

ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NATURAL

SÂMELA SILVA ROCHA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

FACULDADE DE TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NATURAL

SÂMELA SILVA ROCHA

ORIENTADOR: LUCIANO MENDES BEZERRA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO - 2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NATURAL

SÂMELA SILVA ROCHA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL II SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Luciano Mendes Bezerra, PhD (UnB) (Orientador)

Eng. Welington Vital da Silva, DSc (UnB) (Examinador interno)

Eng. Brenda Vieira Costa Fontes, MSc (Examinadora externa)

BRASÍLIA/DF, 17 DE DEZEMBRO DE 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

ROCHA, SÂMELA SILVA

Análise de elementos estruturais de aço em situação de incêndio natural [Distrito Federal] 2020.

x, 85p, 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2020). Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estruturas Metálicas	2. Incêndio Natural
3. Análise de Resistência	4. Análise Numérica
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ROCHA, S.S. (2020). Análise de elementos estruturais de aço em situação de incêndio natural. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTORA: Sâmela Silva Rocha TÍTULO: Análise de elementos estruturais de aço em situação de incêndio natural. GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2020

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Sâmela Silva Rocha Quadra 1, Conjunto 7, Casa 19, Setor Norte Cidade Estrutural CEP: 71.258-045 Brasília/DF – Brasil e-mail: samela96@gmail.com

AGRADECIMENTOS

A Deus por abençoar meu caminho, me fortalecer e não me deixar desistir dos meus sonhos, mesmo nos momentos mais difíceis.

À minha mãe, meu pai e meu padrasto, pelo amor, paciência, confiança e por nunca duvidarem de mim. E principalmente por sonharem este sonho junto comigo, desde quando eu era apenas uma criança que sonhava em ser Engenheira Civil. Ao meu namorado Degean por todo amor, apoio, e pelas palavras de incentivo e conforto nos inúmeros momentos de dificuldade.

Ao meu orientador Professor Luciano Mendes Bezerra, pela dedicação e por compartilhar seus conhecimentos e experiências.

Ao examinador interno Welington Vital da Silva e à examinadora externa Brenda Vieira Costa Fontes, pela contribuição no aperfeiçoamento deste trabalho.

As minhas amigas que conheci na Universidade de Brasília: Karoline, que esteve presente desde o meu primeiro dia na UnB, sempre me aconselhou e guiou durante todo o curso de Engenharia Civil; Amanda, pelo companheirismo e por todos os nossos dias de estudo; Flávia, pelas madrugadas de estudos que não foram poucas e pelo apoio; Lara que desde o momento em que nos conhecemos se tornou uma grande amiga, sempre me ajudou em todos os meus projetos, me deu forças e incentivo; E à minha amiga Priscilla, que me acompanhou nesta jornada desde os estudos para o vestibular, quando tudo isso ainda era apenas um sonho, do ensino médio à finalização deste trabalho.

Deixo um agradecimento especial ao Luciano Lins Vieira que me auxiliou na realização deste trabalho e meu ofereceu todo o suporte.

A todos os meus professores, desde o primário à faculdade, sem eles eu não estaria aqui. A profissão mais importante que gera todas as outras.

E finalmente para todos aqueles que em algum momento contribuíram para que este dia se tornasse realidade. Obrigada! Enfim, Engenheira Civil.

ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO NATURAL

RESUMO

A capacidade de resistência e resposta dos perfis de aço em situação de incêndio são uma grande preocupação na escolha deste método construtivo. As normas brasileiras são conservadoras com relação aos métodos de cálculo para as estruturas de aço em situação de incêndio. O método de incêndio padrão, utilizado nas normas brasileiras, para a obtenção da temperatura dos gases é menos preciso e mais conservador. Neste trabalho uma estrutura simplificada foi dimensionada na condição de incêndio por meio do incêndio natural. Foi realizada uma comparação entre a temperatura crítica determinada pela norma e a diminuição de resistência do perfil de aço em exposição ao incêndio natural. Também foi avaliada a redistribuição de esforços do elemento em situação de incêndio para os elementos adjacentes, foi observado que o colapso da estrutura ocorre após a temperatura crítica.

Palavras chave: Estruturas de aço; incêndio natural; temperatura crítica; análise estrutural.

STRUCTURAL ANALYSIS OF STEEL ELEMENTS IN NATURAL FIRE SITUATION

ABSTRACT

The strength capacity and response of steel profiles in a fire situation are a major concern when choosing this type of construction method. Brazilian standards are conservative about calculation methods for steel structures in a fire situation. The standard fire method, used in Brazilian standards, to obtain the gas temperature is less accurate and more conservative. In this work, a simplified structure was dimensioned in the fire condition by means of natural fire. A comparison was made between the critical temperature determined by the standard and the decrease strength of the steel profile exposed to natural fire. It was also evaluated the element's redistribution of efforts in a fire situation to the adjacent elements and it was found that the collapse of the structure happens after the critical temperature.

Keywords: Steel structures; naturals fire; critical temperature; structural analysis

SUMÁRIO

1.	INTRO	DUÇÃO	1
1.1.	CO	NSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2.	MC	DTIVAÇÃO	2
1.3.	OB	JETIVO	4
	1.3.1.	Objetivo geral	4
	1.3.2.	Objetivos específicos	4
1.4.	EST	TRUTURA DO TRABALHO	5
2.	FUNDA	AMENTOS	6
2.1.	DE	SCRIÇÃO DO FENÔMENO INCÊNDIO	6
2.2.	EQ	UAÇÕES DE TROCAS DE CALOR	8
2.3.	MC	DELOS DE INCÊNDIO	10
	2.3.1.	Incêndio-padrão	11
	2.3.2.	Incêndio Natural	13
	2.3.2.1.	Curvas Paramétricas	16
2.4.	CO	MPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE AÇO SOB INCÊNDIO	18
	2.4.1.	Propriedades mecânicas	18
	2.4.2.	Propriedades térmicas	20
2.5.	EL	EVAÇÃO DE TEMPERATURA DOS ELEMENTOS	23
2.6.	AÇ	ÕES ATUANTES	26
	2.6.1.	Ações permanentes	26
	2.6.2.	Ações variáveis	26
	2.6.3.	Ações excepcionais	27
	2.6.4.	Dimensionamento	27
2.7.	MÉ	TODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS D	Έ
AÇ	O EM SI	TTUAÇÃO DE INCÊNDIO	29

	2.7.1.	Barras submetidas à tração	.29
	2.7.2.	Barras submetidas à compressão	.30
	2.7.3.	Barras submetidas ao momento fletor	.31
	2.7.4.	Combinação de esforços solicitantes	.32
3.	METOI	DOLOGIA	.34
3.1.	CO	NSIDERAÇÕES GERAIS	.34
3.2.	MÉ	TODO PROPOSTO	.35
	3.2.1.	Edifício	.35
	3. 2.2.	Incêndio natural	.42
	3.2.3.	Temperatura do aço durante o incêndio preconizado	.42
	3.2.4.	Simulação do incêndio natural na estrutura	.45
4.	RESUL	TADOS E ANÁLISE	.52
4.1.	RES	SULTADOS OBTIDOS PARA OS PILARES E VIGAS	.63
5.	CONCI	LUSÕES	.77
5 .1.	PRO	OPOSTA PARA PROJETOS FUTUROS	.77
RE	FERÊN(CIAS BIBLIOGRÁFICAS	.79

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Temperatura dos gases em função do tempo conforme ASTM E 119	12
Tabela 2-2 - Potencial calorífico de alguns materiais. Fonte: NBR 14432 (2000)	15
Tabela 2-3 – Carga de incêndio de algumas edificações. Fonte: NBR 14432 (2000).	15
Tabela 2-4 - Fatores de redução. Fonte: ABNT NBR 14323:2013	19
Tabela 3-1 - Propriedades do aço MR 250	
Tabela 3-2 - Carregamentos considerados no modelo	
Tabela 3-3 - Ação do vento na edificação analisada	
Tabela 3-4 - Área de influência das vigas	
Tabela 3-5 - Combinações de cargas	40
Tabela 3-6 - Características geométricas dos perfis escolhidos	40
Tabela 3-7 – fator de massividade do perfil	43
Tabela 3-8 - Fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço	46
Tabela 3-9 - Resistência ao esforço axial de compressão no pilar central de	o segundo
pavimento	47
Tabela 4-1 - Esforços no pilar P1	63
Tabela 4-2 - Esforços no pilar P2	64
Tabela 4-3 - Esforços no pilar P3	64
Tabela 4-4 - Esforços no pilar P4	65
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5	65
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6	65 66
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6 Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7	65 66 67
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6 Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7 Tabela 4-8 - Esforços do pilar P8	65 66 67 67
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6 Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7 Tabela 4-8 - Esforços do pilar P8 Tabela 4-9 - Esforços no pilar P9	65 66 67 67 68
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6 Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7 Tabela 4-8 - Esforços do pilar P8 Tabela 4-9 - Esforços no pilar P9 Tabela 4-10 - Esforços na viga V03 = V04	65 66 67 67 67 68 69
Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5 Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6 Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7 Tabela 4-8 - Esforços do pilar P8 Tabela 4-9 - Esforços no pilar P9 Tabela 4-10 - Esforços na viga V03 = V04 Tabela 4-11 - Esforços na viga V09	65 67 67 67 67 69

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Incidência de incêndios estruturais (INSTITUTO SPRINKLER BRASIL, 2018).2
Figura 1-2 - Redução da resistência (à esquerda) e do módulo de elasticidade (à direita) em
função da temperatura. Fonte: RIGOBELLO, 2011
Figura 2-1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real. Fonte: SILVA, 20037
Figura 2-2 – Curvas de incêndio-padrão. Fonte: Autoria própria, 2020
Figura 2-3 - Curva temperatura-tempo para <i>qfi</i> =300 MJ/m ² 16
Figura 2-4 – Curva temperatura-tempo para qfi =700 MJ/m ² 16
Figura 2-5 - Curva temperatura-tempo para o=0,03. Fonte: Autoria própria, 202017
Figura 2-6 - Curva temperatura-tempo para o=0,06. Fonte: Autoria própria, 202017
Figura 2-7 - Curva temperatura-tempo para o=0,12. Fonte: Autoria própria, 202018
Figura 2-8 - Fatores de redução do módulo de elasticidade e tensão de escoamento em
situação de incêndio. Fonte: ABNT NBR 14323:201320
Figura 2-9 - Variação da condutividade térmica em função da temperatura. Fonte: ABNT
NBR 14323:2013
Figura 2-10 - Calor específico em função da temperatura do aço. Fonte: ABNT NBR
14323:2013
Figura 2-11 – Alongamento térmico em função da temperatura. Fonte: ABNT NBR 14323:
200323
Figura 2-12 - Curva de incêndio-padrão com variação no fator de massividade. Fonte:
VIEIRA, 201925
Figura 2-13 - Curva de incêndio natural com variação do fator de massividade. Fonte:
VIEIRA, 2019
Figura 3-1 - Visualização em 3D da estrutura
Figura 3-2 - Distribuição das cargas das lajes nas vigas para todos os pavimentos. Fonte:
ABNT NBR 6118:2014
Figura 3-3 - Vista em planta gerada pelo software SAP41
Figura 3-4 - Corte esquemático do pórtico – Eixo XZ41
Figura 3-5 - Curva temperatura-tempo incêndio natural
Figura 3-6 - Disposição do perfil e área exposta ao incêndio43
Figura 3-7 - Temperatura dos gases e temperatura do aco

Figura 3-8 - Momento fletor atuando no pórtico central XZ para Y=6,00m para temperatura
ambiente
Figura 3-9 - Momento fletor atuando no pórtico central XZ para Y=6,00m para temperatura o
rompimento do pilar central
Figura 3-10 - Resistência à compressão do pilar P5 e a capacidade de resistência do pilar em
função do tempo
Figura 3-11 - Resistência ao esforço de flexão no pilar P5 e capacidade de resistência do pilar
em função do tempo51
Figura 4-1 - Croqui - Elementos estruturais
Figura 4-2 - Diminuição da capacidade de resistência à flexão do pilar P5em função do tempo
Figura 4-3 - Diminuição da capacidade de resistência à compressão do pilar P5em função do
tempo71
Figura 4-4 - Acréscimo no esforço axial dos pilares pela temperatura do pilar P572
Figura 4-5 - Acréscimo do momento fletor nos pilares pela temperatura do pilar P573
Figura 4-6 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V04 e V05 em função da
temperatura do pilar P574
Figura 4-7 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V09 em função da temperatura do
pilar P574
Figura 4-8 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V10 em função da temperatura do
pilar P575

LISTA DE SIMBOLOS

- $\frac{\Delta Q}{\Delta T}$ Taxa com que o calor flui por área
- λ_a Condutividade térmica
- A_{fc} Área em que há fluxo de calor
- $\frac{\Delta T}{\Delta x}$ Variação de temperatura pelo comprimento
- φ_c Fluxo de calor devido à convecção
- α_c Coeficiente de transferência de calor por convecção
- θ_q Temperatura dos gases
- θ_a Temperatura do aço
- φ_r Fluxo de calor devido à radiação
- σ Constante de Stefan-Boltzmann 5,67 $x10^{-8}$
- A Área da superfície do radiador ideal
- θ Temperatura do irradiado
- θ_0 Temperatura dos gases no momento anterior ao princípio do incêndio
- λ_a Condutividade térmica
- Ca Calor específico
- k_{sh} Fator de correção para efeito de sombreamento
- *F* Fator de massividade
- φ Fluxo de calor
- ho_a Massa específica do aço
- Δt Intervalo de tempo
- $k_{\nu,\theta}$ Fator de redução da tensão de escoamento situação de incêndio
- $k_{E,\theta}$ Fator de redução ao módulo de elasticidade em situação de incêndio
- $k_{\sigma,\theta}$ Fator de redução para seções sujeitas à flambagem local
- Δl_a Expansão térmica provocada pela temperatura
- l_a Comprimento inicial com temperatura a 20°C
- $F_{Gi,k}$ Valores característicos das ações permanentes
- $F_{O1,k}$ Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação

 $F_{Qj,k}$ - Valores característicos das ações variáveis que podem atuar justamente com a ação variável principal

 γ_{qi} - Fator de ponderação das cargas permanentes

 γ_{ai} - Fator de ponderação das cargas variáveis

 ψ_{0i} - Fator de redução da carga para ações variáveis

 $\psi_{0j,ef}$ - Fator de combinação das cargas variáveis que podem ocorrer ao mesmo tempo em que a ação principal

 $F_{Q,exc}$ - Valor da carga excepcional

 $S_{fi,d}$ - Esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio

R_{fi,d} - Esforço resistente de cálculo

 A_q - Área da seção transversal

 χ_{fi} - Fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio,

 χ_{dist} - Fator de redução associado à flambagem distorcional

 A_{ef} - Área efetiva da seção transversal

 M_{pl} - Momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente

 κ - Fator de correção que considera a distribuição de temperatura não uniforme na seção

 M_{γ} - Momento fletor correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente

 $N_{fi,Sd}$ - Força axial solicitante de cálculo de tração ou compressão para a situação de incêndio;

 $M_{x,fi,Sd}$ - Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x

 $M_{y,fi,Sd}$ - Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y

 $M_{x,fi,Rd}$ - Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x

 $M_{v,fi,Rd}$ - Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas em aço representam um grande avanço na construção civil, em especial quando comparadas às estruturas em concreto armado. Permitem a utilização de ambientes com vãos maiores, canteiro de obra limpo, maior racionalização dos insumos, estruturas mais leves, entre outras vantagens. No entanto, existem algumas preocupações relacionadas à corrosão do aço, alto custo dos materiais, necessidade de mão de obra capacitada e à sua resistência em situação de incêndio. Neste trabalho será feita uma análise do comportamento das estruturas de aço para este último caso.

Segundo Silva (2001), o aumento da temperatura nos elementos estruturais, em consequência da ação térmica, provoca a diminuição da rigidez, e consequentemente a diminuição da resistência, o que ocasiona um acréscimo nos esforços. Nos elementos estruturais de aço, esses esforços adicionais podem provocar o colapso da estrutura, pois são intensificados rapidamente devido à condutividade térmica do material.

Os gases tóxicos produzidos pelo aquecimento dos materiais podem prejudicar a vida, causando óbito em situações mais graves. A edificação pode ser toda comprometida caso o incêndio não seja combatido. Um dos principais problemas no combate de incêndios é devido à falha na prevenção e identificação do foco inicial do fogo (CESARINO, 2018).

A segurança conta incêndios é essencial para evitar danos. Para garantir a vida e a proteção patrimonial, as estruturas são projetadas de forma a evitar que haja o colapso, que a edificação seja desocupada e que posteriormente ela possa ser reutilizada a partir das intervenções necessárias (SILVA, 2001).

No dimensionamento das estruturas o incêndio, segundo a norma de combinação de cargas NBR 8681:2003, é uma ação excepcional, ou seja, com baixa probabilidade de ocorrência. Sendo assim, nem sempre é considerado pelos projetistas. Segundo os dados de incêndios estruturais contabilizados pelo Instituto Sprinkler Brasil (ISB), em 2018, 531 incêndios foram noticiados pela imprensa. Na Figura 1-1, tem-se os dados obtidos.



Figura 1-1 - Incidência de incêndios estruturais (INSTITUTO SPRINKLER BRASIL, 2018).

É notável que os comércios e depósitos são os mais afetados, devido as características dos materiais presentes nesses ambientes. Em depósitos há uma grande preocupação principalmente com relação à perda patrimonial.

Logo, a importância desse projeto se dá devido ao estudo da resposta real da estrutura diante da situação de exposição ao incêndio natural, analisando a influência no módulo de elasticidade e a redistribuição de esforços, seu comportamento geral. Tais análises são de importância relevante no dimensionamento dos elementos estruturais, permitindo ao projetista aperfeiçoar o dimensionamento estrutural e diminuir os danos em situação excepcional de incêndio.

1.2. MOTIVAÇÃO

O fenômeno do incêndio em estruturas de aço é pouco estudado e os resultados são de análises complexas. Segundo Martines (1997), a segurança contra incêndio e a avaliação do risco de colapso de estruturas continuam sendo um problema, mesmo após estudos científicos, análises experimentais, normas técnicas, entre outros avanços nas últimas décadas. São

problemas complexos de cinética e equilíbrio químico, transferência de calor, propagação das chamas, fluidodinâmica das correntes de ar e dos produtos da combustão.

Quando se trata de estruturas em aço, a preocupação com o incêndio torna-se uma importante variável na escolha do sistema construtivo a ser utilizado. O aço resiste a altas temperaturas por um curto intervalo de tempo, o que pode causar um colapso progressivo ou iminência do mesmo durante um incêndio. Neste quesito, tanto as propriedades do aço como das estruturas em concreto armado são reduzidas durante a ação do fogo.

A Figura 1-2 ilustra um comparativo entre a ação do fogo para esses dois tipos de estruturas. O gráfico da esquerda representa a razão da resistência, entre a resistência durante o incêndio e a resistência a temperatura ambiente, pelo temperatura. Já no gráfico da direita, tem-se no eixo Y a razão entre o módulo de elasticidade durante o incêndio e o módulo de elasticidade a temperatura ambiente, pela temperatura.



Figura 1-2 - Redução da resistência (à esquerda) e do módulo de elasticidade (à direita) em função da temperatura. Fonte: RIGOBELLO, 2011.

Para as estruturas de concreto, pode-se notar que o comportamento mecânico não varia bruscamente. A resistência diminui em pouco menos de 30% no intervalo de 0°C a 400°C, enquanto a resistência das estruturas em aço é mantida estável para este mesmo intervalo, como pode ser observado na Figura 1-2. No entanto, a partir de 400°C o aço passa a diminuir bruscamente sua resistência, chegando a 600°C com uma perda de resistência em mais de 50%.

Já o módulo de elasticidade do aço possui uma resposta melhor até 500°C, com uma perca de 40% da sua capacidade em relação à temperatura ambiente. Enquanto o concreto para este mesmo intervalo tem uma perda de 70% do seu módulo de elasticidade em relação a temperatura ambiente, como também pode ser observado na Figura 1-2.

A maioria das normas internacionais e a norma brasileira utilizam o método do incêndiopadrão por ser um modelo simplificado, cujas variáveis são de fácil determinação. O método do incêndio natural envolve variáveis complexas. Neste trabalho, busca-se uma maneira simplificada de utilizar o método do incêndio natural, para que assim, tenha-se uma precisão maior no tempo de ação anterior ao colapso da estrutura. Por ser uma representação próxima do incêndio real, permite compreender o fenômeno e prevenir as perdas.

1.3. OBJETIVO

1.3.1. Objetivo geral

Neste trabalho será estudado o fenômeno do incêndio natural compartimentado em estruturas de aço. Através da diminuição da resistência do elemento estrutural utilizando o *software* SAP2000 será realizada a análise da redistribuição de esforços e comportamento geral da estrutura.

1.3.2. Objetivos específicos

- Simulação da temperatura dos gases em situação de incêndio natural segundo a ABNT NBR 14323:2013;
- Análise da temperatura do aço a partir da temperatura dos gases obtida pelo incêndio natural;

- Simulação de um edifício comercial simplificada no *software* SAP2000;
- Simulação da situação de incêndio natural em uma estrutura metálica a partir da variação nas propriedades do aço;
- Análise da redistribuição de esforços em uma estrutura comercial simplificada em situação de incêndio.

1.4. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de cinco capítulos. Neste primeiro capítulo estão descritas as principais motivações para o desenvolvimento deste projeto, e uma explanação geral sobre a importância dos estudos relacionados às estruturas metálicas em situação de incêndio. Tal importância se dá devido a grande preocupação no uso de estruturas de aço, apesar das inúmeras vantagens. Seu comportamento em relação ao incêndio se torna um grande entrave na escolha por este método construtivo. Os objetivos também se encontram no primeiro capítulo.

No segundo capítulo constam as descrições do fenômeno estudado, fundamentadas na revisão bibliográfica de trabalhos anteriores e publicações, trabalhos de conclusão de curso, dissertações e teses que envolvem o tema. São apresentadas ainda as características e as fases do incêndio, assim como os principais modelos analíticos que o descrevem e o comportamento do fenômeno. As propriedades térmicas do material aço, seu comportamento quando exposto ao fogo, e como a elevação da temperatura acontece, também são abordadas. O modelo de dimensionamento das estruturas submetidas a este fenômeno, adotado atualmente, também constam neste capítulo.

No terceiro capítulo é exposta a metodologia utilizada, que consiste na utilização do *software* SAP 2000, e do método simplificado de dimensionamento para avaliar uma estrutura de aço exposta ao incêndio. Na metodologia são levantadas todas as hipóteses adotadas para o desenvolvimento deste trabalho.

No capítulo quatro são abordados os resultados obtidos a partir da estrutura adotada como a redistribuição de esforços nos elementos estruturais, o comportamento térmico e mecânico dos elementos. E a análise dos dados.

No capítulo cinco constam as conclusões finais para este trabalho com base nos resultados gerados pelo modelo, e no estudo de estruturas de aço em situação de incêndio natural.

2. FUNDAMENTOS

2.1. DESCRIÇÃO DO FENÔMENO INCÊNDIO

Para Maximiano (2018), o incêndio ocorre devido ao fogo, um fenômeno físico-químico, caracterizado pela reação de oxidação, com emissão de luz e calor, produtos da combustão de materiais inflamáveis. Para a ocorrência do incêndio há a ação simultânea de quatro fatores que compõe o fogo, são eles fonte de calor, combustível, o comburente e a reação em cadeia que é a ignição.

A reação da combustão, ou queima, ocorre na presença de calor, através do consumo do material combustível, podendo ser fluido ou sólido, em adição com o material comburente, como o oxigênio, por exemplo. Essa reação química, por ser exotérmica, libera grande quantidade de energia na forma de luz e calor, pela oxidação do agente combustível. A intensidade da reação dependerá de vários fatores, sendo principalmente a quantidade e qualidade, poder calorífico, dos agentes e produtos da reação. O início da reação só é possível se o sistema atingir uma energia mínima, chamada de energia de ativação, o que pode variar com o tipo de material combustível, poder calorífico, entre outros fatores. Caso essa energia seja atingida, o processo de combustão se inicia.

Segundo Nunes (2005), um incêndio representa uma situação em que o processo de combustão de um dado sistema foge ao controle do homem em um ambiente inadequado e não idealizado para comportar tal reação. O processo exotérmico de rápida oxidação de uma substância pode ser considerado como uma combustão. A quantidade de calor liberado depende das variáveis envolvidas e da qualidade dos reagentes, mas não da velocidade em que ocorre.

Para Silva (2001), a principal característica de um incêndio é a curva temperatura-tempo. Na Figura 2-1 tem-se a curva, em que estão descritas as fases de um incêndio, onde a temperatura

dos gases é relacionada com a duração do incêndio. A partir dela obtém-se a máxima temperatura, e com equações pode-se determinar a resistência dos elementos estruturais em um determinado tempo. A propagação do fenômeno depende do material comburente, do grau de ventilação da estrutura e do elemento de vedação.



Figura 2-1 - Curva temperatura-tempo de um incêndio real. Fonte: SILVA, 2003.

A ignição é definida por Silva (2001) como o princípio do incêndio. É o momento em que as proporções são pequenas e os riscos à vida e ao patrimônio decorrente do fogo, são pequenos. No entanto, existe risco à saúde humana relacionada à inalação de fumaça. Nesta fase, dispositivos como sprinklers possuem uma alta eficiência no combate as chamas, diminuindo as chances de uma inflamação generalizada. O plano de evacuação prevê a retirada das pessoas em segurança durante esse período, antes que ocorra uma inflamação generalizada.

Segundo Campelo (2008) na fase inicial do incêndio o combustível e o oxigênio presentes no ambiente são abundantes, e o incêndio apresenta uma grande instabilidade. As características do material comburente, a ventilação do local, as correntes de ar, entre outros, influenciam no desenvolvimento do incêndio, que permanece por um longo período com temperaturas baixas. Diversos fatores aleatórios e de difícil determinação podem alterar o desenvolvimento do incêndio (NUNES, 2005).

A inflamação generalizada ou *flashover* é o momento mais importante do incêndio, representa a fase de aquecimento. A partir deste momento ocorre a ignição de todo o material comburente até a temperatura máxima em um curto intervalo de tempo. Os danos à vida podem ocorrer em maiores proporções devido à inalação de fumaça, e os danos ao patrimônio são relevantes devido à queima do material, porém nem sempre implica em risco à estrutura (SILVA, 2001). Segundo Nunes (2005) esta fase representa um estágio irreversível de inflamação dos combustíveis. O tamanho e forma do ambiente influenciam na propagação do fogo, quanto menor o ambiente, mais rápida será a propagação. O ponto mais alto do ambiente (teto) é atingido por convecção enquanto os outros elementos estão sujeitos à radiação também, com fumaça e gases quentes gerados pela combustão (CAMPELO, 2008).

A capacidade das peças de aço começa a ser reduzidas a partir de 200°C. Por isso, a norma NBR 14432 (2013) estipula o tempo necessário para desocupação, chamado de Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF). O TRRF deve possibilitar, portanto o tempo necessário para a fuga dos ocupantes, a segurança das operações de combate ao incêndio, e a mitigação dos danos às edificações adjacentes (CESARINO, 2018).

A fase de resfriamento ocorre após o incêndio atingir a temperatura máxima. Todo o material inflamável entra em ignição na fase anterior, portanto falta combustível para que o incêndio tenha continuidade. (SILVA, 2001). Assim, ocorre uma diminuição progressiva da temperatura dos gases, visto que o material combustível foi consumido na fase anterior (RIGOBELLO, 2011). Segundo Martinez (1997) considera-se que o incêndio se extinguiu quando a temperatura é retornada a cerca de 300°C.

2.2. EQUAÇÕES DE TROCAS DE CALOR

Para entender a propagação do calor nos compartimentos da estrutura, é importante entender o fenômeno da troca de calor. O calor é a energia de um determinado sistema. Para que ocorra a transferência de calor, deve haver diferença de temperatura, que é nada mais que a medida da energia no sistema (RIGOBELLO, 2011). A transferência de calor acontece por três formas distintas:

Condução

Para que ocorra transferência de calor por condução deve haver diferença de temperatura. É necessário um meio físico, pois ocorre apenas entre sólidos, apesar de não transportar massa. O aquecimento de um lado da barra de ferro, aquece a barra por inteiro devido à condução. Isso se dá devido à agitação das moléculas que estão em contato direto com a chama. Essas moléculas por agitação provocam aquecimento em outras moléculas próximas, pois o calor flui do corpo de maior energia para o de menor. Assim elevando a temperatura de toda a barra. A condutividade conforme a ABNT NBR 14323:2013 é definida pela Equação 2-1.

$$\frac{\Delta Q}{\Delta T} = -\lambda_a A_{fc} \frac{\Delta T}{\Delta x}$$
(2-1)

Onde:

 $\frac{\Delta Q}{\Delta T}$ Taxa com que o calor flui por área (W); λ_a Condutividade térmica (W/m°C); A_{fc} Área em que há fluxo de calor (m²); $\frac{\Delta T}{\Delta x}$ Variação de temperatura pelo comprimento (°C/m).

Convecção

Para que ocorra a transferência de calor por convecção é necessário haver um meio líquido ou gasoso. O fenômeno acontece devido à diferença de densidade entre as moléculas quentes e frias. As moléculas frias descem e as quentes, sobem. A convecção é definida pela Equação 2-2 segundo o anexo E da ABNT NBR 14323:2013.

$$\varphi_c = \alpha_c \left(\theta_g - \theta_a \right) \tag{2-2}$$

Onde:

 φ_c É o fluxo de calor devido à convecção (W/m²);

 α_c É o coeficiente de transferência de calor por convecção (W/m²);

 θ_a É a temperatura dos gases (°C);

 θ_a É a temperatura do aço (°C).

Radiação

Acontece quando os corpos emitem calor por ondas eletromagnéticas. O calor flui de um corpo com temperatura elevada para outro de temperatura inferior, mesmo que estes corpos não estejam em contato, pela proximidade o de maior temperatura altera o estado do outro. A Equação 2-3 é definida pelo anexo E da ABNT NBR 14323:2013.

$$\varphi_r = \sigma A (\theta + 273)^4$$

$$\varphi_r = 5,67. \, 10^{-8}. \, \varepsilon_{res}. \left[\left(\theta_g + 273 \right)^4 - \left(\theta_a + 273 \right)^4 \right]$$
(2-3)

Onde:

 φ_r É o fluxo de calor devido à radiação (W/m²); σ Éa constante de Stefan-Boltzmann 5,67x10⁻⁸ (W/m²°C); A É a área da superfície do radiador ideal (m²); θ É a temperatura do irradiado (°C). ε_{res} É a emissividade resultante, podendo ser adotada igual a 0,7;

A segunda parte da Equação (2-3) é o desenvolvimento da primeira equação, também prevista na norma ABNT NBR 14323:2013.

2.3. MODELOS DE INCÊNDIO

Segundo Silva (2001) se as medidas de proteção contra incêndios forem insuficientes para extinguir uma possível combustão, durante a fase anterior ao *flashover*, implicam na necessidade de se verificar a segurança da estrutura e considerar a ação térmica. Para a inclusão do incêndio no modelo de cálculo, deve-se utilizar as curvas temperatura-tempo.

Os parâmetros que descrevem a curva temperatura-tempo, explicitados no item 2.1, são de difícil determinação. Sendo assim, são adotadas simplificações no modelo de cálculo para determinação da temperatura do incêndio em determinado tempo t. Existem dois métodos importantes para determinação da temperatura em função do tempo, são eles: incêndio-padrão e incêndio natural.

2.3.1. Incêndio-padrão

O incêndio-padrão não corresponde ao comportamento real do incêndio ou das estruturas expostas a ele. É uma curva padronizada adotada por convenção como modelo para a análise experimental de estruturas, materiais de proteção térmica, portas corta-fogo, etc. São utilizadas quando não é possível quantificar com precisão as variáveis envolvidas no incêndio. Segundo Silva (2001), o incêndio-padrão é o modelo para o qual se admite que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite as curvas padronizadas de ensaio. A temperatura dos gases para essas curvas é sempre crescente, ou seja, admitindo que ao longo do tempo a temperatura se eleve, tais considerações independem das peculiaridades do ambiente e da carga de incêndio.

As curvas padronizadas mais relevantes citadas em bibliografias são:

- Curvas temperatura-tempo padronizadas pela *International Standardization for Organization* pela norma ISO 834 (1975): recomenda que a elevação da temperatura em função do tempo seja dada pela Equação 2-4, onde θ_grepresenta a temperatura dos gases. Já o θ₀ representa a temperatura dos gases no momento anterior ao princípio do incêndio.
 - a) Para incêndios com combustíveis predominantemente compostos por materiais celulósicos utiliza-se a Equação 2-4.

$$\theta_g = \theta_0 + 345.\log(8t+1) \tag{2-4}$$

b) Para incêndios cujos elementos são formados por materiais cuja composição predominante é hidrocarbonetos, tem-se a Equação 2-5.

$$\theta_{a} = 1080(1 - 0,325e^{-0,167t} - 0,675e^{-2,50t}) + 20$$
(2-5)

c) Para incêndios externos não compartimentados com predominância de materiais formados por hidrocarbonetos, tem-se a Equação 2-6.

$$\theta_{g} = 660(1 - 0, 687e^{-0.32t} - 0, 313e^{-3.8t}) + 20$$
(2-6)

 Curvas temperatura-tempo padronizadas conforme a American Specification of Teasting and Materials pela norma ASTM E 119 (1988): a curva padronizada respeita a Tabela 2-1.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20	55	916
5	538	60	927
10	704	65	937
15	760	70	946
20	795	75	955
25	821	80	963
30	843	85	971
35	862	90	978
40	878	120	1010
45	892	240	1093
50	905	480	1260
	1		

Tabela 2-1 - Temperatura dos gases em função do tempo conforme ASTM E 119

- Curvas temperatura-tempo padronizadas pela EUROCODE: a EUROCODE 1 (1995) apresenta duas curvas, são elas:
- a) Curva padronizada para incêndio cujo combustível é formado por materiais celulósicos, Equação 2-4 segue a mesma recomendação que a ISO 834 (1975).
- b) Curva padronizada para incêndio cujo material combustível é formado por hidrocarbonetos, Equação 2-5.
- Curva temperatura-tempo recomendada pela norma brasileira: a ABNT NBR 14432:2000 apresenta a Equação 2-4 à mesma recomendada pela norma ISO 834 (1975).

Na Figura 2-2 estão os modelos de curvas padronizadas descritas anteriormente. Em materiais derivados de hidrocarbonetos, nota-se que elevação da temperatura ocorre mais rápido que

para outros materiais. Para material composto por hidrocarbonetos, mas em ambiente externo, percebe-se que o ganho máximo de temperatura é de cerca de 680 °C.



Figura 2-2 – Curvas de incêndio-padrão. Fonte: Autoria própria, 2020.

2.3.2. Incêndio Natural

O modelo de incêndio natural, também denominado de curva paramétrica, corresponde a uma simplificação do incêndio real, em que se desconsidera a fase de ignição e se faz um ajuste na fase de resfriamento por meio de uma reta (KIMURA, 2009). Portanto, considera-se que a partir da temperatura máxima, tem-se uma diminuição linear do resfriamento dos gases, ou seja, a curva generalizada possui um ramo ascendente e um descendente conforme pode ser observado na Figura 2-3. Segundo Silva (1997), a curva é obtida após ensaios reais que devem ocorrer em compartimentos com aberturas, porém não deve ocorrer propagação para outros ambientes. Esse modelo é chamado de incêndio natural compartimentado.



Figura 2-3 - Modelo de incêndio natural. Fonte: VIEIRA, 2019.

O incêndio natural não está normatizado pelas normas brasileiras. Portanto, na Figura 2-3 foram utilizadas as expressões do EUROCODE 3 PART 1-2: 2005 que modelam este tipo de curva em que o fenômeno ocorra em ambiente com área de até 500m², sem aberturas e pé direito de até 4m.

Os parâmetros mais importantes para descrever este modelo de incêndio estão apresentados a seguir.

Carga de incêndio

Segundo Silva (2001), a soma das energias caloríficas que podem ser liberadas pela combustão dos materiais combustíveis em um ambiente, incluindo os elementos de vedação, define a carga de incêndio. A NBR 14432:2000 apresenta, em seu anexo C item C.3, valores do potencial calorífico específico de alguns materiais os quais estão representados na Tabela 2-2.

Tipo de material	H (MJ/kg)	Tipo de material	H (MJ/kg)
Acrílico	28	Lã	23
Algodão	18	Lixo de cozinha	18
Borracha	32	Madeira	19
Couro	19	Palha	16
Epóxi	34	Papel	17
Grãos	17	Petróleo	41

Tabela 2-2 - Potencial calorífico de alguns materiais. Fonte: NBR 14432 (2000).

A norma traz ainda a carga de incêndio para diversos tipo de edificações, desde residenciais a industriais. Na Tabela 2-3 estão presentes algumas das ocupações que constam na norma.

Tabela 2-3 – Carga de incêndio de algumas edificações. Fonte: NBR 14432 (2000).

Ocupação	H (MJ/m ²)	Ocupação	H (MJ/m ²)
Apartamentos	300	Hospitais	300
Hotéis	500	Igrejas	200
Comércio de bebidas	700	Restaurantes	300
Bibliotecas	2000	Escritórios	700

Grau de ventilação

O oxigênio por ser um material comburente, serve de alimento para o incêndio. Silva (2001) associa a quantidade de oxigênio no ambiente ao grau de ventilação, representado pelas aberturas no compartimento. Segundo Campelo (2008) a ventilação é proporcional às aberturas existentes e à sua altura, em relação à área total do ambiente.

Características térmicas dos elementos de vedação

A condutividade térmica e o calor específico dos materiais presentes no ambiente influenciam no desenvolvimento do incêndio, facilitando ou não a propagação, devido à absorção de energia liberada pelo fogo.

2.3.2.1. Curvas Paramétricas

O EUROCODE 3 PART 1-2:2005 recomenda o uso das curvas parametrizadas que simulam o incêndio natural em ambiente compartimentado. Segundo Silva (2001), ficou estabelecido que as características térmicas da vedação representada pelo parâmetro *b* sejam dadas por 1160J/m²s^{12°}C. A seguir estão representadas as curvas parametrizadas para situações em que a carga de incêndio específica (q_{fi}) fosse 300 e 700MJ/m², e o grau de ventilação mantido em 0,03, 0,06 e 0,12m¹². As Figuras 2-3 e 2-4 representam o resultado gráfico da temperatura pelo tempo, para os três valores de grau de ventilação adotados.



Figura 2-3 - Curva temperatura-tempo para q_{fi} =300 MJ/m².



Figura 2-4 – Curva temperatura-tempo para q_{fi} =700 MJ/m².

Nota-se que ao manter a carga específica do incêndio fixa, a influência do grau de ventilação implica na duração do incêndio e na temperatura máxima a ser atingida. O grau de ventilação maior, nos gráficos – Figuras 2-3 e 2-4 – influencia aumentando a temperatura máxima e diminuindo o intervalo de duração do incêndio.

Uma segunda proposição foi feita para avaliar a influência da carga de incêndio na curva de incêndio natural, manteve-se constante o grau de ventilação. Os resultados estão expostos na Figura 2-5, Figura 2-6 e Figura 2-7.



Figura 2-5 - Curva temperatura-tempo para o=0,03. Fonte: Autoria própria, 2020



Figura 2-6 - Curva temperatura-tempo para o=0,06. Fonte: Autoria própria, 2020



Figura 2-7 - Curva temperatura-tempo para o=0,12. Fonte: Autoria própria, 2020

A carga específica foi mantida em 300 e 700MJ/m², enquanto o grau de ventilação para a Figura 2-5 esteve mantido em 0,03. Para a o gráfico presente na Figura 2-6, o grau de ventilação foi de 0,06 e na Figura 2-7, o grau de ventilação foi constante em 0,12. Ao observar os gráficos para determinado grau de ventilação a temperatura dos gases tende a aumentar conforme o aumento da carga de incêndio, e prolongando também o tempo necessário para o alcance da temperatura máxima e resfriamento dos gases. Portanto, chegouse à mesma conclusão que Nunes (2005), Campêlo (2008), Rodrigues (2013) e Vieira (2019).

2.4. COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE AÇO SOB INCÊNDIO

2.4.1. Propriedades mecânicas

O aço possui desvantagem em relação aos outros materiais devido à corrosão e do seu comportamento diante do fogo. Sob ação do incêndio, ocorre uma redução na resistência e rigidez, que são consideradas no momento da escolha do sistema construtivo, e dos procedimentos padrões de desenvolvimento de projeto (CAMPELO, 2008).

Conforme recomendação da ABNT NBR 14323:2013 o módulo de elasticidade e o limite de escoamento são reduzidos por fatores em que se considera a taxa de aquecimento entre 2°C/min e 50°C/min. Na Tabela 2-4, estão apresentados os fatores de redução para a tensão

de escoamento, o módulo de elasticidade e das seções sujeitas à flambagem local, todos em função da temperatura crítica do aço (θ_a).

θ_a	$k_{y,\theta}$	$k_{E, heta}$	$k_{\sigma, \theta}$
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,900	0,890
300	1,000	0,800	0,780
400	1,000	0,700	0,650
500	0,780	0,600	0,530
600	0,470	0,310	0,300
700	0,230	0,130	0,130
800	0,110	0,090	0,070
900	0,060	0,068	0,050
1000	0,040	0,045	0,030
1100	0,020	0,023	0,020
1200	0,000	0,000	0,000

Tabela 2-4 - Fatores de redução. Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Onde:

 θ_a É a temperatura do aço (°C);

 $k_{y,\theta}$ É o fator de redução da tensão de escoamento situação de incêndio (adimensional);

 $k_{E,\theta}$ É o fator de redução ao módulo de elasticidade em situação de incêndio (adimensional);

 $k_{\sigma,\theta}$ É o fator de redução para seções sujeitas à flambagem local (adimensional);

A influência da ação térmica nas propriedades mecânicas é notável. O módulo de elasticidade passa a ser minorado a partir de 200°C, assim como as seções sujeitas à flambagem. Já a tensão de escoamento passa a sofrer redução ao atingir 400°C. Em 1200°C as propriedades deixam de existir, visto que o fator passa a ser nulo. A Figura 2-8 ilustra a variação do fator de redução em função da temperatura.



Figura 2-8 - Fatores de redução do módulo de elasticidade e tensão de escoamento em situação de incêndio. Fonte: ABNT NBR 14323:2013.

Como pode ser observado na Figura 2-8, o módulo de elasticidade e a redução do coeficiente para peças sujeitas a flambagem reduzem de forma similar. Enquanto a tensão de escoamento do aço tende a sofrer influência a partir da temperatura do perfil de aço de 400°C. Portanto pode se notar que durante a ação do incêndio, o módulo de elasticidade é o primeiro a ser afetado, fazendo com que o aço deforme cada vez mais, até atingir a ruptura.

2.4.2. Propriedades térmicas

As propriedades citadas no anexo E da ABNT NBR 14323:2013 são: condutividade térmica do aço, calor específico e o alongamento. A condutividade térmica (λ_a) é a responsável pela transferência de energia térmica. Representa a propagação do calor entre moléculas com temperaturas diferentes (CESARINO, 2018). É regida pelo conjunto de Equações 2-7 e pelo gráfico apresentado na Figura 2-9.

$$\lambda_{a} = 54 - 3,33. \, 10^{-2} \theta_{a} \text{ para } 20^{\circ}\text{C} \le \theta_{a} \le 800^{\circ}\text{C}$$
$$\lambda_{a} = 27, 3, \text{ para } 800^{\circ}\text{C} \le \theta_{a} \le 1200^{\circ}\text{C}$$
(2-7)



Figura 2-9 - Variação da condutividade térmica em função da temperatura. Fonte: ABNT NBR 14323:2013

Essa variável decresce linearmente até atingir 800°C conforme pode ser observado na Figura 2-9, a partir dessa temperatura, permanece constante. A ABNT NBR 14323:2013 especifica ainda que, de forma simplificada, o valor da condutividade pode ser considerado independente da temperatura do aço, sendo constante igual a 45 W/m°C.

O calor específico (C_a) é dado pela relação entre a capacidade térmica, a massa do corpo e a temperatura em graus Celsius. Representa quantidade de calor fornecida suficiente para que sua temperatura se eleve em um grau. Segundo a ABNT NBR 14323:2013 é definido pelo conjunto de Equações 2-8.

$$C_a = 425 + 7,73.10^{-1}$$
. $\theta_a - 1,69.10^{-3}$. $\theta_a^2 + 2,22.10^{-6}$. θ_a^3 , para 20°C $\leq \theta_a \leq 600$ °C

$$C_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$$
, para 600°C $\le \theta_a \le 735$ °C (2-8)

$$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$$
, para 735°C $\leq \theta_a \leq 900$ °C

$$C_a = 650$$
, para 900°C $\leq \theta_a \leq 1200$ °C

O calor específico possui uma variação em torno de 500°C, porém entre 700°C e 800°C há um pico. A ABNT NBR 14323:2013 fornece um valor simplificado para o calor específico de 600J/kg°C, admitindo que essa varável independa da temperatura do aço. A temperatura calculada pelo conjunto de Equações 2-8 está graficamente representada na Figura 2-10.



Figura 2-10 – Calor específico em função da temperatura do aço. Fonte: ABNT NBR 14323:2013

O alongamento do aço $\left(\frac{\Delta l_a}{l_a}\right)$ é a relação entre seu tamanho inicial e seu tamanho depois de aquecido, ou seja, a variação linear da peça em função da sua temperatura. Na Figura 2-11 está a representação gráfica das Equações 2-9, definem o alongamento do aço.

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,2.10^{-5}.\theta_a + 0,4.10^{-8}.\theta_a^2 - 2,416.10^{-4}, \text{ para } 20^\circ\text{C} \le \theta_a < 750^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 1,1.10^{-2}, \text{ para } 750^\circ\text{C} < \theta_a \le 860^\circ\text{C}$$

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 2.10^{-5}.\theta_a - 6,2.10^{-3}, \text{ para } 860^\circ\text{C} \le \theta_a \le 1200^\circ\text{C}$$
(2-9)

Onde:

 Δl_a É a expansão térmica provocada pela temperatura;
l_a é o comprimento inicial com temperatura a 20°C.



Figura 2-11 – Alongamento térmico em função da temperatura. Fonte: ABNT NBR 14323: 2003.

Assim como para as outras propriedades térmicas, a ABNT NBR 14323:2013 fornece um método simplificado alternativo, em que considera a temperatura do aço constante. A Equação 2-10 descreve o método simplificado.

$$\frac{\Delta l_a}{l_a} = 14.10^{-6}.(\theta_a - 20) \tag{2-10}$$

Segundo Cesarino (2018), o alongamento do aço é de grande relevância em situação de incêndio, as peças estruturais se dilatam e geram esforços causados pelas restrições, a que estão submetidas. Tais esforços adicionais, caso não tenham sido previstos, contribuem para um possível colapso da estrutura.

2.5. ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA DOS ELEMENTOS

Conforme ABNT NBR 14323:2003, ao se considerar uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal de elementos estruturais sem revestimento de proteção contra o fogo, tem-se que a elevação da temperatura ($\Delta \theta_{a,t}$) nestes elementos poderá ser determinada através da Equação 2-11.

$$\Delta \theta_{a,t} = k_{sh} \frac{F}{c_a \rho_a} \varphi. \Delta t \tag{2-11}$$

Onde:

 k_{sh} É o fator de correção para efeito de sombreamento, que pode ser tomado como 1,0; F É o fator de massividade para elementos estruturais sem revestimento contra o fogo (m⁻¹); φ É o fluxo de calor por área, dada pela soma do fluxo de calor oriundo da radiação e da convecção (W/m²);

 c_a É o calor específico do aço (J/kg/°C);

 ρ_a É a massa específica do aço (kg/m³);

 $\Delta t \text{ \acute{E}}$ o intervalo de tempo (s).

O fluxo de calor é composto pela soma do fluxo devido a convecção e radiação. Sendo a convecção determinada pela Equação (2-2) e a radiação determinada pela Equação (2-3).

A Equação 2-11 é deduzida a partir das hipóteses de que o elemento estrutural está totalmente imerso no ambiente em chamas, a distribuição de temperatura é uniforme, e o fluxo de calor do elemento é unidimensional. No entanto, na maioria dos casos a temperatura nos perfis não é uniforme, o que provoca diferenças no tempo de resfriamento e aquecimento, caracterizado pela não uniformidade térmica do aço. A ABNT NBR 14323:2013 inclui uma observação sobre o intervalo de tempo que não deve ser maior que 5s e o fator de massividade não devem ser inferior a 10 m^{-1} .

O fator de massividade é um importante parâmetro a ser considerado. Este é definido pela relação entre o perímetro exposto ao incêndio e a área da seção transversal total do perfil. Segundo a observação de Martins (2000), o elemento que possuir a menor superfície exposta ao incêndio, se aquecerá mais lentamente que os demais.

O estudo de Vieira (2019) descreve que quanto maior o fator de massividade, mais rápido acontecerá o aquecimento, desde que se utilize a curva de incêndio-padrão e se considere que o calor específico permaneça constante com aquecimento uniforme, podendo observar claramente a influência do fator geométrico. Na Figura 2-12 está representada a curva de

incêndio-padrão e na Figura 2-13 está representada a curva de incêndio natural, ambas para diferentes valores de fator de massividade.



Figura 2-12 - Curva de incêndio-padrão com variação no fator de massividade. Fonte: VIEIRA, 2019.



Figura 2-13 - Curva de incêndio natural com variação do fator de massividade. Fonte: VIEIRA, 2019.

Vieira (2019) observou ainda que ao utilizar a curva de incêndio natural, na fase de resfriamento, os elementos com menor fator de massividade precisaram de um tempo mais elevado para diminuir a temperatura. Como pode ser visualizado no gráfico presente na Figura 2-13 a curva em verde, cujo fator de massividade corresponde a 50, demanda um tempo maior para atingir o aumento de temperatura na fase de aquecimento, chegando em torno de 750° em 20 minutos. Enquanto a curva azul, cujo fator de massividade corresponde a 300, atinge 800°C em cerca de 5 minutos. No entanto, o fator de massividade não influencia no tempo que acontece a temperatura máxima, para todas as variações do gráfico, pode-se notar que a temperatura máxima acontece pouco antes dos 70 minutos.

Portanto, chegou-se a conclusão que o fator de massividade é responsável pela velocidade do aquecimento e resfriamento dos perfis de aço.

2.6. AÇÕES ATUANTES

No dimensionamento de estruturas usuais são consideradas as ações que provocam esforços ou deformações, porém não é desprezada a probabilidade de ocorrência de forma isolada ou simultânea dessas ações. Elas podem ser de três tipos, explicitadas nos tópicos a seguir, conforme a ABNT NBR 8681:2003.

2.6.1. Ações permanentes

São definidas pela ABNT NBR 8681:2003 como ações que permanecem constantes ou com pequenas variações durante toda a vida útil da estrutura. Elas podem ser do tipo direta ou indireta. Em que a direta decorre da ação do peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos, e a indireta, decorre da ação provocada por deslocamento de apoio e imperfeições geométricas.

2.6.2. Ações variáveis

São ações que apresentam grandes variações durante a vida útil da estrutura. Geralmente decorrem do uso da edificação, como sobrecarga gerada pelo tipo de piso, cobertura, móveis e

cargas dinâmicas, ação do vento e variação da temperatura (durante o dia e a noite, épocas do ano, etc.), ABNT NBR 8681:2003.

2.6.3. Ações excepcionais

São ações com duração curta e com baixa probabilidade de ocorrência. Em grande parte das edificações essas ações são desconsideradas. Podem ocorrer devido a explosões, choques de veículos, enchentes, entre outras, ABNT NBR 8681:2003. Como as ações térmicas são de baixa probabilidade de ocorrência e possuem uma duração curta, então pode-se considerá-las como ações excepcionais (SILVA, 2001).

2.6.4. Dimensionamento

Para o dimensionamento da estrutura, deve-se considerar a capacidade de resistência que a edificação deverá ter. Isso depende das cargas a serem consideradas atuantes e a probabilidade de ocorrência delas de forma simultânea.

Sendo assim, é realizada a combinação de cargas, que consiste na ponderação delas de acordo com a sua classificação: permanente, variável ou excepcional. As combinações são baseadas nos estados limites, sendo combinação última ou de serviço. As combinações de serviço são mais conservadoras visto que o Estado Limite de Serviço é rigoroso com relação aos diversos aspectos que podem influenciar na percepção dos usuários com relação a segurança da estrutura. No entanto, o objeto de estudo deste trabalho se refere à situação de incêndio que é uma combinação excepcional prevista na combinação última. Assim, as seguir estão explicitadas as combinações últimas.

Combinações últimas normais são dadas pela Equação 2-12, em casos especiais consideramse duas combinações sendo uma com a carga permanente favorável e outra desfavorável com relação à segurança conforme recomendação da ABNT NBR 8681:2003.

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k})$$
(2-12)

Onde:

 $F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

 $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

 $F_{Qj,k}$ representa s valores característicos das ações variáveis que podem atuar justamente com a ação variável principal;

 γ_{gi} é o fator de ponderação das cargas permanentes;

 γ_{qi} é o fator de ponderação das cargas variáveis;

 ψ_{0i} é o fator de redução da carga para ações variáveis.

Segundo a ABNT NBR 8681:2003 as combinações últimas especiais ou de construção são obtidas pela Equação 2-13.

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q} [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{0j} F_{Qj,k})]$$
(2-13)

Onde:

 $\psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação das cargas variáveis que podem ocorrer ao mesmo tempo em que a ação principal.

Combinações últimas excepcionais são regidas pela Equação 2-14.

$$F_{d} = \sum_{i=1}^{m} (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \gamma_{q} \sum_{j=1}^{n} (\psi_{0j,ef} F_{Qj,k})$$
(2-14)

Onde:

 $F_{O,exc}$ é o valor da carga excepcional.

Para Silva (2001) devido ao fato de que as ações térmicas possuírem baixa probabilidade de ocorrência em um curto intervalo de tempo, então não há necessidade de combinar esses efeitos com as ações de sobrecarga corriqueiras. Sendo assim, os valores de cálculo são reduzidos para a ação térmica.

2.7. MÉTODO SIMPLIFICADO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO EM SITTUAÇÃO DE INCÊNDIO

Segundo Rigobello (2011), o método mais simples para analisar o comportamento de estruturas submetidas a incêndio é a avaliação dos elementos de forma isolada com base nos estados limites em situação de incêndio e a temperatura crítica nos elementos.

O dimensionamento dos elementos estruturais em situação de incêndio tem objetivo de evitar o colapso da estrutura, em um tempo inferior ao necessário para a fuga dos usuários, ou aproximação e ingresso de pessoas no local para combate ao fogo (SILVA, 2001). A condição de segurança é verificada pela Equação 2-15, realizada para cada esforço separadamente.

$$S_{fi,d} \le R_{fi,d} \tag{2-15}$$

Onde:

 $S_{fi,d}$ é o esforço solicitante de cálculo em situação de incêndio;

 $R_{fi,d}$ é o esforço resistente de cálculo correspondente do elemento estrutural para o estado limite último, considerando o incêndio.

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, para o método de dimensionamento simplificado é necessário que duas condições sejam satisfeitas, são elas: o dimensionamento dos elementos em temperatura ambiente satisfaçam as recomendações da ABNT NBR 8800:2008; e a resistência obtida em situação de incêndio seja inferior à resistência obtida para temperatura ambiente calculada pela ABNT NBR 8800:2008.

Para este método, considera-se de forma simplificada que a distribuição de temperatura é uniforme na seção transversal, e ao longo do comprimento dos elementos estruturais de aço, ou que a distribuição é não uniforme, desde que sejam utilizados procedimentos favoráveis à segurança (SILVA, 2001).

2.7.1. Barras submetidas à tração

A Equação 2-16 determina o valor de cálculo do esforço normal resistente de tração, considerando uma barra com distribuição uniforme de temperatura.

$$N_{fi,\theta,R,d} = \frac{A_{g,k_{y,\theta},f_y}}{\gamma_{a,fi}}$$
(2-16)

Onde:

 A_g é a área da seção transversal (m);

2.7.2. Barras submetidas à compressão

O valor de cálculo da força axial resistente de compressão é determinado pela Equação 2-17. Considerando-se distribuição uniforme de temperatura e a instabilidade da barra como um todo, para barras não sujeitas a flambagem local (ABNT NBR 14323, 2013).

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} A_g. k_{y,\theta}. f_y$$
(2-17)

Onde:

 χ_{fi} é o fator de redução associado à resistência à compressão em situação de incêndio, calculado conforme ABNT NBR 14323:2013.

Em barras de aço previstas na ABNT NBR 14762:2010, submetidas ao esforço axial de compressão e sujeitas à flambagem distorcional, a força axial resistente deve ser inferior ao calculado pela Equação 2-17 e 2-18.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{dist} A_g. k_{y,\theta}. f_y$$
(2-18)

Onde:

 χ_{dist} é o fator de redução associado à flambagem distorcional. Para perfis sujeitos à flambagem local considerando o estado limite-ultimo de instabilidade da barra em geral, a força resistente é dada pela Equação 2-19.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} A_{ef} \cdot k_{\sigma,\theta} \cdot f_y$$
(2-19)

Onde:

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal, obtida conforme ABNT NBR 8800:2008.

Para perfis sujeitos à flambagem local e à flambagem distorcional, a força axial resistente de cálculo deve ser inferior à Equação 2-19 e 2-20.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{dist} A_{ef} \cdot k_{\sigma,\theta} \cdot f_y$$
(2-20)

2.7.3. Barras submetidas ao momento fletor

A ABNT NBR 14323:2013 apresenta os procedimentos para o dimensionamento aos efeitos do momento fletor e da força cortante das barras de aço que atendem as especificações da ABNT NBR 8800:2008. O momento fletor resistente de uma barra submetida ao incêndio é dado pela Equação 2-21.

$$M_{fi,Rd} = \kappa. k_{y,\theta}. M_{pl}, \text{ para } \lambda \le \lambda_{p,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \kappa. k_{y,\theta}. M_{y}, \text{ para } \lambda_{p,fi} \le \lambda \le \lambda_{r,fi}$$

$$M_{fi,Rd} = \kappa. k_{\sigma,\theta}. M_{y}, \text{ para } \lambda > \lambda_{r,fi}$$
(2-21)

Onde:

 M_{pl} é o momento de plastificação da seção transversal à temperatura ambiente;

 κ é o fator de correção que considera a distribuição de temperatura não uniforme na seção; M_y é o momento fletor correspondente ao início do escoamento à temperatura ambiente, desprezando-se as tensões residuais.

Para a força cortante resistente de cálculo em situação de incêndio ($V_{fi,Rd}$) a determinação é semelhante à utilizada na ABNT NBR 8800:2013. No entanto, o coeficiente de ponderação da

resistência igual a 1,0. E o λ_p e λ_r devem ser multiplicados por 0,85 para obter os parâmetros em situação de incêndio.

2.7.4. Combinação de esforços solicitantes

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, as barras previstas na ABNT NBR 8800:2008 submetidas a uma combinação de momento fletor e esforço axial, cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria, devem atender as Equações 2-22 ou 2-23, a depender da razão entre esforço solicitante e resistente.

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \right) \le 1, \text{ para } \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \ge 0, 2$$
(2-22)

$$\frac{N_{fi,Sd}}{2N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \le 1, 0, \text{ para} \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} \le 0, 2$$
(2-23)

Onde:

 $N_{fi,Sd}$ é a força axial solicitante de cálculo de tração ou compressão para a situação de incêndio;

 $M_{x,fi,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x para a situação de incêndio;

 $M_{y,fi,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y para a situação de incêndio;

 $M_{x,fi,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x em situação de incêndio;

 $M_{y,fi,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y em situação de incêndio.

Já as barras previstas na ABNT NBR 14762:2010 sujeitas à mesma combinação citada anteriormente, devem atender a Equação 2-24.

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Sd}}{M_{y,fi,Rd}} \le 1,0$$
(2-24)

2.7.5. Temperatura crítica

Segundo Martins (2000) a temperatura em que ocorre o colapso do elemento estrutural é denominada de temperatura crítica. As vigas e pilares de aço apresentam temperatura crítica em graus Celsius entre 500°C e 700°C e é dada pela Equação 2-25 que é função da redução da tensão de escoamento.

$$\theta_{a,cr} = 39,19. \ln\left(\frac{1}{0,9674.k_{y,\theta}^{3,833}} - 1\right) + 482$$
(2-25)

Como pode ser observado na Equação (2-25) a temperatura crítica ($\theta_{a,cr}$) é função apenas do fator de redução da tensão de escoamento ($k_{y,\theta}$). Pode-se obter a temperatura crítica através da relação entre a solicitação no elemento e a capacidade resistente, ambas em situação de incêndio. Assim, por uma inequação em que a solicitação será maior ou igual à capacidade, é possível isolar o parâmetro de redução. Para barras submetidas à compressão centrada por exemplo, a Equação (2-17) utilizada paras esses casos é função de parâmetros conhecidos e o único parâmetro desconhecido é o $\mathbf{k}_{y,\theta}$.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo encontram-se as metodologias utilizadas para o dimensionamento e a verificação de estruturas aporticadas feitas em aço em situação de incêndio. Aqui estão presentes algumas vantagens do uso do *software* SAP 2000 utilizado na obtenção dos diagramas de esforços para uma estrutura definida.

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A metodologia consiste na simulação de uma edificação comercial de escritórios submetida ao incêndio natural, onde será considerado o método simplificado de dimensionamento nos elementos. O único elemento da estrutura submetido ao incêndio será o pilar central do segundo pavimento. Será avaliada a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais adjacentes ao pilar central. O incêndio será considerado em apenas um compartimento do pavimento, afetando exclusivamente o pilar central. A análise dos esforços será feita a partir do *software* SAP 2000.

A metodologia consiste na simulação simplificada de um incêndio natural em um edifício de térreo e 4 pavimentos em estrutura de aço. E na realização da análise de redistribuição de esforços nos ambientes adjacentes ao incêndio compartimentado. Tal análise foi realizada a partir do *software* de elementos finitos SAP 2000.

O método dos elementos finitos é utilizado para solucionar problemas físicos, matemáticos e de engenharia, apesar de ter sido desenvolvido inicialmente para problemas da mecânica estrutural. Consiste na resolução de sistemas de equações algébricas em um meio discreto caracterizado por uma malha. As condições de contorno como temperaturas, condições de apoio, propriedades geométricas, térmicas e físicas atuam na subdivisão da malha. A aproximação da solução das condições de contorno depende da densidade da malha discretizada. Quanto maior a subdivisão da malha, mais preciso será o resultado e quanto menor for à subdivisão, menos aproximada será a solução. No entanto, a escolha da malha depende do custo computacional e do tempo (CESARINO, 2018).

O *software* SAP 2000 não possui um módulo de simulação de incêndio. Portanto, será utilizada uma abordagem diferenciada que consiste na alteração das propriedades mecânicas do aço, como forma de simular o incêndio. Como visto nos capítulos anteriores, o aço perde sua capacidade de resistência com o aumento da temperatura. Sendo assim, foram feitas alterações nas propriedades do aço conforme a influência da temperatura para cada instante de tempo t. Foi modificado manualmente o módulo de elasticidade do aço de formas sucessivas, até a obtenção dos esforços resultantes para cada instante de tempo t.

Para obter a real modificação das propriedades do aço sem proteção térmica é utilizada uma correlação do módulo de elasticidade com a temperatura do aço. Esta temperatura é dada por um incremento que varia em função da temperatura dos gases, da dimensão do perfil de aço e da exposição dele ao incêndio. A partir das modificações nas propriedades do aço, foi feita a análise da influência do incêndio nos ambientes adjacentes.

3.2. MÉTODO PROPOSTO

3.2.1. Edifício

A estrutura de aço definida para a elaboração deste trabalho é uma versão simplificada, portanto não corresponde a uma estrutura real. O dimensionamento foi realizado para uma edificação comercial de escritórios. É composta por térreo e 4 pavimentos, pé direito de 3,00 m, com altura total de 15,00 m, conforme a estrutura em 3D apresentada na Figura 3-1. O vão possui 6 metros e a dimensão em planta é de 12,00 m por 12,00 m. Foram consideradas lajes em concreto maciço, com intuito de desconsiderar a influência das lajes no pórtico 3D, foram adotadas as cargas diretamente nas vigas. As cargas atuantes na edificação são: peso próprio, uso e ação do vento.

Na Figura 3-1 tem-se o esqueleto da edificação em uma vista isométrica, com as vigas e os pilares. A estrutura é composta por três pórticos no eixo XZ e três pórticos no eixo YZ. Sendo assim, em planta são 4 compartimentos por pavimento. Escadas e elevadores não foram considerados para esta estrutura. As vinculações entre os elementos estruturais são do tipo rígida.



Figura 3-1 - Visualização em 3D da estrutura

Para o lançamento da estrutura no *software* foi definido o aço MR 250, cujas propriedades constam na Tabela 3-1. A escolha desse aço se deu devido a comum utilização deste nas estruturas metálicas. A resistência ao escoamento é de 250 Mpa, a resistência à ruptura é de 400 MPa e o módulo de elasticidade é de 200 GPa.

Propriedades	Símbolo	Valor	Unidade
Coeficiente de dilatação térmica	α	1,17.10 ⁻⁵	°C ⁻¹
Coeficiente de Poisson	ν	0,30	-
Massa Específica	ρ	7850	kg/m³
Módulo de elasticidade	Е	200.000	MPa
Resistência ao escoamento	f_y	250	MPa
Resistência à ruptura	f_u	400	MPa

Tabela 3-1 - Propriedades do aço MR 250.

Os carregamentos considerados para a estrutura metálica estão expostos na Tabela 3-2. Foram considerados os carregamentos de peso próprio da laje em concreto e o telhado. Para as sobrecargas foram considerados o uso – escritórios – e a carga de telhado. E a ação do vento que incide na estrutura a 0° e a 90°, no pórtico XZ para Y=0 o vento a 0° e no pórtico YZ para X=0 o vento a 90°.

Carga	Tipo de carga	Valor	Unidade
Dece Dućanie	Laje maciça de concreto (15 cm)	5,00	kN/m²
Peso Proprio	Telhado	1,00	kN/m²
Sobrecargas	Uso - Escritórios	2,50	kN/m²
	Telhado	0,50	kN/m²
Vanto	Incidência a 0° na estrutura	0,64	kN/m²
Vento	Incidência a 90° na estrutura	0,64	kN/m²

Tabela 3-2 - Carregamentos considerados no modelo

A ação do vento calculada para cada pavimento está presente da Tabela 3-3, considerando o vento a 0° e a 90°. No entanto foi adotada a maior carga de vento obtida (0,64 kN/m²) para toda a estrutura. Os carregamentos de peso próprio e de sobrecarga foram adotados conforme as recomendações da ABNT NBR 6120:2019, e a ações de vento foram calculadas conforme a ABNT NBR 6123:1988.

Tabela 3-3 - Ação do vento na edificação analisada

Pavimento	Ação (kN/m ²)
0,000	0,37
1,000	0,46
2,000	0,52
3,000	0,6
4,000	0,64

A laje do modelo é em concreto maciço, portanto para a redistribuição de cargas das lajes para as vigas foram consideradas as recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Na Figura 3-2 é possível observar um croqui do processo das lajes, e a área de laje cujas cargas são distribuídas em cada viga para todos os pavimentos.



Figura 3-2 - Distribuição das cargas das lajes nas vigas para todos os pavimentos. Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Na Figura 3-2, tem-se uma visão geral de como é a distribuição das cargas das lajes para as vigas, como todos os pavimentos são iguais, então esse processo vale igualmente para todos os andares. As vigas V03, V04, V09 e V10 são as vigas que recebem uma maior carga, portanto são as vigas que possuem esforços maiores. Já as vigas das laterais, possuem um carregamento menor, pois são vigas de bordo.

Na Tabela 3-4 estão calculadas as áreas de influência das vigas o segundo pavimento, que será analisado posteriormente, conforme a distribuição dos carregamentos presente na Figura 3-2 que é valido para todos os pavimentos. Para as vigas da cobertura foram consideradas 1,00 kN/m para as cargas permanentes e 0,50 kN/m para as cargas variáveis.

Viga	Área de influência (m²)	Comprimento da viga(m)	Ações permanentes (kN/m)	Ações variáveis – Utilização (kN/m)
V01	6,59	6,00	4,81	2,75
V02	6,59	6,00	4,81	2,75
V03	22,82	6,00	16,63	9,51
V04	22,82	6,00	16,63	9,51
V05	6,59	6,00	4,81	2,75
V06	6,59	6,00	4,81	2,75
V07	6,59	6,00	4,81	2,75
V08	6,59	6,00	4,81	2,75
V09	22,82	6,00	16,63	9,51
V10	22,82	6,00	16,63	9,51
V11	6,59	6,00	4,81	2,75
V12	6,59	6,00	4,81	2,75

Tabela 3-4 - Área de influência das vigas

Para uma simplificação do modelo, e com o intuito de diminuir a influência da laje nas ligações laje-viga, as lajes foram desconsideradas no modelo. Logo, as cargas foram aplicadas nas vigas, de forma distribuída.

Para a combinação de foram utilizadas as equações presentes no item 2.6.4. Porém, ao considerar a ação excepcional, devido à baixa probabilidade de ocorrência e do curto período de tempo que o incêndio atua na estrutura, o fator de ponderação acaba nos levando a uma carga total inferior à obtida pelas outras combinações.

Portanto, o método simplificado de dimensionamento para estruturas de aço em situação de incêndio considera o maior esforço a ser resistido pela estrutura. Para isso utilizam-se as combinações de carga de serviço previstas na ABNT NBR 6881:2008. Como uma situação de serviço é corriqueira e possui alta probabilidade de ocorrência, então os fatores de redução acabam por gerar uma combinação com maior esforço na estrutura.

Sendo assim, as combinações de carga consideradas foram: permanente de serviço, frequente de serviço, e rara de serviço, conforme descritas na Tabela 3-5. Dentre elas, a que gerou o maior esforço solicitante no elemento estrutural a ser analisado foi a combinação 1.

Combinação 1	$1,25.F_{Gi,k} + 1,5.F_{Q1,k} + 1,4.0,6.W_0$
Combinação 2	$1,25.F_{Gi,k} + 1,5.F_{Q1,k} + 1,4.0,6.W_{90}$
Combinação 3	$1,00.F_{Gi,k} + 1,4W_0$
Combinação 4	$1,25.F_{Gi,k} + 1,4.W_0 + 1,5.0,7.F_{Q1,k}$
Combinação 5	$1,00.F_{Gi,k} + 1,4W_{90}$
Combinação 6	$1,25.F_{Gi,k} + 1,4.W_{90} + 1,5.0,7.F_{Q1,k}$

Tabela 3-5 - Combinações de cargas

A escolha dos perfis é feita incialmente de maneira automática pelo *software*, baseado nas cargas descritas anteriormente. Criou-se a categoria de perfis e com as cargas descritas, o SAP 2000 seleciona automaticamente o perfil mais adequado, considerando as cargas que o perfil deverá suportar. No entanto, com objetivo de trabalhar com uma variação pequena de perfis, foram adotados, em algumas vigas, os mesmos perfis escolhidos para as vigas que são mais solicitadas. A especificação das dimensões dos perfis está descrita na Tabela 3-6.

Doufil Matáliaa	Massa	Altura do	Espessura	Largura	Espessura	Área da
Perm Metanco	Linear	Perfil (h)	da Alma	das Abas	das Abas	Seção
W200X52	52,0 kg/m	206 mm	7,9 mm	181 mm	12,6 mm	66,9 cm ²
W310X52	52,0 kg/m	271 mm	7,6 mm	167 mm	13,2 mm	67,0 cm ²
W310X97	97,0 kg/m	277 mm	13,10 mm	308 mm	13,1 mm	123,6 cm ²
HP250X85	85,0 kg/m	254 mm	14,4 mm	260 mm	14,4 mm	108,5 cm ²
HP310X79	79,0 kg/m	299 mm	11,0 mm	306 mm	11,0 mm	100,00 cm ²
HP310X125	125,0 kg/m	312 mm	17,4 mm	312 mm	17,4 mm	159,0 cm ²

Tabela 3-6 - Características geométricas dos perfis escolhidos

A Figura 3-3 apresenta a vista em planta, todos os pavimentos possuem a mesma configuração estrutural, com quatro compartimentos. Na Figura 3-4 é possível observar um corte esquemático da edificação, ilustrando os perfis utilizados para vigas e colunas.



Figura 3-3 - Vista em planta gerada pelo software SAP



Figura 3-4 - Corte esquemático do pórtico - Eixo XZ

3.2.2. Incêndio natural

A temperatura dos gases no ambiente foi obtida a partir da curva de incêndio natural. Foi adotado o valor de 1160J/M²s^{1/2}°C, que representa as características dos materiais de vedação. A carga de incêndio (q_{fi}) que corresponde a uma edificação comercial de escritórios equivale a 700MJ/m², conforme descrito na Tabela 2-3. O grau de ventilação definido para esta edificação é de 0,12 m^{1/2}. A temperatura inicial foi adotada como 20°C, sendo admitida como a temperatura ambiente. Sendo assim, na Figura 3-5 tem-se a curva de incêndio natural, que corresponde às características citadas.



Figura 3-5 - Curva temperatura-tempo incêndio natural

A partir do gráfico presente da Figura 3-5 é possível obter a temperatura máxima dos gases no ambiente compartimentado que é igual a 1234°C e acontece em cerca de 45 minutos após o início do incêndio.

3.2.3. Temperatura do aço durante o incêndio preconizado

Para a determinação da temperatura do aço, a norma ABNT NBR 14323:2013 estabelece a soma da temperatura ambiente com o incremento de temperatura dado pela Equação (2-11). O fator de sombreamento foi adotado igual a 1,0, conforme recomendação do item 8.5.1.1.1 da

norma citada. E o fator de massividade foi calculado conforme o perfil, que é a razão entre a área do perfil exposta ao fogo pelo perímetro do perfil exposto. O elemento de aço analisado foi o perfil central do segundo pavimento. A disposição do perfil consta na figura 3-4. Nela é possível observar que parte do perímetro do perfil é protegido pelas paredes – adotadas com espessura equivalente a 15 cm – portanto o perímetro do perfil exposto ao incêndio é pequeno, correspondendo a menos de ¹/₄ do perfil.



Figura 3-6 - Disposição do perfil e área exposta ao incêndio

Como citado anteriormente, foi adotada a hipótese de que apenas um elemento da estrutura está sob ação do fogo, sendo este elemento o pilar central do segundo pavimento. Como os ambientes no pavimento são divididos, logo apenas uma pequena parte do perfil é submetida ao incêndio. Na Tabela 3-7 está o valor obtido para o fator de massividade referente ao perfil HP310X125 (H) com exposição ao fogo semelhante a da Figura 3-6.

Perfil metálico	Área – Ag	Perímetro – u	Fator de
	(cm²)	(cm)	massividade (m-1)
HP310X125 (H)	49,12	30,94	62,99

Tabela 3-7 – fator de massividade do perfil

A partir do fator de massividade foi possível obter o incremento de temperatura para a temperatura do aço em cada instante t de tempo. O gráfico presente na Figura 3-7 foi gerado para uma comparação entre a temperatura dos gases obtida pelo método do incêndio natural e a temperaturas do aço para o perfil explicitado Tabela 3-7.



Figura 3-7 - Temperatura dos gases e temperatura do aço

O gráfico presente na Figura 3-7 representa apenas a fase inicial do incêndio até o instante em que a temperatura do aço e dos gases atingem o valor máximo. Em cerca de 10 minutos a temperatura dos gases ultrapassa os 1000°C, enquanto a temperatura do aço ultrapassa os 600°C para este mesmo instante. No entanto, ambas atingem a temperatura máxima em um tempo semelhante. A influência do fator de massividade provoca um distanciamento nos instantes iniciais entre a curva de incêndio natural dos gases e a curva de temperatura do aço. Para fatores de massividade elevados, as curvas seguem próximas nos instantes iniciais e finais, conforme observado na Figura 2-13.

A temperatura crítica do aço do elemento estrutural estudado foi obtida a partir da combinação dos esforços solicitados no pilar: compressão e flexão. Conforme a Equação (2-22) foi necessário calcular os esforços separadamente e combiná-los para a flexocompressão. O esforço axial solicitado no pilar analisado é de 1020,62 kN e o momento fletor é de 17,50 kN.m. A área da seção bruta é de 159 cm².

$$\frac{1020,62}{N_{fi,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{17,50}{M_{fi,Rd}} + \right) \le 1$$
(3-1)

Na Equação (2-22) tem-se os momentos em relação ao eixo X e ao eixo Y, como variáveis. No entanto, para o pilar estudado, há momento fletor em apenas uma direção, cuja solicitação é de 17,50 kN.m. O cálculo do $M_{fi,Rd}$ é semelhante para elementos não submetidos ao incêndio, conforme a ABNT NBR 8800:2008, porém, o índice de esbeltez plástico é modificado pelo fator de correção referente ao incêndio. Após a resolução da Inequação (3-1), foi obtido o valor do parâmetro $k_{\gamma,\theta}$ pela Equação (3-2).

$$0,34 \le k_{y,\theta} \tag{3-2}$$

Portanto, a temperatura crítica do aço – Equação (3-3) – é definida pela Equação (2-25). Conforme o valor de redução da tensão de escoamento do aço obtido pela flexocompressão em situação de incêndio, Equação (3-1).

$$\theta_{a,cr} = 39,19. \ln\left(\frac{1}{0,9674.k_{y,\theta}^{3,833}} - 1\right) + 482 = 643,95 \,^{\circ}C \tag{3-3}$$

Segundo a ABNT NBR 14323:2013, a partir da temperatura crítica do aço, que é função das características do perfil metálico, da temperatura dos gases e do fluxo de calor, o perfil metálico solicitado aos esforços citados, não resiste e ocorre o colapso da estrutura.

3.2.4. Simulação do incêndio natural na estrutura

Para a simulação do incêndio natural, foram modificadas as propriedades mecânicas do perfil conforme a temperatura do aço no instante de tempo t. Adotou-se a hipótese de que apenas o pilar central do segundo pavimento está submetido ao incêndio, sendo os outros elementos protegidos e não expostos. Esta simplificação do problema permite identificar exatamente a influência de apenas um elemento estrutural.

Na Tabela 3-8 estão descritas as propriedades mecânicas do perfil submetido ao incêndio para cada instante de tempo t. As propriedades mecânicas do aço sofrem redução a medida que a temperatura aumenta, com o avanço do desenvolvimento do incêndio.

Tempo (s)	Tempo (min)	$\theta_a(^{\circ}C)$	$k_{y,\theta}$	$k_{E,\theta}$
120	2,00	115,29	1,000	0,950
360	6,00	407,77	0,890	0,650
480	8,00	545,30	0,625	0,455
582	9,70	643,95	0,430	0,280
600	10,00	660,36	0,390	0,250
900	15,00	834,03	0,085	0,079
1200	20,00	1028,52	0,030	0,034
1800	30,00	1152,53	0,010	0,012
2329,8	38,83	1200,00	0,000	0,000

Tabela 3-8 - Fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço

Foram escolhidos instantes de tempo de 2, 6, 8, 10, 15, 20 e 30 minutos, além dos instantes de temperatura crítica e temperatura máxima. O módulo de elasticidade do aço reduz em 35% da capacidade apenas nos 6 primeiros minutos. Chegando a uma redução de 55%, 2 minutos depois. A temperatura crítica do aço ocorre em cerca de 9,7 minutos, nesse instante o módulo de elasticidade possui apenas 28% da sua capacidade, enquanto a tensão de escoamento tem uma redução de 57%.

Para uma melhor compreensão da influência do incêndio no pilar central do segundo pavimento, foram calculados os esforços resistentes à compressão e à flexão durante o desenvolvimento do incêndio, conforme a Equação (2-17) e Equação (2-21), com os fatores de redução presentes na Tabela 3-8.

A redução das propriedades mecânicas provoca uma redução significativa na capacidade de resistência dos elementos estruturais. Os resultados obtidos da capacidade de resistência do pilar estão presentes na Tabela 3-9.

Tempo (s)	Tempo (min)	Temperatura (°C)	Resistência à compressão (kN)	Resistência à flexão (kN.m)
120	2,00	115,29	1187,35	259,08
360	6,00	407,77	1161,00	230,58
480	8,00	545,30	816,18	161,93
582	9,70	643,95	582,65	111,40
600	10,00	660,36	531,17	101,04
900	15,00	834,03	102,14	22,02
1200	20,00	1028,52	33,62	7,77
1800	30,00	1152,53	10,98	2,59
2329,8	38,83	1200,00	0,00	0,00

Tabela 3-9 - Resistência ao esforço axial de compressão no pilar central do segundo pavimento

Na Tabela 3-9 é possível notar que a partir de 600 °C a capacidade de resistência do perfil passa a diminuir rapidamente, provocando a perca do elemento estrutural quando os elementos são devidamente engastados. A carga que o perfil seria capaz de suportar, passa a ser redistribuída para outros elementos. É notável que a partir de 10 minutos o pilar perde mais de 60% da sua capacidade de resistência à flexão. Enquanto a resistência à compressão é reduzida drasticamente nos primeiros 6 minutos de exposição ao incêndio.

O avanço da temperatura diminui a capacidade do pilar central, logo os elementos estruturais são fortemente afetados. Nas Figura 3-8 e Figura 3-9 é possível observar o diagrama de momento fletor para a estrutura no instante inicial do incêndio, quando as propriedades do aço ainda não foram reduzidas, e o instante em que a coluna central perde completamente a capacidade – para fins de ilustração, o pilar foi retirado completamente. O momento fletor nos pilares laterais tende a aumentar no topo dos pilares. O pilar que fica logo acima do pilar central, tende a provocar um esforço concentrado nas vigas inferiores.



Figura 3-8 - Momento fletor atuando no pórtico central XZ para Y=6,00m para temperatura ambiente

Na Figura 3-8 é possível observar a solicitação do esforço de flexão na estrutura no plano XZ para Y=6, ou seja, o pórtico central da edificação, no instante anterior ao incêndio, ainda em temperatura ambiente. O pilar cujo incêndio foi provocado é o pilar central do segundo pavimento. Sendo assim, as vigas que chegam nesse pilar, possuem uma configuração distinta das outras a partir do início do incêndio.

Para a Figura 3-9 tem-se a estrutura para o instante de tempo em que o pilar P5 não possui mais capacidade de resistência, ou seja, quando sua solicitação é maior que sua capacidade de

resistir aos esforços. A fim de ilustração, o pilar foi retirado do modelo. A redistribuição dos esforços, que antes resistido pelo pilar P5 seja resistido pelos outros elementos estruturais. Os esforços que antes eram resistidos pelo pilar P5 passam a ser resistidos pelos outros elementos estruturais, como as vigas e os pilares adjacentes. Esses elementos entram em colapso quando sua solicitação é maior que sua capacidade de resistência. Devido a hipótese adotada de que os outros elementos, além do pilar P5, não estão submetidos ao incêndio, então eles foram calculados conforme a ABNT NBR 8800:2008.



Figura 3-9 - Momento fletor atuando no pórtico central XZ para Y=6,00m para temperatura o rompimento do pilar central

Nas Figura 3-8e Figura 3-9 é possível observar ainda que o incêndio que ocorre no segundo pavimento de uma edificação pode provocar um aumento nos esforços dos elementos estruturais acima.

No *software* SAP 2000 foram obtidas as solicitações para cada instante de tempo durante a ocorrência do incêndio. O gráfico presente na Figura 3-10 mostra a comparação entre a capacidade de resistência e a solicitação para o esforço axial.



Figura 3-10 - Resistência à compressão do pilar P5 e a capacidade de resistência do pilar em função do tempo

A temperatura crítica ocorre em cerca de 9,7minutos. No entanto, antes do perfil atingir a temperatura crítica, ele já entra em colapso por não resistir a solicitação do esforço de compressão. A solicitação ao perfil passa a ser menor com o aumento da temperatura, devido à diminuição do módulo de elasticidade e da resistência. Quando a solicitação passa a ser menor que a solicitação, então podemos considerar que o pilar colapsou.

Na Figura 3-11 é possível observar a comparação entre o esforço solicitante e resistente à flexão para o pilar P5.



Figura 3-11 - Resistência ao esforço de flexão no pilar P5 e capacidade de resistência do pilar em função do tempo

Para o momento fletor é possível observar no gráfico presente na Figura 3-11 que a solicitação é muito pequena, e mesmo com a queda da capacidade de resistência, a solicitação ainda assim não supera a resistência do pilar P5.

O pilar central possui 4 vigas que são apoiadas. Logo, as 4 vigas tendem a mudar sua configuração, passando de 2 vigas engastadas, para apenas uma grande viga engastadas nos pilares P4 e P6. Aumentando assim os esforços nos extremos. Portanto, para determinar a capacidade das vigas que não estão submetidas ao incêndio, foi utilizada a ABNT NBR 8800:2008.

4. **RESULTADOS E ANÁLISE**

A avaliação da influência do incêndio no edifício foi feita a partir dos dados dos esforços dos elementos de pilares do segundo pavimento e das vigas centrais de piso do terceiro pavimento. O pilar cuja simulação de incêndio foi realizada é o pilar P5 do segundo pavimento, conforme nomenclatura descrita no croqui da Figura 4-1.



Figura 4-1 - Croqui - Elementos estruturais

Os pilares de canto do segundo pavimento, P1, P3, P7 e P9, possuem menores esforços solicitantes, devido à área de influência que eles abrangem. Na Tabela 4-1, Tabela 4-3, Tabela 4-7 e Tabela 4-9 estão descritos os esforços solicitantes para cada pilar, conforme a variação de temperatura do pilar central P5 do segundo pavimento.

Foram obtidos os esforços de flexão e compressão para cada pilar conforme o aumento da temperatura correspondente ao tempo de 2, 6, 8, 10, 15, 20 e 30 minutos, e para o instante de

tempo em que ocorre a temperatura crítica do pilar P5 (9,7 minutos) e máxima temperatura resistente do aço (38,83 minutos).

4.1. RESULTADOS OBTIDOS PARA OS PILARES E VIGAS

As modificações realizadas no pilar P5 provocaram pouca influência no pilar de canto P1. É possível observar na Tabela 4-1 que quando o pilar P5 atinge a temperatura de 643,95°C (temperatura crítica), o momento fletor no pilar P1, que no instante inicial era de 161,27kN passa a ser de 161,66kN. Quando o pilar P5 atinge a temperatura crítica a influência no pilar P1 é muito pequena, inferior a 0,5%. No instante em que o pilar P5 atinge a temperatura de 1200°C, ou seja, o aço perdeu completamente a capacidade, o aumento no esforço axial do pilar P1 é de menos de 5%.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	161,27	16,00
6,00	407,77	161,36	16,01
8,00	545,30	161,47	16,02
9,70	643,95	161,66	16,05
10,00	660,36	161,71	16,06
15,00	834,03	162,56	16,21
20,00	1028,52	163,68	16,41
30,00	1152,53	162,77	16,78
38,83	1200,00	168,76	17,39

Tabela 4-1 - Esforços no pilar P1

O pilar P2 é um pilar central do pórtico XZ com Y=12,00m. A viga V10 se apoia no pilar central P5 e no pilar P2. Portanto ele sofre influência direta das modificações realizadas no pilar P5. Na Tabela 4-2 estão os esforços solicitantes para o pilar P2 conforme o aumento de temperatura do pilar central P5.

Na Tabela 4-2 é possível verificar a influência da perda do pilar P5 nos esforços solicitantes. O esforço axial de compressão sofre um aumento de 2% na solicitação comparando o instante inicial e o instante em que o pilar P5 atinge a temperatura crítica. Enquanto o momento fletor aumenta em 13% para este mesmo período. Ao comparar o instante inicial do incêndio com a temperatura de 1200°C é possível observar que o esforço axial sofre um aumento de 56%. E o momento fletor aumenta em 196%. Apesar do aumento elevado nos esforços, o pilar P2 é robusto e resiste ao momento fletor em até 270,1kN.m e à solicitação de compressão de até 2369,5kN.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	381,76	44,87
6,00	407,77	383,22	46,40
8,00	545,30	385,22	48,12
9,70	643,95	389,35	50,93
10,00	660,36	390,62	51,68
15,00	834,03	413,46	62,35
20,00	1028,52	446,03	75,33
30,00	1152,53	503,56	97,31
38,83	1200,00	598,26	133,01

Tabela 4-2 - Esforços no pilar P2

O pilar P3 possui a mesma solicitação do pilar P1. Portanto, a análise é semelhante. Isso ocorreu devido à localização do pilar, no canto do edifício. Na Tabela 4-3, tem-se os esforços resultantes das modificações do pilar P5.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	161,27	16,00
6,00	407,77	161,36	16,01
8,00	545,30	161,47	16,03
9,70	643,95	161,66	16,05
10,00	660,36	161,716	16,06
15,00	834,03	162,566	16,209
20,00	1028,52	163,68	16,419
30,00	1152,53	162,77	16,789
38,83	1200,00	168,758	17,39

Tabela 4-3 - Esforços no pilar P3

O pilar P4, cujos esforços estão descritos na Tabela 4-4, assim como os pilares P2, P6 e P8 possuem um elevado aumento nos esforços. O acréscimo no esforço axial para o instante em que o pilar P5 atinge a temperatura crítica é de 2,5%. E para o esforço de flexão, o aumento é

de 9%. Para o instante em que o pilar P5 perde completamente sua capacidade na temperatura de 1200°C o acréscimo no esforço axial é de 70%. E para o momento fletor, o acréscimo é de 253%. No entanto, assim como o pilar P2, o pilar P4 é robusto e sua capacidade de resistência é superior ao solicitado. Portanto, ele não rompe e suporta o acréscimo das solicitações.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	394,72	46,69
6,00	407,77	396,73	47,54
8,00	545,30	399,41	48,69
9,70	643,95	404,83	51,00
10,00	660,36	406,48	51,70
15,00	834,03	435,90	64,25
20,00	1028,52	477,63	82,06
30,00	1152,53	551,22	113,45
38,83	1200,00	672,32	165,11

Tabela 4-4 - Esforços no pilar P4

O pilar P5 é o pilar que sofre a ação do incêndio. Com a redução significativa do módulo de elasticidade ao longo do tempo do incêndio, o pilar passa a diminuir sua capacidade de resistência, e com isso as solicitações também diminuem, pois os carregamentos buscam os elementos com maior rigidez. Segundo a ABNT NBR 14323:2013 o pilar perde sua capacidade e a partir da temperatura crítica, ocorre o colapso do elemento. No entanto, o pilar possui uma redução elevada das suas propriedades até o colapso total.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	1022,84	17,63
6,00	407,77	1015,47	14,93
8,00	545,30	1005,64	12,41
9,70	643,95	985,77	9,23
10,00	660,36	979,72	8,55
15,00	834,03	871,81	3,46
20,00	1028,52	718,75	1,61
30,00	1152,53	448,79	0,57
38,83	1200,00	0,00	0,00

Tabela 4-5 - Esforços no pilar P5

A redistribuição dos esforços ocorre, sobrecarregando os outros elementos. Para a temperatura crítica de 643,95°C a capacidade de resistência do pilar a compressão é de 582,65 kN (Tabela 3-9), no entanto a solicitação é de 985,77 kN. Portanto, antes de atingir a temperatura crítica o pilar rompe por não resistir à solicitação. Os esforços obtidos para o pilar P5 durante a ação do incêndio estão na Tabela 4-5.

Na Tabela 4-6 estão os dados referentes ao pilar P6, que possui a mesma solicitação do pilar P4. Ao comparar a Tabela 4-4 e a Tabela 4-6 é possível observar a semelhança nos dados.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	394,72	46,69
6,00	407,77	396,73	47,54
8,00	545,30	399,411	48,69
9,70	643,95	404,83	50,99
10,00	660,36	406,18	51,70
15,00	834,03	435,90	64,25
20,00	1028,52	477,62	82,06
30,00	1152,53	551,22	113,45
38,83	1200,00	672,32	165,11

Tabela 4-6 - Esforços no pilar P6

O pilar P7 possui solicitação semelhante ao pila P1 e P3, por ser um pilar de canto, e não possuir elemento estrutural que o conecta ao pilar P5, a influência do incêndio é pequena, alterando pouco as solicitações referentes ao esforço axial e momento fletor. Em relação ao aumento do momento fletor pode-se observar um acréscimo de 0,3% para o instante de temperatura crítica do pilar P5. E um aumento de 8% do início do incêndio até a perda completa do pilar P5. Enquanto para o esforço axial o aumento é irrelevante até o instante de temperatura crítica do pilar P5. Para a perda completa do pilar P5, pode-se observar um acréscimo de 4% na solicitação à compressão. Os dados referentes ao pilar P7 constam na Tabela 4-7.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	152,71	15,91
6,00	407,77	152,73	15,92
8,00	545,30	152,75	15,93
9,70	643,95	152,85	15,96
10,00	660,36	152,88	15,97
15,00	834,03	153,56	16,12
20,00	1028,52	154,61	16,33
30,00	1152,53	156,50	16,70
38,83	1200,00	159,63	17,30

Tabela 4-7 - Esforços no pilar P7

Os esforços solicitantes no pilar P8 estão descritos na Tabela 4-8. O pilar P8 está conectado ao pilar P5 através da viga V09, portanto ele recebe um aumento dos esforços devido ao incêndio no pilar P5.

Quando o pilar P5 atinge a temperatura de 643,95°C (temperatura crítica), o esforço axial no pilar P8, que no instante inicial era de 367,58kN passa a ser de 375,80kN, a influência é de cerca de 2%. No instante em que o pilar P5 atinge a temperatura de 1200°C, ou seja, o aço perdeu completamente a capacidade, a compressão sofre um aumento de 59%, e a flexão de 265% no pilar P8.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	367,58	27,68
6,00	407,77	369,26	26,98
8,00	545,30	371,45	26,35
9,70	643,95	375,80	26,33
10,00	660,36	377,11	26,55
15,00	834,03	400,29	33,12
20,00	1028,52	432,99	44,57
30,00	1152,53	490,58	65,70
38,83	1200,00	585,31	100,92

Tabela 4-8 - Esforços do pilar P8

E para o pilar P9 a solicitação devido à perda de capacidade do pilar P5 é muito pequena, atingindo menos de 5% para os esforços axiais e para o momento fletor o acréscimo é de cerca de 9%.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Esforço Axial (kN)	Momento fletor (kN.m)
2,00	115,29	152,71	15,91
6,00	407,77	152,73	15,92
8,00	545,30	152,75	15,93
9,70	643,95	152,85	15,96
10,00	660,36	152,88	15,97
15,00	834,03	153,56	16,12
20,00	1028,52	151,46	16,33
30,00	1152,53	156,50	16,70
38,83	1200,00	159,63	17,30

Tabela 4-9 - Esforços no pilar P9

Para as vigas, a análise foi feita de maneira semelhante a dos pilares. Foram avaliados os esforços nas vigas que estão apoiadas no pilar central. Pela configuração da estrutura, as vigas estão engastadas nos pilares, logo o digrama de momento fletor possui um trecho positivo e outro negativo. Com a diminuição da capacidade do pilar central P5, o momento fletor nas vigas foi diminuindo no topo do pilar central, e aumentando na outra extremidade. A avaliação foi feita com base no módulo do momento fletor, o maior momento para aquele instante de tempo para a configuração do pilar P5. As vigas V03 e V04 possuem os mesmos esforços, que estão descritos na Tabela 4-10.

A partir do instante em que o pilar central se rompe, as vigas V03 e V04 passam a formar uma viga única viga, com momento fletor elevado nas extremidades (topo do pilar P4 e pilar P6). As vigas V03 e V04 resistem à flexão para solicitações de até 362,32 kN.m. Portanto, o colapso das vigas V03 e V04 pode ocorrer antes da temperatura do pilar P5 atingir 1200°C.

Para as vigas V03 e V04, quando o pilar P5 atinge a temperatura crítica não há acréscimo de esforços na flexão, pois os momentos foram obtidos em módulo. Pela característica da vinculação, engaste, o momento no topo do pilar passa a diminuir e a outra extremidade da viga passa a sofrer com a elevação do momento. Sendo assim, quando se compara a flexão no instante inicial e o instante de temperatura crítica 643,95°C não há uma elevação do esforço. No entanto, ao comparar o instante inicial do incêndio com a perda total do pilar P5, o esforço cortante aumenta de 111,21 kN para 221,53 kN, ou seja, uma aumento de quase 100%.E o momento fletor, para este mesmo intervalo aumenta de 110,12 kN.m para 413,81 kN.m, ou
seja, um acréscimo de 275%. Na Tabela 4-10 é possível observar os esforços de flexão e cortante para as vigas V03 e V04.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Momento fletor (kN.m)	Esforço cortante (kN)
2,00	115,29	110,12	111,21
6,00	407,77	107,42	110,37
8,00	545,30	103,8165	109,259
9,70	643,95	106,8952	110,8952
10,00	660,36	108,78	111,47
15,00	834,03	142,5415	123,363
20,00	1028,52	190,4195	140,689
30,00	1152,53	274,86	171,249
38,83	1200,00	413,8116	221,531

Tabela 4-10 - Esforços na viga V03 = V04

A viga V09 cujos dados estão na Tabela 4-11 que também se apoia no pilar P5 possui um aumento de mais de 100% no momento fletor, ao comparar o instante inicial do incêndio, e o momento em que ocorre a perda completa do pilar P5. No entanto, para o instante em que ocorre a temperatura crítica o momento passa de 134,22 kN.m para 119,85kN.m. Isso acontece devido à diminuição do momento fletor no topo do pilar P5 e o acréscimo na outra extremidade, no pilar P8. Por este motivo, o momento fletor máximo diminui, e a partir da temperatura do aço de 834,03°C do pilar P5, começa a ocorrer o aumento, mas no outro extremo da viga. O esforço resistente à flexão da viga é de 143,13 kN.m, portanto antes de o pilar P5 atingir a temperatura de 1152,53°C, a viga deixa de resistir ao acréscimo de solicitação e rompe.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Momento fletor (kN.m)	Esforço cortante (kN)
2,00	115,29	134,22	121,503
6,00	407,77	131,05	120,757
8,00	545,30	127,16	119,80
9,70	643,95	119,85	117,934
10,00	660,36	117,7128	117,374
15,00	834,03	88,63	109,914
20,00	1028,52	121,6531	93,767
30,00	1152,53	180,2156	147,978
38,83	1200,00	276,74	187,891

Tabela 4-11 - Esforços na viga V09

Para a viga V10, a análise é semelhante à da viga V09. Os dados referentes aos esforços solicitantes estão presentes na Tabela 4-12. Do início do incêndio ao instante em que ocorre a perda completa do pilar P5, o momento fletor na viga sofre um aumento de cerca de 186%. Assim como para a viga V09, o esforço resistente à flexão da viga é de 143,13 kN.m. Portanto a viga V10 rompe pouco antes do pilar P5 atingir a temperatura de 1152,53°C. O esforço cortante sofre um aumento de 74% do instante inicial ao instante em que acontece a perda do elemento estrutural pilar P5.

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Momento fletor (kN.m)	Esforço cortante (kN)
2,00	115,29	107,87	112,442
6,00	407,77	106,30	118,65
8,00	545,30	103,87	111,05
9,70	643,95	98,4016	109,351
10,00	660,36	96,65	108,825
15,00	834,03	120,3124	118,3124
20,00	1028,52	153,8737	131,925
30,00	1152,53	212,7439	156,152
38,83	1200,00	309,4391	196,04

Tabela 4-12 - Esforços na viga V10

4.2. ANÁLISE DOS DADOS

O pilar P5 submetido ao incêndio confinado sofre com a diminuição da capacidade de resistência, na Tabela 3-9 estão descritos as novas resistências à compressão e a flexão para este elemento estrutural. Para uma melhor representação dos dados, temos o gráfico presente na Figura 4-2 e Figura 4-3.



Figura 4-2 - Diminuição da capacidade de resistência à flexão do pilar P5em função do tempo



Figura 4-3 - Diminuição da capacidade de resistência à compressão do pilar P5em função do tempo

É possível observar na Figura 4-2 e Figura 4-3, tanto para a resistência à flexão como para a resistência ao esforço axial, que nos primeiro instantes do incêndio o pilar já perde uma boa parte da sua capacidade, provocando a redistribuição dos esforços para os outros elementos estruturais. A norma de incêndio considera que o colapso do elemento estrutural acontece após a temperatura crítica. No entanto, os outros elementos estruturais, através da redistribuição do esforços podem resistir as novas solicitações e assim impedir o colapso total da estrutura.

Na Figura 4-4 tem-se o aumento na solicitação à compressão dos pilares em função da temperatura. Nos pilares que possuem ligação direta, através das vigas com o pilar P5, o acréscimo na solicitação é maior. Já os pilares dos cantos, são eles: P1, P3, P7 e P9, o acréscimo de temperatura é pequeno, pode-se dizer que eles praticamente não sofrem influência do pilar P5.



Figura 4-4 - Acréscimo no esforço axial dos pilares pela temperatura do pilar P5

A partir da temperatura crítica de 643,95°C o esforço axial nos pilar P2, P4, P6 e P8 é relevante, como pode ser observado na Figura 4-4. Mesmo com a redistribuição dos esforços, os pilares mais solicitados não rompem. Isso acontece devido ao dimensionamento deles, são pilares robustos que resistem a uma carga elevada. Esses pilares foram escolhidos com essas características a fim de se observar como acontece o fenômeno da redistribuição dos esforços, sem que ocorra o colapso progressivo após o rompimento do pilar P5.

Na Figura 4-5 está ilustrado graficamente o acréscimo do momento fletor no topo dos pilares em função da temperatura. Assim como no esforço axial, o acréscimo para os pilares P2, P4, P6 e P8 se deu de forma semelhante. Após a instante em que ocorre a temperatura crítica, as solicitações passam aumentar.



Figura 4-5 - Acréscimo do momento fletor nos pilares pela temperatura do pilar P5

Os pilares ligados diretamente no pilar P5 possuem um pequeno acréscimo até a temperatura de 643,95°C (temperatura crítica) no pilar P5. Após esse instante, o pilar P5 possui uma diminuição relevante do esforço de flexão e ocorre a redistribuição de esforços nos outros pilares. O fenômeno ocorre de forma semelhante para o esforço axial.

Na Figura 4-6 temos os acréscimos nos esforços solicitantes para a viga V03 e V04, que são iguais. É possível observar que a partir do momento em que o pilar P5 atinge a temperatura crítica, ocorre uma maior solicitação na viga. A solicitação referente à flexão é a que sofre um maior aumento. Na direita do gráfico é possível observar um croqui com a indicação de onde estão localizadas essas vigas.



Figura 4-6 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V04 e V05 em função da temperatura do pilar P5

No gráfico da Figura 4-7 está o comparativo entre os esforços solicitantes para a viga V09. Assim como as vigas V03 e V04, ocorre o acréscimo nos esforços devido à redistribuição.



Figura 4-7 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V09 em função da temperatura do pilar P5

É possível observar ainda na Figura 4-7 que após a temperatura crítica, o momento fletor em módulo passa a diminuir. Isso ocorre devido à característica da vinculação da viga. No apoio em cima do pilar P5 o momento passa a diminuir, já que o pilar vai diminuindo sua capacidade e a vinculação que antes era rígida passa a ser flexível. E na outra extremidade da viga, em cima do pilar P2, o momento passa a aumentar consideravelmente.

Na Figura 4-8 está representado o aumento nos esforços de flexão e cortante para a viga V10. Após a temperatura crítica ocorre o acréscimo de esforços na flexão é maior que no esforço cortante, assim como ocorreu para as outras vigas.



Figura 4-8 - Acréscimo de esforços solicitantes nas vigas V10 em função da temperatura do pilar P5

Este trabalho consiste na análise dos elementos do segundo pavimento em relação a um pilar submetido ao incêndio. Na metodologia do trabalho pode ser observada a influência que o pilar tem nos elementos que estão acima. Das vigas de piso do terceiro pavimento até a cobertura, é possível, por meio das imagens gráficas, perceber que a influência tende a diminuir com o avanço dos andares superiores.

Para o acréscimo de solicitações no pilares, ao calcular a capacidade de resistência conforme as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, pois eles não estão sujeito a ação do incêndio,

foi observado que eles não atingiram a capacidade de resistência. Mesmo com a perda completa do pilar central do segundo pavimento, os pilares adjacentes suportaram o acréscimo dos esforços.

Para o acréscimo de esforços nas vigas, o rompimento acontece em tempos diferentes. Para a viga V03 e V04, o colapso acontece antes de completar 30 minutos do início do incêndio, pois elas resistem a uma solicitação de até 362,32 kN.m para a flexão e a solicitação neste instante é de 413,81 kN.m. Para a viga V09 o colapso acontece mais ou menos no mesmo período, pois a capacidade de resistência a flexão é de 143,13 kN.m e em 30 minutos a solicitação já é de 180,22 kN.m. Para a viga V10 o colapso acontece antes dos 20 minutos de duração do incêndio, quando a solicitação passa a ser de 153,87 kN.m enquanto a capacidade de resistência também é de 143,13 kN.m.

5. CONCLUSÕES

Os estudos relacionados ao incêndio em estruturas possuem grande importância, porém muito complexos por envolverem diversas variáveis. Neste estudo foi observado que mesmo após a temperatura crítica, que é dada como a temperatura de colapso do elemento estrutural, os outros elementos continuam resistindo as novas solicitações.

Os resultados gerados pelo modelo estão conforme esperado incialmente, que mesmo após a temperatura de colapso do elemento estrutural, através da redistribuição de cargas e esforços, os outros elementos atuam retardando o tempo do colapso progressivo. As vigas resistem a um acréscimo nos esforços superior ao gerado pela temperatura crítica do aço no perfil estudado, até um certo período de tempo. A viga V10 rompe em menos de 20 minutos do início do incêndio, enquanto as outras vigas entram em colapso em cerca de 30 minutos. Portanto o colapso, para este modelo, não ocorreu na temperatura crítica do pilar P5.

Mesmo com o acréscimo dos esforços, os elementos demoraram a atingir a capacidade de resistência. Portanto, para procedimentos de projetos, podem ser adotados pilares que resistam à redistribuição dos esforços durante a ação do incêndio, quando há uma probabilidade alta de ocorrência do mesmo. Além dos dispositivos de proteção contra incêndio, esta pode ser mais uma metodologia utilizada para mitigar os danos.

5.1. PROPOSTA PARA PROJETOS FUTUROS

Para a realização deste trabalho foram adotadas diversas hipóteses para simplificar o problema. Entre as hipóteses adotadas, apenas o pilar P5 do segundo pavimento está envolvido em chamas, e ele possui uma proteção em parte da seção, devido à alvenaria. Foi considerado ainda que os outros elementos estruturais do mesmo compartimento não estão sujeito à ação do fogo. Para propostas futuras, pode-se adotar que os outros elementos também estão sujeitos ao incêndio, assim a redução das propriedades mecânicas ocorrerá em todos os elementos estruturais do compartimento.

A análise dos elementos estruturais ficou limitada aos pilares do segundo pavimento e as vigas que chegam ao topo do pilar. Uma proposta relevante para o estudo do fenômeno

incêndio é a análise dos elementos estruturais que ficam acima do pavimento em que ocorre o incêndio, pois eles também sofrem com a influência, recebendo a redistribuição de esforços.

As vinculações são rígidas, perfeitamente soldadas, portanto a transmissão de esforços é maior. Logo, contribui juntamente com a robustez do perfil para que a resistência ficasse acima do esperado. Como proposta futura podem ser feitas comparações entre os diferentes tipos de ligações como flexível, semirrígida e rígida. E avaliar também a capacidade de resistência dessas ligações, pois elas podem romper antes mesmo do elemento estrutural viga ou pilar. A partir do momento em que a ligação rompe, as deformações aumentam e os deslocamentos também, gerando o colapso progressivo da estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 8681:2003. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14432:2000. Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6123:1988. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14323:2013. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 14432:2000. Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de edificações -Procedimento. Rio de Janeiro.

BESSA CESARINO, Y. (2018). Estudo Analítico e Numérico via MEF Da Instabilidade de Vigas Metálicas em Situação de Incêndio. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM- 22A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, DF, 412 p.

CAMPÊLO, L. S. Estudo numérico e analítico para determinação em situação de incêndio natural da carga crítica de vigas de aço com carga concentrada. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002a/2008, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, p. 165, 2008.

KIMURA, É. F. A. Análise termoestrutural de pilares de aço em situação de incêndio. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação e Concentração em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP, p. 225, 2009.

SILVA, V. P. (1997). Estruturas de Aço em Situação de Incêndio. Tese de doutorado, Escola Politécnica, USP, São Paulo;

SILVA, V. P. (2001). Estruturas de Aço em Situação de Incêndio, Zigurate Editora, São Paulo;

MARTINES, C. (1997). Sicurezza Antincendio, Ed. Hoepli, Milano, Italia;

MAXIMIANO, D. P. (2018). Análise Numérica avançada de estruturas de aço e de concreto armado em situação de incêndio. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção. Publicação E.TD, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 218 p.

NUNES, J. M. de B. (2005). **Uma Abordagem Numérica e Analítica para Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas De Aço em Situação de Incêndio**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-006A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 186 p.

PAIVA, Á.T. (2018). Análise da resistência de elementos metálicos em situação de incêndio pela Norma NBR 14323:2013. Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-002/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 93 p.

RIGOBELLO, R. (2011). **Desenvolvimento e Aplicação de Código Computacional para Análise de Estruturas de Aço Aporticadas em Situação de Incêndio.** Tese de Doutorado do Programa de Pós-Graduação e Concentração em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, SP.

RODRIGUES, L.T.D. (2013). **Determinação Numérica e Analítica da Carga Uniformemente Distribuída de Vigas de Aço em Situação de Incêndio Natural**, Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-007 A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF,219p.

VIEIRA, L. L. (2019). Análise da Resistência ao Fogo de Pórticos em Aço pelo Método dos Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil,
Publicação E.DM – 20A/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, DF, 122p.