base na comparação dos resultados obtidos com resultados numéricos encontrados por meio da modelagem efetuada com o OZone.

A adequação dos parâmetros normativos com o estabelecido pelos resultados das curvas encontradas no modo *Hot Zone*, permitem uma redução considerável na quantidade de material a ser empregado comparativamente com os parâmetros normativos em vigência do comportamento de estruturas de aço sob a ação do fogo.

Por fim, conclui-se que a análise térmica aqui apresentada pode ser adotada na avaliação do comportamento de estruturas sob condições de incêndio. Com isso, considera-se que este trabalho representa uma contribuição relevante para as pesquisas na área de engenharia de segurança contra incêndio.

5.1. Sugestões para Trabalhos Futuros

O objetivo proposto neste trabalho foi fomentar ainda mais o desenvolvimento de modelos numéricos avançados para análise de estruturas em situação de incêndio, a principal sugestão é a utilização dos modelos desenvolvidos na modelagem de elementos, subestruturas e estruturas completas, com o objetivo de estudar, projetar, elaborar e validar procedimentos normativos, além de outras pesquisas relevantes para o desenvolvimento da engenharia estrutural e de segurança contra incêndio.

Alguns fenômenos e comportamentos ainda são carentes de estudos e melhor entendimento por parte da engenharia estrutural e de segurança contra incêndio. Esses fenômenos necessitam principalmente de maiores estudos experimentais e posteriormente modelos numéricos ou analíticos poderão ser desenvolvidos.

Esforços nos elementos estruturais submetidos a incêndios são algo que vem sendo estudado recentemente. Programas como VULCAN, desenvolvido pela Universidade de Sheffield, procuram simular esse comportamento com elementos desenvolvidos com base no método dos componentes, porém, poucos ensaios experimentais foram realizados no âmbito nacional ficando difícil a avaliação dos modelos.

O efeito *spalling* ainda é considerado um comportamento imprevisível nas estruturas de concreto e a sua consideração nos modelos constitutivos é uma importante tarefa para diversas áreas de pesquisa.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 5628:2001, *Componentes Construtivos Estruturais - Determinação da Resistência ao Fogo - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 6118:2014, *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 8800:2008, *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 14323:2013, *Dimensionamento de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas Aço-Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio - Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 14432:2001, *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 14762:2010, *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ARCELORMITTAL, *CTICM Columns Calculator, Calculation of steel and composite columns (partially or totally encased with concrete) in cold and fire conditions, version 2.31*.

BABRAUSKAS, V. (2002). Heat Release Rates. SFPE, Handbook of Fire Protection Eng., 3rd ed.

BASTOS, A. M. C. Q. *Análise do Efeito da Deslocabilidade Lateral em Edifício de Andares Múltiplos em Estrutura Mista de Aço e Concreto*. Projeto de Graduação – UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.

BFRL/NIST, FASTData - *NIST Standard Reference Database Number 75*, 1999.

BURGESS, I.W., *Performance and Design of Multi-Storey Composite Buildings in Fire*, KICT 2005 Annual Conference/CUFER Annual Technical Seminar, Seoul, Korea, (2005) pp 89-109.

CADORIN, J.F. *Compartment Fire Models for Structural Engineering*. Universite De Liège, Tesis Doctoral. 2003.

CALDAS, R.B., Fakury, R.H., SOUSA Jr., J.B.M., PANNONI, F.D. (2006). *A Utilização de Métodos Avançados de Cálculo para a Análise de Pisos Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio*. XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Brasil.

CALDAS, R.B. (2008). *Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio*. Dissertação de Doutorado, Escola de Engenharia, UFMG.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2002, Eurocode 1: *Actions on Structures -Part 1-2: General Actions - Actions on Structures Exposed to Fire*, Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2003, Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 1-2: Structural fire design*, European Committee for Standardization.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2004a, Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*, Brussels.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2004b, Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures - Parte 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, Brussels.

ISO 834 (1999)-1, 1999, *Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction, Part 1:General Requirements*, ISO – International Organization for Standardization, Geneva.

LANDESMANN, A., *Modelo não-linear inelástico para análise de estruturas metálicas aporricadas em condições de incêndio*, Dissertação de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2003.

LAW, M., 1983, *Basis for the design of fire protection of building structures*", *Structural Engineer*, v. 61, I 1.

LIE, T.T, 2002, *Fire Temperature-Time Relations*, *SFPE Handbook of Fire Protection Engineering*, 3rd Edition.

LIM, L., 2004, *Analysis and Design of Reinforced Concrete Slabs Exposed to Fires*. *Third International Workshop "Structures in Fire"*.

MCCAFFREY, B.J., QUINTIERE, J.G., HARKLEROAD, M.F., 1981, *Estimating Room Fire Temperatures and the Likelihood of Flashover Using Fire Test Data Correlations*, *Firetech.*, v. 17, pp. 98-119.

NFPA, 2002, *Handbook of Fire Protection Engineering*, Ed. 3, Quincy, Massachusetts, National Fire Protection Association.

PANNONI, F.D, Silva, V.P., Fakury, R.H., Rodrigues, F.C. (2005a). *Simulation of the Dynamics of the Fire at 41 Angelo Perillo Road, Limeira, Brazil, 2002*. CILAMCE.

PANNONI, F.D, Silva, V.P., Fakury, R.H., Rodrigues, F.C. (2005b). *Simulation of a Compartment Flashover Fire Using Hand Calculations, A Zone Model and a Field Model*. CILAMCE.

SILVA, J. C. G, *Modelo para Análise Fluido-Termo-Mecânica de Estruturas Metálicas e Mistas Aço-Concreto sob Incêndio*, Dissertação de Mestrado, UFRJ-COPPE, 2010.


UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, *Plano de Desenvolvimento da Cidade Universitário, PDCIUNI – UFRJ 2020*, Rio de Janeiro, 2014.

UNIVERSITÉ DE LIÈGE, Département M&S. OZone v2.2: *The design fire tool OZone v2.2 - Theoretical description and validation on experimental fire tests*. Liège, 2002.

VARGAS, M.R., SILVA, V.P., *Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço*. Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS; Centro Brasileiro de Construção em Aço - CBCA, *Rio de Janeiro*, 2003.

WOOLLEY, W. D., 1992, *Fire Protection for Structural Steel in Buildings*, Association of Specialist Fire Protection Contractors and Manufactures Limited – ASFPCM, UK.

7. ANEXO A – VERIFICAÇÃO PELO PROGRAMA A3C

A3C v 2.31	PPE - UFRJ - João Flávio Braz Machado Análise Avançada de Estruturas Mistas sob a Condições de Incêndio	 ArcelorMittal
----------------------	--	--

I - PARAMETERS

I.1 - General parameters

Element type : Fully encased composite steel-concrete column

Span length of the member : L = 4,125 m

Supports : Simply supported

I.2 - Position of the member

The considered member is an intermediate member.

Spacing of the considered member :

- To the left member : $D_1 = 8,75$ m
- To the right member : $D_2 = 8,75$ m

I.3 - Cross-section

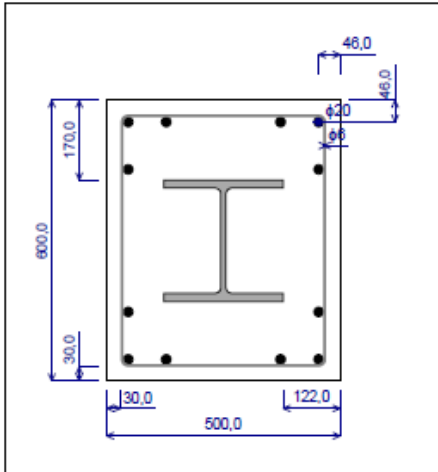


Figure 1 : Cross-section

Height of the section : h = 600 mm

Width of the section : b = 500 mm

Profile : W 10 x 10 x 60

- Geometrical properties :

A = 114,14 cm ² A _{v,y} = 88,58 cm ² I _y = 14261,7 cm ⁴ W _{el,y} = 1097,05 cm ³ W _{pl,y} = 1226,7 cm ³	m = 89,603 kg/m A _{v,z} = 31,92 cm ² I _z = 4840,81 cm ⁴ W _{el,z} = 378,19 cm ³ W _{pl,z} = 574,54 cm ³
---	---

11/02/2015	Software use conditions apply	2 / 16
------------	-------------------------------	--------

- Steel properties :

Grade : S355 - JR/J0/J2/K2
Standard : EN 10025-2 : 2004
Flange : $f_y = 345$ MPa
Web : $f_y = 355$ MPa
Cross-section : $f_y = 345$ MPa
 $\epsilon = 0,83$

- Concrete properties

Structural class : S3
Exposure class : XC1
Nominal cover :
 $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30$ mm

where : Minimum cover : $c_{min,dur} = 20$ mm (EN 1992-1-1 Table 4.4)
Allowance in design for deviation : $\Delta c_{dev} = 10$ mm (EN 1992-1-1 4.4.1.3 (3))

Distance between the external edge of the concrete section and the transverse bars :

$$c_{s,y} = 30 \text{ mm} = c_{nom}$$

$$c_{s,z} = 30 \text{ mm} = c_{nom}$$

Distance between the external edge of the flange and the external edge of the concrete section (EN 1994-1-1 6.7.5.1) :

Diameter of the longitudinal bars : $\phi_s = 20$ mm

Diameter of the transverse bars : $\phi_e = 6$ mm

Number of layers : 4

Steel grade of longitudinal bars : B500
 $f_{sk} = 500,0$ MPa

Table 1 : Position of the layers of longitudinal bars from the external edge of the concrete section.

No.	Notation	Position (mm)
1	z_1	48,0
2	z_2	147,8
3	z_3	452,4
4	z_4	554,0

Number of bars for the 1st layer : 4

Table 2 : Position of the longitudinal bars (1st layer) from the external edge of the concrete section.

No.	Notation	Position (mm)
1	y_1	48,0
2	y_2	127,8
3	y_3	372,4
4	y_4	454,0

Percentage of reinforcement (EN1994-1-1 6.7.3.1(3) & 6.7.5.2(1)) :
 $0,3\% < A_s / A_c = 1,32\% < 6,0\%$

Contribution of the structural steel section (EN1994-1-1 6.7.1(4)) :
 $0,2\% < \delta = 0,41\% < 0,9\%$

Concrete class : C25/30
 $E_{cm} = 31000,0 \text{ MPa}$
 $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$
 $f_{cm} = 33,0 \text{ MPa}$

1.4 - Creep coefficient of the concrete

Concrete cross-section area : $A_c = 284815,6 \text{ mm}^2$

Perimeter of the member in contact with the atmosphere : $u = 2200,0 \text{ mm}$

Notional size of the member : $h_0 = 258,9 \text{ mm}$

Age of concrete at loading : $t_0 = 28 \text{ days}$

Factor to allow for the effect of concrete age at loading :
 $\beta(t_0) = 0,488$

Factor to allow for the effect of concrete strength :
 $\beta(f_{cm}) = 2,925$

Relative humidity of the ambient environment : $RH = 50 \%$

Factor to allow for the effect of relative humidity :
 $\psi_{RH} = 1,784$

Notional creep coefficient : $\phi_0 = \psi_{RH} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(f_{cm}) = 2,549$

Coefficient to describe the development of creep with time after loading :
 $\beta_c(t_0) = 1,0$

Creep coefficient : $\phi_t = \phi_0 \cdot \beta_c(t_0) = 2,549$

1.5 - Load cases

- Load case 1 : Permanent loads (Q2)

Member weight : $8,154 \text{ kN/m}$

Axial force : $N_{Ed} = 1083 \text{ kN}$

1.6 - Calculation parameters

Partial factors on loads : $\gamma_{G,sup} = 1,35$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $\gamma_Q = 1,50$

Partial factors on resistances : $\gamma_{M0} = 1,00$
 $\gamma_{M1} = 1,00$

Partial factors for composite section : $\gamma_s = 1,15$
 $\gamma_c = 1,50$

Partial factors for fire calculation : $\gamma_{M,t,concrete} = 1,00$
 $\gamma_{M,t,steel} = 1,00$
 $\gamma_{M,t,reinforcing\ bars} = 1,00$

National Annexes: No

Design plastic resistance under combined actions (M-N or M-N-V): Exact calculation

Factor for shear resistance: $\eta = 1,20$

1.7 - Load combinations

- Ultimate Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	ULS01 (Auto)		1,35G	Yes
2	ULS02 (Auto)		G	Yes

- Fire Ultimate Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	FIRE01 (Auto)		G	Yes

II - INTERNAL FORCES UNDER ULS COMBINATIONS

- ULS01 (Auto) = 1,35G

Normal force : $N_{Ed} = 1507,46 \text{ kN}$
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 $|V_{y,Ed}|_{max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$
 $|M_{z,Ed}|_{max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$

Horizontal reactions at supports :
 Left end : $R_{z,L} = 0 \text{ kN}$
 Left end : $R_{y,L} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{z,R} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{y,R} = 0 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M_y (kN.m)	$V_{y,L}$ (kN)	$V_{y,R}$ (kN)	M_z (kN.m)
1	0	-	0	0	-	0	0
2	0,0825	0	0	0	0	0	0
3	0,165	0	0	0	0	0	0
4	0,2475	0	0	0	0	0	0
5	0,33	0	0	0	0	0	0
6	0,4125	0	0	0	0	0	0
7	0,495	0	0	0	0	0	0
8	0,5775	0	0	0	0	0	0
9	0,66	0	0	0	0	0	0
10	0,7425	0	0	0	0	0	0
11	0,825	0	0	0	0	0	0
12	0,9075	0	0	0	0	0	0
13	0,99	0	0	0	0	0	0
14	1,0725	0	0	0	0	0	0
15	1,155	0	0	0	0	0	0
16	1,2375	0	0	0	0	0	0
17	1,32	0	0	0	0	0	0
18	1,4025	0	0	0	0	0	0
19	1,485	0	0	0	0	0	0
20	1,5675	0	0	0	0	0	0
21	1,65	0	0	0	0	0	0
22	1,7325	0	0	0	0	0	0
23	1,815	0	0	0	0	0	0
24	1,8975	0	0	0	0	0	0
25	1,98	0	0	0	0	0	0
26	2,0625	0	0	0	0	0	0
27	2,145	0	0	0	0	0	0
28	2,2275	0	0	0	0	0	0
29	2,31	0	0	0	0	0	0
30	2,3925	0	0	0	0	0	0

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M _y (kN.m)	V _{y,L} (kN)	V _{y,R} (kN)	M _z (kN.m)
31	2,475	0	0	0	0	0	0
32	2,5575	0	0	0	0	0	0
33	2,64	0	0	0	0	0	0
34	2,7225	0	0	0	0	0	0
35	2,805	0	0	0	0	0	0
36	2,8875	0	0	0	0	0	0
37	2,97	0	0	0	0	0	0
38	3,0525	0	0	0	0	0	0
39	3,135	0	0	0	0	0	0
40	3,2175	0	0	0	0	0	0
41	3,3	0	0	0	0	0	0
42	3,3825	0	0	0	0	0	0
43	3,465	0	0	0	0	0	0
44	3,5475	0	0	0	0	0	0
45	3,63	0	0	0	0	0	0
46	3,7125	0	0	0	0	0	0
47	3,795	0	0	0	0	0	0
48	3,8775	0	0	0	0	0	0
49	3,96	0	0	0	0	0	0
50	4,0425	0	0	0	0	0	0
51	4,125	0	-	0	0	-	0

- ULS02 (Auto) = G

Normal force : $N_{Ed} = 1116,637 \text{ kN}$
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 $|V_{y,Ed}|_{max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$
 $|M_{z,Ed}|_{max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$

Horizontal reactions at supports :
 Left end : $R_{z,L} = 0 \text{ kN}$
 Left end : $R_{y,L} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{z,R} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{y,R} = 0 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M_y (kN.m)	$V_{y,L}$ (kN)	$V_{y,R}$ (kN)	M_z (kN.m)
1	0	-	0	0	-	0	0
2	0,0825	0	0	0	0	0	0
3	0,165	0	0	0	0	0	0
4	0,2475	0	0	0	0	0	0
5	0,33	0	0	0	0	0	0
6	0,4125	0	0	0	0	0	0
7	0,495	0	0	0	0	0	0
8	0,5775	0	0	0	0	0	0
9	0,66	0	0	0	0	0	0
10	0,7425	0	0	0	0	0	0
11	0,825	0	0	0	0	0	0
12	0,9075	0	0	0	0	0	0
13	0,99	0	0	0	0	0	0
14	1,0725	0	0	0	0	0	0
15	1,155	0	0	0	0	0	0
16	1,2375	0	0	0	0	0	0
17	1,32	0	0	0	0	0	0
18	1,4025	0	0	0	0	0	0
19	1,485	0	0	0	0	0	0
20	1,5675	0	0	0	0	0	0
21	1,65	0	0	0	0	0	0
22	1,7325	0	0	0	0	0	0
23	1,815	0	0	0	0	0	0
24	1,8975	0	0	0	0	0	0
25	1,98	0	0	0	0	0	0
26	2,0625	0	0	0	0	0	0
27	2,145	0	0	0	0	0	0
28	2,2275	0	0	0	0	0	0
29	2,31	0	0	0	0	0	0
30	2,3925	0	0	0	0	0	0
31	2,475	0	0	0	0	0	0
32	2,5575	0	0	0	0	0	0
33	2,64	0	0	0	0	0	0

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M _y (kN.m)	V _{y,L} (kN)	V _{y,R} (kN)	M _z (kN.m)
34	2,7225	0	0	0	0	0	0
35	2,805	0	0	0	0	0	0
36	2,8875	0	0	0	0	0	0
37	2,97	0	0	0	0	0	0
38	3,0525	0	0	0	0	0	0
39	3,135	0	0	0	0	0	0
40	3,2175	0	0	0	0	0	0
41	3,3	0	0	0	0	0	0
42	3,3825	0	0	0	0	0	0
43	3,465	0	0	0	0	0	0
44	3,5475	0	0	0	0	0	0
45	3,63	0	0	0	0	0	0
46	3,7125	0	0	0	0	0	0
47	3,795	0	0	0	0	0	0
48	3,8775	0	0	0	0	0	0
49	3,96	0	0	0	0	0	0
50	4,0425	0	0	0	0	0	0
51	4,125	0	-	0	0	-	0

III - INTERNAL FORCES UNDER FIRE COMBINATIONS

- FIRE01 (Auto) = G

Normal force : $N_{f,Ed} = 1110,637 \text{ kN}$
 Maximum shear force : $|V_{z,f,Ed}|_{\max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 $|V_{y,f,Ed}|_{\max} = 0 \text{ kN (x = 0 m)}$
 Maximum bending moment : $|M_{y,f,Ed}|_{\max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$
 $|M_{z,f,Ed}|_{\max} = 0 \text{ kNm (x = 0 m)}$

Reactions at supports :
 Left end : $R_{z,f,L} = 0 \text{ kN}$
 Left end : $R_{y,f,L} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{z,f,R} = 0 \text{ kN}$
 Right end : $R_{y,f,R} = 0 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,f,L}$ (kN)	$V_{z,f,R}$ (kN)	$M_{y,f}$ (kN.m)	$V_{y,f,L}$ (kN)	$V_{y,f,R}$ (kN)	$M_{z,f}$ (kN.m)
1	0	-	0	0	-	0	0
2	0,0825	0	0	0	0	0	0
3	0,165	0	0	0	0	0	0
4	0,2475	0	0	0	0	0	0
5	0,33	0	0	0	0	0	0
6	0,4125	0	0	0	0	0	0
7	0,495	0	0	0	0	0	0
8	0,5775	0	0	0	0	0	0
9	0,66	0	0	0	0	0	0
10	0,7425	0	0	0	0	0	0
11	0,825	0	0	0	0	0	0
12	0,9075	0	0	0	0	0	0
13	0,99	0	0	0	0	0	0
14	1,0725	0	0	0	0	0	0
15	1,155	0	0	0	0	0	0
16	1,2375	0	0	0	0	0	0
17	1,32	0	0	0	0	0	0
18	1,4025	0	0	0	0	0	0
19	1,485	0	0	0	0	0	0
20	1,5675	0	0	0	0	0	0
21	1,65	0	0	0	0	0	0
22	1,7325	0	0	0	0	0	0
23	1,815	0	0	0	0	0	0
24	1,8975	0	0	0	0	0	0
25	1,98	0	0	0	0	0	0
26	2,0625	0	0	0	0	0	0
27	2,145	0	0	0	0	0	0
28	2,2275	0	0	0	0	0	0
29	2,31	0	0	0	0	0	0
30	2,3925	0	0	0	0	0	0

Section No.	x (m)	$V_{z,\beta,L}$ (kN)	$V_{z,\beta,R}$ (kN)	$M_{y,\beta}$ (kN.m)	$V_{y,\beta,L}$ (kN)	$V_{y,\beta,R}$ (kN)	$M_{z,\beta}$ (kN.m)
31	2,475	0	0	0	0	0	0
32	2,5575	0	0	0	0	0	0
33	2,64	0	0	0	0	0	0
34	2,7225	0	0	0	0	0	0
35	2,805	0	0	0	0	0	0
36	2,8875	0	0	0	0	0	0
37	2,97	0	0	0	0	0	0
38	3,0525	0	0	0	0	0	0
39	3,135	0	0	0	0	0	0
40	3,2175	0	0	0	0	0	0
41	3,3	0	0	0	0	0	0
42	3,3825	0	0	0	0	0	0
43	3,465	0	0	0	0	0	0
44	3,5475	0	0	0	0	0	0
45	3,63	0	0	0	0	0	0
46	3,7125	0	0	0	0	0	0
47	3,795	0	0	0	0	0	0
48	3,8775	0	0	0	0	0	0
49	3,96	0	0	0	0	0	0
50	4,0425	0	0	0	0	0	0
51	4,125	0	-	0	0	-	0

IV - ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)

IV.1 - Notations

- Resistance of the cross-section to axial force

Plastic resistance of the cross-section to the normal force : $N_{pl,Rd} = 9611,966 \text{ kN}$

- Buckling resistance

Creep coefficient for the concrete : $\phi_t = 2,549$

Effective flexural stiffness :

- y-y axis :

$$(EI_y)_{\text{eff}} = E_a I_{y,a} + E_s I_{y,s} + K_e E_{c,\text{eff}} I_{y,c}$$

- z-z axis :

$$(EI_z)_{\text{eff}} = E_a I_{z,a} + E_s I_{z,s} + K_e E_{c,\text{eff}} I_{z,c}$$

where : $K_e = 0,6$ - Correction factor

Characteristic value of the plastic resistance to axial force : $N_{pl,Rk} = 11875,274 \text{ kN}$

Buckling curve about the major axis :

b

Buckling curve about the minor axis :

c

Imperfection factor :

- y-y axis :

$$\alpha_y = 0,34$$

- z-z axis :

$$\alpha_z = 0,49$$

Plastic resistance of the cross-section to the normal force : $N_{b,pl,Rd} = 9611,966 \text{ kN}$

IV.2 - ULS Verifications

- COMBINATION: ULS01 (Auto) = 1,35G

- Resistance of the cross-section to axial force

Axial force : $N_{Ed} = 1507,46 \text{ kN}$

Criterion : $\Gamma_N = 0,157 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

- Resistance of the cross-section to shear force

No verification required because : $V_{y,Ed} = V_{z,Ed} = 0$

- Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V

No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$

- Flexural buckling about the major axis


Effective modulus of elasticity for the concrete : $E_{c,\text{eff}} = 8734,669 \text{ MPa}$


Effective flexural stiffness : $(EI_y)_{\text{eff}} = 115546,496 \text{ kN.m}^2$

Elastic flexural buckling force about the y-y axis : $N_{cr,y} = 67020,647 \text{ kN}$

Non-dimensional slenderness : $\lambda_y = 0,421 < 2,0$

Reduction factor : $\chi_y = 0,918$

A3C v 2.31	PPE - UFRJ - João Flávio Braz Machado	 ArcelorMittal
Análise Avançada de Estruturas Mistas sob a Condições de Incêndio		
Bucking resistance about y-y axis :	$N_{b,y,Rd} = 8820,705 \text{ kN}$	
Criterion :	$\Gamma_{by} = 0,171 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$	
<i>- Flexural buckling about the minor axis</i>		
Effective modulus of elasticity for the concrete :	$E_{c,eff} = 8734,669 \text{ MPa}$	
Effective flexural stiffness :	$(EI_z)_{eff} = 67938,191 \text{ kN.m}^2$	
Elastic flexural buckling force about the z-z axis :	$N_{cr,z} = 39406,315 \text{ kN}$	
Non-dimensional slenderness :	$\lambda_z = 0,549 < 2,0$	
Reduction factor :	$\chi_z = 0,815$	
Bucking resistance about z-z axis :	$N_{b,z,Rd} = 7835,78 \text{ kN}$	
Criterion :	$\Gamma_{bz} = 0,192 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$	
<i>- Element resistance to combined actions M-N-V</i>		
No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$		
<i>- COMBINATION: ULS02 (Auto) = G</i>		
<i>- Resistance of the cross-section to axial force</i>		
Axial force :	$N_{Ed} = 1116,637 \text{ kN}$	
Criterion :	$\Gamma_N = 0,116 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$	
<i>- Resistance of the cross-section to shear force</i>		
No verification required because : $V_{y,Ed} = V_{z,Ed} = 0$		
<i>- Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V</i>		
No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$		
<i>- Flexural buckling about the major axis</i>		
Effective modulus of elasticity for the concrete :	$E_{c,eff} = 8734,669 \text{ MPa}$	
Effective flexural stiffness :	$(EI_y)_{eff} = 115546,496 \text{ kN.m}^2$	
Elastic flexural buckling force about the y-y axis :	$N_{cr,y} = 67020,647 \text{ kN}$	
Non-dimensional slenderness :	$\lambda_y = 0,421 < 2,0$	
Reduction factor :	$\chi_y = 0,918$	
Bucking resistance about y-y axis :	$N_{b,y,Rd} = 8820,705 \text{ kN}$	
Criterion :	$\Gamma_{by} = 0,127 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$	
<i>- Flexural buckling about the minor axis</i>		
Effective modulus of elasticity for the concrete :	$E_{c,eff} = 8734,669 \text{ MPa}$	
Effective flexural stiffness :	$(EI_z)_{eff} = 67938,191 \text{ kN.m}^2$	

A3C v 2.31	PPE - UFRJ - João Flávio Braz Machado	 ArcelorMittal
	Análise Avançada de Estruturas Mistas sob a Condições de Incêndio	
Elastic flexural buckling force about the z-z axis :	$N_{cr,z} = 39406,315 \text{ kN}$	
Non-dimensional slenderness :	$\lambda_z = 0,549 < 2,0$	
Reduction factor :	$\chi_z = 0,815$	
Buckling resistance about z-z axis :	$N_{b,z,Rd} = 7835,78 \text{ kN}$	
Criterion :	$\Gamma_{bz} = 0,143 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$	
- Element resistance to combined actions M-N-V		
No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$		
IV.3 - Synthesis of verifications		
Resistance of the cross-section to axial force (Combination ULS01, at x = 4,125 m) :		
	$\Gamma_{N,max}$	= 0,157 < 1 =>Satisfied
Resistance of the cross-section to shear force :		
No verification required because : $V_{y,Ed} = V_{z,Ed} = 0$		
Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V :		
No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$		
Flexural buckling about the major axis (Combination ULS01) :		
	$\Gamma_{by,max}$	= 0,171 < 1 =>Satisfied
Flexural buckling about the minor axis (Combination ULS01) :		
	$\Gamma_{bz,max}$	= 0,192 < 1 =>Satisfied
Element resistance to combined actions M-N-V		
No verification required because : $M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = 0$		
11/02/2015	Software use conditions apply	14 / 15

V - FIRE ULTIMATE LIMIT STATES (FIRE)

V.1 - Calculation options

Standard fire resistance
The minimum dimensions of the cross-section will be determined
Fire resistance class **R120**

V.2 - Minimum dimensions of a cross-section

- Option 1

Minimum depth and width	h_c and b_c	≥ 300 mm
Minimum concrete cover of steel section	c	≥ 75 mm
Minimum axis distance of reinforcing bars	u_c	≥ 40 mm

- Option 2

Minimum depth and width	h_c and b_c	≥ 350 mm
Minimum concrete cover of steel section	c	≥ 50 mm
Minimum axis distance of reinforcing bars	u_s	≥ 30 mm

V.3 - FIRE Verifications

- COMBINATION: FIRE01 (Auto) = G

Load level	$\eta_{m,t}$	= 0,170 < 1,0 => Satisfied
------------	--------------	----------------------------

V.4 - Synthesis of verifications

The required fire resistance class is verified according to both options

- Option 1

Cross-section depth	h_c	= 600,0 mm > 300,0 mm => Satisfied
Cross-section width	b_c	= 500,0 mm > 300,0 mm => Satisfied
Concrete cover of the steel section along major axis	c_y	= 122,0 mm > 75,0 mm => Satisfied
Concrete cover of the steel section along minor axis	c_z	= 170,0 mm > 75,0 mm => Satisfied
Major axis distance of the reinforcing bars	u_{sy}	= 46,0 mm > 40,0 mm => Satisfied
Minor axis distance of the reinforcing bars	u_{sz}	= 46,0 mm > 40,0 mm => Satisfied

- Option 2

Cross-section depth	h_c	= 600,0 mm > 350,0 mm => Satisfied
Cross-section width	b_c	= 500,0 mm > 350,0 mm => Satisfied
Concrete cover of the steel section along major axis	c_y	= 122,0 mm > 50,0 mm => Satisfied
Concrete cover of the steel section along minor axis	c_z	= 170,0 mm > 50,0 mm => Satisfied
Major axis distance of the reinforcing bars	u_{sy}	= 46,0 mm > 30,0 mm => Satisfied
Minor axis distance of the reinforcing bars	u_{sz}	= 46,0 mm > 30,0 mm => Satisfied